

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

VICENTE S. CARBAJAL RIOS

PROMOCION 1948-C.C.

Lima, Setiembre de 1950


Sr. Director de la Escuela
Nacional de Ingenieros

Presente

S. D.

Vicente S. Carbajal Ríos, ex-alumno de la especialidad de Construcciones Civiles, Promoción 1948, de la Escuela de su digna Dirección, tiene el agrado de adjuntarle el Proyecto de Grado "Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado para San Andrés", que me fuera designado para obter el título de Ingeniero Civil, para ser sometido a la consideración de los Sres. Miembros del Jurado.

Aprovecho esta oportunidad S. D., para reiterarle los sentimientos de mi mas alta consideración y estima.


.....
Vicente S. Carbajal R.

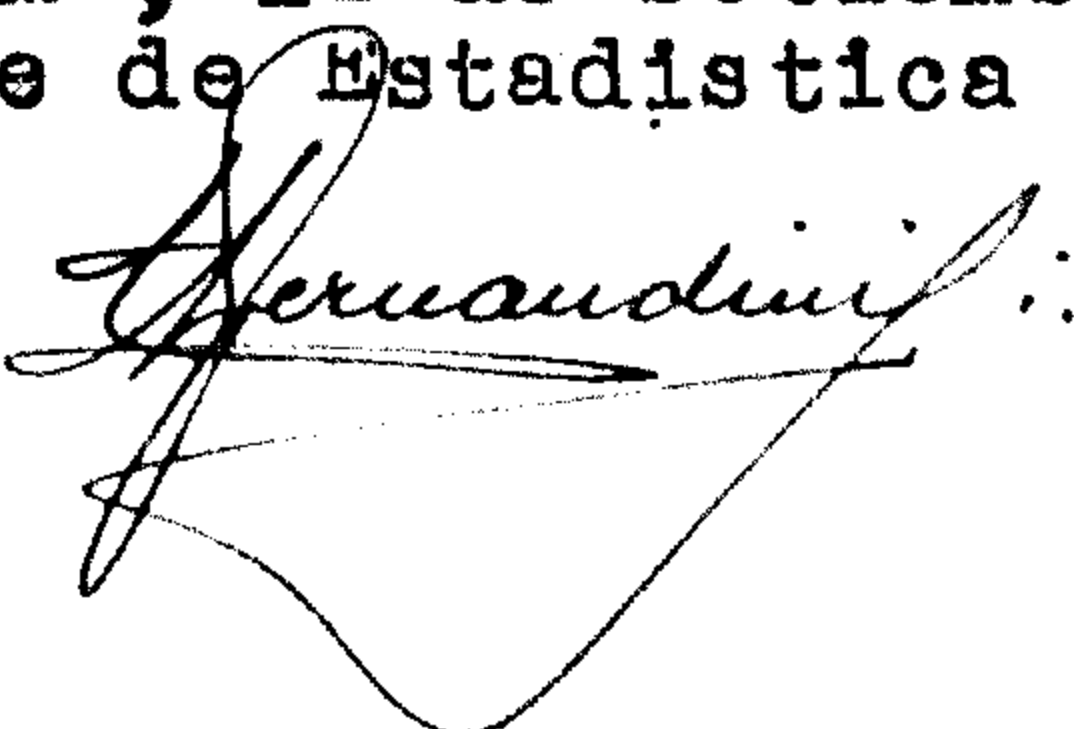
Señor Director:

El ex-alumno Vicente S. Carbajal Ríos aprobó satisfactoriamente los cinco años de e-studios en el Departamento de Construcciones Civiles, durante los Años Académicos siguientes:

1944...Primer Año
1945...Segundo "
1946...Tercer "
1947...Cuarto "
1948...Quinto "

No tiene curso de Cargo.

Lima, 12 de setiembre de 1950
Jefe de Estadística y Control



TESIS DE GRADO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

AÑO 1948

Se pide presentar un proyecto para la instalación de agua potable y desagües en la caleta de San Andrés, sujeto a las siguientes especificaciones:

- 1.- El servicio de agua potable deberá tener un abastecimiento independiente del de la población de Pisco.
- 2.- El servicio de desagües podrá descargar a la red de Pisco, ó podrá servirse de un emisor independiente al mar, previo tratamiento primario.
- 3.- Se tendrá en cuenta las necesidades futuras de la zona.
- 4.- Para la presentación del proyecto, se seguirá los lineamientos generales indicados en el libro del Ing°. Alfredo Mendiola.

Datos:

Planos topográficos de la población y del valle, de la División de Estudios y Proyectos de Obras Sanitarias.

Estudios hidrológicos hechos en la misma oficina para el abastecimiento de Pisco.

Datos estadísticos de la Dirección Nacional de Estadística.

Lima, Diciembre 1948

Ex-alumno Vicente S. Carbajal R.

El Profesor

Fdo. Alfonso Pons M.

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

G E N E R A L I D A D E S :- La caleta de San Andrés, distrito de la provincia de Pisco, del departamento de Ica, está situada a dos kilómetros y medio al sur de Pisco-Playa y a una altura promedio de 4 m.s.n.m. Está poblada en su mayoría por pescadores, y es utilizada como balneario, para las familias de Pisco é Ica que concurren allí a veranear. Su clima es templado en el invierno y caluroso en el verano, aunque atemperado siempre por las brisas del mar.

Aspecto urbanístico.- El trazado de la ciudad es irregular, con manzanas de dimensiones arbitrarias, con calles estrechas sin empedrado siquiera, con avenidas de diferentes anchos y sin seguir una misma alineación, como sucede por ejemplo con la avenida San Martín en la parte comprendida entre la Plaza de Armas y la Avenida Ica. Sus construcciones son en su mayor parte modestas, de caña y adobe, a excepción de las situadas en la avenida Miramar que son generalmente de ladrillo.

En la parte este de la población, si es verdad que ya se ha contemplado un trazado regular, tiene el inconveniente de que es una zona en que existe muchos cerros y donde hay pocas posibilidades de expansión de la ciudad. Mas bien en la parte sur por ser de topografía llana, por la vecindad al aereopuerto de la CORPAC y paso obligado a Paracas, es ya una realidad la expansión, como se comprueba por las muchas construcciones que desde hace algunos años existen.

Su topografía es casi llana, de allí que el desagüe para la población constituya el problema mas apremiante y que en los muchos años que tiene de distrito no se ha tomado en consideración, habiendo muchos ingenieros que han tratado de dar solución solo al problema del agua, pero no al problema del desagüe.

Aspecto sanitario: Estado actual de los servicio de agua y desagües.

El abastecimiento de agua, desde hace mucho tiempo, se hace por medio de un camión-tanque, cuyo propietario previo contrato con el Concejo Distrital, hace el reparto a domicilio. Esta agua es llevada a San Andrés, desde el pozo denominado " La Palmilla", a dos kilómetros y medio al sur de la población en el camino a Paracas, cuya agua en todo el distrito y también en Pisco, goza de cierta preferencia a la que se encuentra tanto en la ciudad de San Andrés como en la ciudad de Pisco mismo. El camión-tanque en referencia, según he podi-

do constatar yo personalmente, por ser nacido en Pisco y tener familiares en San Andrés, en mi última visita a esa ciudad con motivo de este proyecto, objeto de mi tesis de grado, constituido en el pozo " La Palmilla " se sacaban 150 latas de 5 galones cada una para cada viaje y el pozo prácticamente se secaba en 10 minutos, volviendo a recuperar su nivel al poco tiempo. El camión-tanque hace en promedio 5 viajes diarios menos los días Domingos. Esta agua de la " La Palmilla " solo la utilizan para los usos domésticos mas necesarios, existiendo por lo general pozos en cada casa que completan la dotación necesaria, requerida diariamente, pero de mala calidad.

En cuanto al desagüe, existen en el interior de las casas silos, ubicados en muchos casos a pocos metros de los pozos para abastecimiento de agua, y los que no los tienen, encuentran en el mar, por su cercanía, sitio de descarga obligada, como sucede en muchas casas de la avenida Miramar y avenida San Martín, y otras, las de la parte Este de la población, por su lejanía a la playa, echan sus desagües donde mejor les convienen.

Un pozo de historia. - En 1944 el Ing° José M. Romero, residente de las Obras Sanitarias de Chincha y Pisco, presentó un proyecto para abastecer de agua potable a San Andrés. En él se contemplaba la ejecución de un pozo situado a 500 metros al NE de la población, el bombeo de sus aguas a un tanque elevado y la distribución de éstas por 4 piletas. En cuanto a los desagües no llegaba a ninguna solución, debido a que la corriente marina que lleva la dirección norte, hacía imposible descargar al mar, ya que serían arrastradas a Pisco-Puerto. Desde que un muelle de descarga necesitaría de una gran longitud lo que impondría un costo muy elevado, el proyectista pensó en la construcción de tanques sépticos ubicados en la misma playa donde las filtraciones del agua sub-terráneas debe ser abundante. Como un problema así, tiene que ser objeto de un estudio especial, el Ing° Romero recomendó que fuera un técnico especialista del Ministerio de Fomento y O.P.

El proyecto en referencia fue desechado tanto por su elevado costo de construcción y mantenimiento, como por la imposibilidad de conseguir las maquinarias y materiales que se requerían, dadas las condiciones de ese momento. En su lugar se comenzó por estudiar la

posibilidad de colocar pozos individuales bombeados a mano en sustitución de las piletas.

Posteriormente , en el mismo año 1944, el Ing° Alfonso Pons M., entonces Primer Ingeniero del Servicio Técnico de Estudios y Proyectos de Obras Sanitarias, a raíz de su viaje a Pisco, presentó un informe para resolver definitivamente el problema para el presente y para el futuro, mediante la confección de un Proyecto Integral para el abastecimiento de agua y desagüe para Pisco-Pueblo, Pisco-Playa y caleta de San Andrés.

El Ing° Alfonso Pons, recomendó como solución provisional para San Andrés, la instalación de dos pozos tubulares con bombas accionadas a mano. La construcción de estos dos pozos se llevó a cabo y dieron buenos resultados al principio, pero por ser las aguas subterráneas de origen superficial, la irrigación posterior de los terrenos situados arriba de la ciudad, en San Luis, malogró la calidad del agua al quedar disueltas con las aguas de riego, las sustancias salinas contenidas en esas tierras. Hubo que abandonar entonces esos pozos para volver al sistema del camión-tanque.

En 1946, por Resolución Suprema N° 215 de 22 de Marzo de ese año, se encomendó al Ing° Emilio Le Roux, la confección de estudios y la ejecución de los proyectos definitivos de mejoramiento integral de los servicios de agua potable y desagües del Pueblo, Puerto y San Andrés. El citado ingeniero hizo el levantamiento de las tres poblaciones a curvas de nivel de metro en metro y en 1:2000, así como algunas perforaciones de pozos de prueba y análisis de muestras de agua. Posteriormente imposibilitado de continuar los estudios, presentó un informe dando cuenta de su labor realizada.

A fines del año 1947, al Ing° Carlos Alvarez A., al formar parte de la Comisión integrada por el Ing° Alfonso Pons M., en ese tiempo Jefe de la División de Estudios y Proyectos de Obras Sanitarias, y el Ing° Augusto Cornejo P., Jefe de la Sección Proyectos , para estudiar la zona, y después de las visitas a las probables fuentes de captación, se le encomendó los Estudios Definitivos para el Proyecto Integral de Saneamiento de Pisco- Pueblo, Pisco-Playa y caleta de San Andrés.

posibilidad de colocar pozos individuales bombeados a mano en sustitución de las piletas.

Posteriormente , en el mismo año 1944, el Ing° Alfonso Pons M., entonces Primer Ingeniero del Servicio Técnico de Estudios y Proyectos de Obras Sanitarias, a raíz de su viaje a Pisco, presentó un informe para resolver definitivamente el problema para el presente y para el futuro, mediante la confección de un Proyecto Integral para el abastecimiento de agua y desagüe para Pisco-Pueblo, Pisco-Playa y caleta de San Andrés.

El Ing° Alfonso Pons, recomendó como solución provisional para San Andrés, la instalación de dos pozos tubulares con bombas accionadas a mano. La construcción de estos dos pozos se llevó a cabo y dieron buenos resultados al principio, pero por ser las aguas subterráneas de origen superficial, la irrigación posterior de los terrenos situados arriba de la ciudad, en San Luis, malogró la calidad del agua al quedar disueltas con las aguas de riego, las sustancias salinas contenidas en esas tierras. Hubo que abandonar entonces esos pozos para volver al sistema del camión-tanque.

En 1946, por Resolución Suprema N° 215 de 22 de Marzo de ese año, se encomendó al Ing° Emilio Le Roux, la confección de estudios y la ejecución de los proyectos definitivos de mejoramiento integral de los servicios de agua potable y desagües del Pueblo, Puerto y San Andrés. El citado ingeniero hizo el levantamiento de las tres poblaciones a curvas de nivel de metro en metro y en 1:2000, así como algunas perforaciones de pozos de prueba y análisis de muestras de agua. Posteriormente imposibilitado de continuar los estudios, presentó un informe dando cuenta de su labor realizada.

A fines del año 1947, al Ing° Carlos Alvarez A., al formar parte de la Comisión integrada por el Ing° Alfonso Pons M., en ese tiempo Jefe de la División de Estudios y Proyectos de Obras Sanitarias, y el Ing° Augusto Cornejo P., Jefe de la Sección Proyectos , para estudiar la zona, y después de las visitas a las probables fuentes de captación, se le encomendó los Estudios Definitivos para el Proyecto Integral de Saneamiento de Pisco- Pueblo, Pisco-Playa y caleta de San Andrés.

RESUMEN DEL PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARI-
LLADO, OBJETO DE ESTA TESIS DE GRADO.- Hace algún tiempo me tomé la

libertad de pedirle al profesor del curso, Ing° Alfonso Pons Muzzo, me concediera la oportunidad de tratar sobre el problema de agua potable y desagüe de San Andrés, por ser nacido en Pisco y conocedor de la zona y de este problema, pero por estar este proyecto incluido dentro del Estudio Integral a que he hecho referencia anteriormente, me fue concedido en la forma que se especifica en la página II. de este proyecto, es decir:

1.- El servicio de agua potable deberá tener un abastecimiento independiente de la población de Pisco.

2.- El servicio de desagües podrá descargar a la red de Pisco, ó podrá servirse de un emisor independiente al mar, previo tratamiento primario.

Por ser objeto de mi proyecto, dar agua potable y desagües a San Andrés sin recurrir al sistema de Pisco, he optado por la descarga al mar, previo tratamiento primario, aunque para lograrlo haya tenido que introducirme en el campo de la Ingeniería Sanitaria, como lo es el cálculo de un tanque Imhoff.

En términos generales este proyecto consta de:

Agua potable.- La fuente de abastecimiento está situada en la zona de Ocas, por medio de galerías filtrantes, cuyo volumen de agua de 10 litros por segundo, es conducido por una tubería de concreto de 8" y por gravedad a un reservorio elevado de 160 m³. de capacidad, de donde parte la tubería de distribución a la ciudad, teniendo en cuenta en todo caso las necesidades futuras de la zona.

Desagües .- El sistema de desagües está formado por dos redes independientes: Red Norte y Red Sur, cada una de las cuales en su respectivo ^{descarga} pozo. El desagüe de la Red Sur es bombeado al buzón N° 12 de la Red Norte, llegando por gravedad a 1 pozo de esta Red, de donde es bombeado el desagüe que proviene de las dos zonas al Tanque Imhoff, para su tratamiento primario, y por último su descarga al mar.

A B A S T E C I M I E N T O D E A G U A P O T A B L E

C A P I T U L O I - C O N S I D E R A C I O N E S G E N E R A L E S :

a).- POBLACION PRESENTE Y FUTURA, PROBABLE CRECIMIENTO.-Al proyectarse un sistema de agua potable en una ciudad, es de suma importancia considerar un probable crecimiento de la población al cabo de un tiempo que varía de 15 a 40 años. La mayor o menor amplitud de este período, depende de la naturaleza y permanencia de las propias estructuras, de la cantidad del capital disponible para llevar a cabo la obra, y del ritmo de crecimiento de la población. En nuestro caso usaremos 30 años como período de diseño, por ser una población pequeña y de crecimiento lento, por ser un pueblo pescador, aunque con posibilidades de engrandecimiento, debido a su cercanía al aeropuerto de la CORPAC, hace pocos años construído, paso obligado a Paracas, punto de paso a Ica y con posibilidades de crear la industria de conservas de pescado, como lo demuestra la gran demanda de esos productos en los mercados, por existir ya dos compañías dedicadas a ésto.

En cuanto a desagües, usaremos como período de diseño 40 años, por acostumbrarse diseñar estos servicios para un tiempo mayor que para los servicios de agua, y que varía generalmente de 40 a 50 años.

La población presente según estimación de la oficina de la Dirección Nacional de Estadística para el año 1949, fecha en que comencé mi tesis de grado, era de 1635 habitantes. Los únicos datos de que se dispone para calcular la población para 30 y 40 años, es decir para agua y desagües respectivamente, o sea para los años 1979 y 1989 son:

Censo del año 1876	405 habitantes
" " 9 de Junio de 1940	1,288 "

Con estos datos y tomando el crecimiento vegetativo de Pisco-Pueblo como comparación, paso a ocuparme de:

Predicción de la Población.- El estudio del crecimiento de la población, requiere de mucho criterio para determinar el método a seguir, por esta razón no he particularizado que método es el conveniente, sino que he aplicado los 5 métodos que a continuación se indican, tomando al último valores promedios de éstos, para el cálculo de la población futura.

1).- Método Aritmético.-Este supone que el crecimiento es en línea recta, Se hace agregando a la población presente, el producto de una suma fija, por el número de años futuros que se desea tener en cuenta, así :

<u>Año</u>	<u>Intervalo en años</u>	<u>Población</u>	<u>Diferencia en años</u>	<u>Incremento por década</u>
1876 64	405 883 138
1940 9	1,288 347 386
1949	1,635

524

Incremento promedio por década: $524:2 = 262$ habitantes.

Población 1979 = Población 1949 + $262 \times 3 = 1635 + 786 = 2,421$ hab.

" 1989 = " 1949 + $262 \times 4 = 1635 + 1048 = 2,683$ "

Estos resultados resultan generalmente demasiados pequeños.

2).- Método Geométrico.-Este supone que cada individuo que entra, va a dar origen a otros, y por lo tanto considera el crecimiento de la población, como si fuera un capital colocado a interés compuesto, en el que al capital inicial se le va agregando el importe de los réditos ya adquiridos con él, y formar de ambas cantidades un nuevo y mayor capital, que irá ganando por consiguiente mayor cantidad de réditos.

Se tiene pues la siguiente fórmula del interés compuesto:

$$P_2 = P_1 (1 + r)^t \dots\dots (1) \text{ en la que :}$$

P_2 = Población calculada

P_1 = " actual = Capital inicial

r = Incremento por década

t = Tiempo en décadas.

De los datos que figuran en el primer método y aplicando la fórmula (1) se tiene :

$$\begin{aligned} \text{Período 1876-1940} \dots\dots\dots 1,288 &= 405 (1 + r)^{6.4} \dots\dots 1 + r = 1.20 \\ \text{" 1940-1949} \dots\dots\dots 1,635 &= 1,288 (1 + r)^{0.9} \dots\dots 1 + r = \underline{1.29} \end{aligned}$$

2.49

$$(1 + r) \text{ promedio} = 2.49 : 2 = 1.245 \sim 1.25$$

Luego en la fórmula (1) se tiene :

$$\text{Población 1979} = 1,635 (1.25)^3 = 3,200 \text{ habitantes}$$

$$\text{" 1989} = 1,635 (1.25)^4 = 3,973 \text{ "}$$

Estas cifras resultan generalmente elevadas.

3).- Método de Incrementos Variables.- En este método hay que determinar primero, el porcentaje de incremento de la población durante la década próxima pasada, ó el promedio de varias décadas anteriores. Se su-

pone que este porcentaje continúa constante para todas las décadas futuras, y se aplica a cada década posterior sucesivamente. Así se tiene:

De los datos siguientes :

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1876	405

1940 1,288

1949 1,635, se construye el gráfico Población-Años, del

cual se saca los siguientes datos:

<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>Incrementos</u>	<u>Variación de a = i</u>
1900	640	a 120
1910	760 140	+ 20
1920	900 160	+ 20
1930	1,060 228	+ 68
1940	1,288 648
			<hr/> 108

Promedio de incrementos: $648 : 4 = 162 = a$

" " Var. de Incr. $108 : 3 = 36 = i$

Si n = número de décadas, se puede usar la siguiente expresión:

$$\text{Población (1940 + n)} = \text{Población 1940} + na + i (1 + 2 + 3 + \dots + n)$$

Si n = 3.9 se tiene:

$$\text{Población (1940 + 3.9)} = \text{Población 1940} + 3.9 \times 162 + 36 (1 + 2 + 3 + 3.9)$$

$$\text{Población 1979} = 1,288 + 632 + 356 = 2,276 \text{ habitantes}$$

Si n = 4.9 se tiene :

$$\text{Población (1940 + 4.9)} = \text{Pobl. 1940} + 4.9 \times 162 + 36 (1 + 2 + 3 + 4 + 4.9)$$

$$\text{Población 1989} = 1,288 + 794 + 536 = 2,618 \text{ habitantes.}$$

4).- Método de comparación con el crecimiento vegetativo de Pisco-Pueblo.-

De los registros del Concejo Provincial de Pisco-Pueblo, obtuve los siguientes datos:

<u>Año</u>	<u>Nacimientos</u>	<u>Defunciones</u>	<u>Incrementos</u>
1944	564	339	225
1945	618	375	243
1946	679	286	393
1947	694	292	402
1948	678	284	<u>394</u>
			1,657

Incremento promedio en esos 5 años = $1,657 : 5 = 331$ hab. / año
La población de Pisco-Pueblo, según el censo de 1940 era de 14,240 habitantes, a los que hay que agregar el incremento de los últimos 5 años ó sea $14,240 + 1,657 = 15,897$ hab. Como falta agregar los incrementos correspondientes a los años 1941, 1942 y 1943, considero una población para fines del año 1948, de 16,000 hab. prácticamente, con un incremento por año de 350 hab. que es un poco mayor que el promedio 331, por ser estos últimos años de incrementos un poco acelerados.

Se tiene pues la siguiente regla de tres simple:

Si una población de 16,000 hab. tiene un incremento de 350 hab./año.

Una " " 1,635 " tendrá " " " 36 "

En este caso se tiene:

Población 1979 = Pobl. 1949 + $36 \times 30 = 1635 + 1080 = 2,715$ hab.

" 1989 = " 1949 + $36 \times 40 = 1635 + 1440 = 3,075$ "

5).- Método según Estadísticas.- La mayoría de las poblaciones americanas, han tenido un porcentaje de aumento de 20 a 35% por década en un lapso de 100 años, y en las ciudades europeas de 25 a 30%. Como nuestras poblaciones por el porcentaje de inmigración pobre, podemos considerar sin temor a equivocarnos, un 22.5% que es el promedio de las cifras anteriores, así se tiene :

Población 1979 = $1635 \times 1.225^3 = 3,040$ habitantes

" 1989 = $1635 \times 1.225^4 = 3,728$ "

Si consideramos a los métodos aritmético, de incrementos variables y de comparación con Pisco-Pueblo, que son los que dan valores mas bajos, un aumento por década de un 10% para la época de verano, por ser San Andrés lugar de veraneo para las familias de Pisco é Ica, se tiene:

Población 1979 ... $2,421 \times 1.30 = 3,147$ hab. - M. Aritmético

" 1979 ... $2,276 \times 1.30 = 2,960$ " - M. Incr. Var.

" 1979 ... $2,715 \times 1.30 = 3,530$ " - M. de Comparac.

Población 1989 ... $2,683 \times 1.40 = 3,756$ hab. - M. Aritmético

" 1989 ... $2,618 \times 1.40 = 3,670$ " - M. Incr. Var.

" 1989 ... $3,075 \times 1.40 = 4,300$ " - M. de Comparac.

RESUMEN DEL PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARI-
LLADO, OBJETO DE ESTA TESIS DE GRADO.

Hace algún tiempo me tomé la libertad de pedirle al profesor del curso, Ing° Alfonso Pons Muzzo, me concediera la oportunidad de tratar sobre el problema de agua potable y desagüe de San Andrés, por ser nacido en Pisco y conocedor de la zona y de este problema, pero por estar este proyecto incluido dentro del Estudio Integral a que he hecho referencia anteriormente, me fue concedido en la forma que se especifica en la página II. de este proyecto, es decir:

1.- El servicio de agua potable deberá tener un abastecimiento independiente de la población de Pisco.

2.- El servicio de desagües podrá descargar a la red de Pisco, ó podrá servirse de un emisor independiente al mar, previo tratamiento primario.

Por ser objeto de mi proyecto, dar agua potable y desagües a San Andrés sin recurrir al sistema de Pisco, he optado por la descarga al mar, previo tratamiento primario, aunque para lograrlo haya tenido que introducirme en el campo de la Ingeniería Sanitaria, como lo es el cálculo de un tanque Imhoff.

En términos generales este proyecto consta de:

Agua potable.- La fuente de abastecimiento está situada en la zona de Ocas, por medio de galerías filtrantes, cuyo volumen de agua de 10 litros por segundo, es conducido por una tubería de concreto de 8" y por gravedad a un reservorio elevado de 160 m³. de capacidad, de donde parte la tubería de distribución a la ciudad, teniendo en cuenta en todo caso las necesidades futuras de la zona.

Desagües .- El sistema de desagües está formado por dos redes independientes: Red Norte y Red Sur, cada una de las cuales en su respectivo pozo. El desagüe de la Red Sur es bombeado al buzón N° 12 de la Red Norte, llegando por gravedad a 1 pozo de esta Red, de donde es bombeado el desagüe que proviene de las dos zonas al Tanque Imhoff, para su tratamiento primario, y por último su ^{descarga} al mar.

pone que este porcentaje continúa constante para todas las décadas futuras, y se aplica a cada década posterior sucesivamente. Así se tiene:

De los datos siguientes :

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1876	405
1940	1,288
1949	1,635, se construye el gráfico Población-Años, del

cual se saca los siguientes datos:

<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>Incrementos</u>	<u>Variación de a = i</u>
1900	640	a 120
1910	760 140	+ 20
1920	900 160	+ 20
1930	1,060 228	+ 68
1940	1,288 648 108

Promedio de incrementos: $648 : 4 = 162 = a$

" " Var. de Incr. $108 : 3 = 36 = i$

Si n = número de décadas, se puede usar la siguiente expresión:

$$\text{Población (1940 + n)} = \text{Población 1940} + na + i (1 + 2 + 3 + \dots + n).$$

Si n = 3.9 se tiene:

$$\text{Población (1940 + 3.9)} = \text{Población 1940} + 3.9 \times 162 + 36 (1 + 2 + 3 + 3.9)$$

$$\text{Población 1979} = 1,288 + 632 + 356 = 2,276 \text{ habitantes}$$

Si n = 4.9 se tiene :

$$\text{Población (1940 + 4.9)} = \text{Pobl. 1940} + 4.9 \times 162 + 36 (1 + 2 + 3 + 4 + 4.9)$$

$$\text{Población 1989} = 1,288 + 794 + 536 = 2,618 \text{ habitantes.}$$

4).- Método de comparación con el crecimiento vegetativo de Pisco-Pueblo.-

De los registros del Concejo Provincial de Pisco-Pueblo, obtuve los siguientes datos:

<u>Año</u>	<u>Nacimientos</u>	<u>Defunciones</u>	<u>Incrementos</u>
1944	564	339	225
1945	618	375	243
1946	679	286	393
1947	694	292	402
1948	678	284	<u>394</u>
			1,657

Incremento promedio en esos 5 años = $1,657 : 5 = 331$ hab. / año
 La población de Pisco-Pueblo, según el censo de 1940 era de 14,240 habitantes, a los que hay que agregar el incremento de los últimos 5 años ó sea $14,240 + 1,657 = 15,897$ hab. Como falta agregar los incrementos correspondientes a los años 1941, 1942 y 1943, considero una población para fines del año 1948, de 16,000 hab. prácticamente, con un incremento por año de 350 hab. que es un poco mayor que el promedio 331, por ser estos últimos años de incrementos un poco acelerados.

Se tiene pues la siguiente regla de tres simple:

Si una población de 16,000 hab. tiene un incremento de 350 hab./año.

Una " " 1,635 " tendrá " " " 36 "

En este caso se tiene:

Población 1979 = Pobl. 1949 + $36 \times 30 = 1635 + 1080 = 2,715$ hab.

" 1989 = " 1949 + $36 \times 40 = 1635 + 1440 = 3,075$ "

5).- Método según Estadísticas.- La mayoría de las poblaciones americanas, han tenido un porcentaje de aumento de 20 a 35% por década en un lapso de 100 años, y en las ciudades europeas de 25 a 30%. Como nuestras poblaciones por el porcentaje de inmigración pobre, podemos considerar sin temor a equivocarnos, un 22.5% que es el promedio de las cifras anteriores, así se tiene :

Población 1979 = $1635 \times 1.225^3 = 3,040$ habitantes

" 1989 = $1635 \times 1.225^4 = 3,728$ "

Si consideramos a los métodos aritmético, de incrementos variables y de comparación con Pisco-Pueblo, que son los que dan valores mas bajos, un aumento por década de un 10% para la época de verano, por ser San Andrés lugar de veraneo para las familias de Pisco é Ica, se tiene:

Población 1979 ... $2,421 \times 1.30 = 3,147$ hab. - M. Aritmético

" 1979 ... $2,276 \times 1.30 = 2,960$ " - M. Incr. Var.

" 1979 ... $2,715 \times 1.30 = 3,530$ " - M. de Comparac.

Población 1989 ... $2,683 \times 1.40 = 3,756$ hab. - M. Aritmético

" 1989 ... $2,618 \times 1.40 = 3,670$ " - M. Incr. Var.

" 1989 ... $3,075 \times 1.40 = 4,300$ " - M. de Comparac.

Resumiendo se tiene :

1).- Método Aritmético.....	<u>Población 1979</u>	= 3,147 hab.-	<u>Pobl.1989</u>	= 3,756
2).- " Geométrico	"	1979 = 3,200	" - "	1989 = 3,973
3).- " Incrementos V..	"	1979 = 2,960	" "	1989 = 3,670
4).- " Comparación....	"	1979 = 3,530	" "	1989 = 4,300
5).- " Estadísticas...	"	1979 = 3,040	" "	1989 = 3,728

Tomando valores promedios, he adoptado:

Población para el año 1979 = 3,100 habitantes - Para AGUA

" " " " 1989 = 3,800 " - " DESAGUES,

como figura también en el gráfico de Crecimiento Probable de la población. No se ha construido el gráfico para cada uno de los 5 Métodos, por no complicar el dibujo , ya que los valores obtenidos son mas o menos iguales.

b).- AREA ACTUAL Y FUTURA, DENSIDADES.- Según se muestra en el plano N° 4, el área actual es de 14.5 Ha. y es de densidad casi uniforme por no tener zona comercial, industrial o residencial limitada.

Para el área de expansión , he considerado las zona norte, sur y una parte situada a uno y otro lado de la carretera que va a Ica, por las razones siguientes:

La zona norte, por ser tendencia de las poblaciones a unirse, en este caso San Andrés y Pisco-Playa, favorecida por la topografía del terreno y la existencia de una carretera asfaltada entre esas dos ciudades.

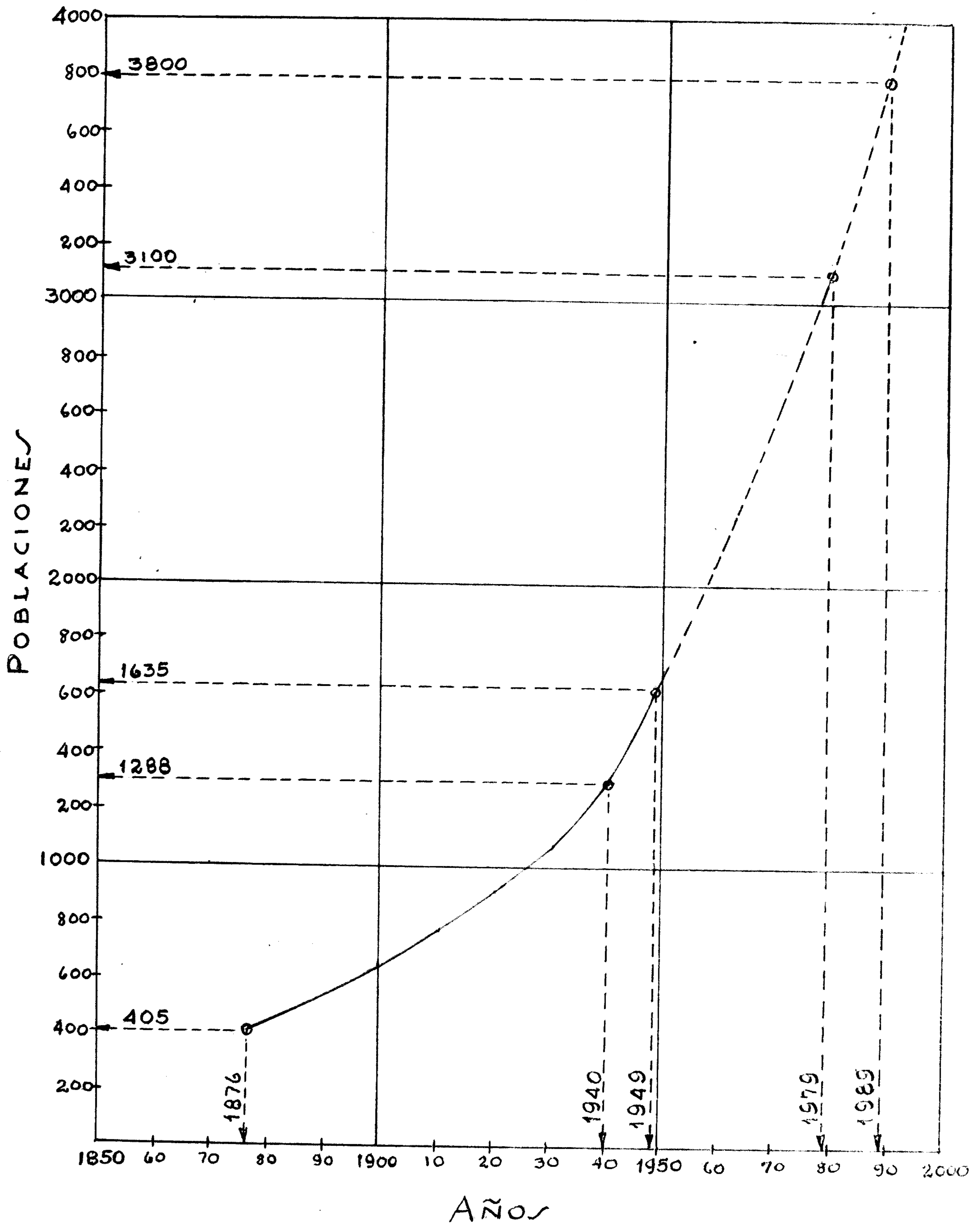
La zona sur, por ser ya una realidad la expansión en esa zona, bien por su topografía llana, como por su vecindad al aeropuerto, zona obligada de paso a Paracas, notándose en la actualidad construcciones del tipo residencial al lado de la playa, algunas construcciones ^{mas} y dos fábricas de conservas de pescado en la parte posterior de éstas.

La zona situada a uno y otro lado de la carretera que va a Ica, por que desde hace algún tiempo se notan construcciones de viviendas de tipo modestas, habitadas en general por gentes dedicadas a la pesca.

El área de estas zonas futuras de expansión es de 14.3 Ha., las que sumadas con el área actual dan un total de 28.8 Ha.

La densidad actual es: $1,635 : 14.5 = 112 \text{ hab./Ha.}$, cifra que la cataloga como una ciudad escasamente poblada, pues el Manual de Foerster estima que una ciudad de 250 hab./Ha. es densa, y una de 125 hab./Ha. es escasa.

GRAFICO DEL CRECIMIENTO PROBABLE DE LA POBLACION



ESCALAS { H: 1cm = 10 años
 V: 1cm = 200 hab.

Si se considera que esta ciudad al cabo de los 30 años, tiempo con que se ha proyectado el servicio de agua, como algo mas que una ciudad escasamente poblada, sea por ejemplo de 130 hab./Ha., que aunque poco, éllo está fundamentado por la tendencia de las familias del área actual, a adquirir propiedades en las zonas de expansión antes mencionadas, y para ~~estas~~ zonas de expansión de 85 hab./Ha., como es lógico de esperar por ser zonas de población futura.

Resumiendo se tiene :

	<u>Area</u>	<u>Densidad</u>	<u>Población</u>
Zona Actual....	14.5 Ha. 130 hab./Ha. 1,885 hab.
" Futura....	<u>14.3</u> " 85 " <u>1,215</u> "
	28.8 Ha.		3,100 hab.

Estos valores los veremos mas adelante cuando tratemos sobre el cálculo de la red de distribución.

Hago presente que las densidades arriba mencionadas, resultan bajas por haber considerado una gran área de expansión, casi igual a la actual y por haberme propuesto dar agua y desagüe a toda esa zona.

Por tener este proyecto el caracter de académico, no creo que haya inconveniente en aceptar esas zonas como futura área de expansión, y por consiguiente las densidades que se mencionan, ya que en todo caso he tratado de repartir la población calculada de 3,100 habitantes, en la mejor forma posible.

En cuanto al trazado de las zonas de expansión, he tratado en todo caso de hacerlo a base de las construcciones existentes, sobre todo en la zona sur donde ya figura un trazo en el terreno, se están vendiendo lotes de terrenos y muchos de éstos se están construyendo en la actualidad.

c).- DOTACION. - El consumo de agua de una población, se estima en litros por habitante y por día. Esta cantidad no se aplica a un día cualquiera, sino al diario promedio anual del consumo, el que dividido por el número de habitantes da la dotación, que en el Perú es casi regla general asignar la cantidad de 200 litros/habitante/día.

Entre los factores que afectan el consumo, se pueden anotar los siguientes :

1.- Standard de vida de la población y clima

P R E S E N T E - A Ñ O 1 9 4 9

Consumo diario promedio anual = $0.200 \times 1635 = 327 \text{ m}^3$. $\sim 4 \text{ lts/seg.}$
" máximo diario = $327 \times 1.4 = 457.8 \text{ m}^3$. $\sim 5 \text{ "}$
" " horario = $327 \times 2.0 = 654 \text{ m}^3$. $\sim 8 \text{ "}$.

F U T U R O - A Ñ O 1 9 7 9

Consumo diario promedio anual = $0.200 \times 3100 = 620 \text{ m}^3$. $\sim 7 \text{ lts/seg.}$
" máximo diario = $620 \times 1.4 = 868 \text{ m}^3$. $\sim 10 \text{ "}$
" " horario = $620 \times 2.0 = 1240 \text{ m}^3$. $\sim 14 \text{ "}$.

e).- DEMANDA DE AGUA PARA INCENDIO.- Hay muchos factores determinantes de la cantidad de agua para incendio, entre los que se puede considerar :

- 1.- El tamaño de la población.
- 2.- Clase de construcciones de la localidad: sean de madera, de caña, etc.
- 3.- El tipo de actividad de la ciudad, si es industrial requerirá de mayor seguridad.

En nuestro proyecto, para el cálculo de esta demanda se considera la siguiente fórmula: $Q = 10\sqrt{P}$ en lts/seg. y P= Población en miles, en lugar de la fórmula : $Q = 3860\sqrt{P} (1 - 0.01\sqrt{P})$ en lts/min. que da resultados muy elevados. Se tiene pues :

Agua para incendio : $Q = 10\sqrt{3.1} = 17.6 \sim 18 \text{ lts/seg.}$, concentrado en un punto de la red.

Usando manguera patrón de 950 lts/min = 16 lts/seg. con una presión de 3.15 Kg/cm² y un pistón de 28 mm., necesitaremos una sóla, que funcionando unas 2 horas, dá un consumo de $950 \times 60 \times 2 = 114 \text{ m}^3$, que será suministrado por el tanque regulador, y en todo caso se contará cuando menos con una motobomba, para combatir cualquier siniestro, porque élla dá una presión suficiente.

C A P I T U L O II - C A P T A C I O N

a).- OBRAS DE CAPTACION.- Por ser objeto del presente proyecto, dar un abastecimiento propio de agua potable para este distrito, y por no existir en las proximidades de la población pozos que garanticen un caudal suficiente de agua, ni tampoco calidad, me he visto obligado a recurrir a lo que se ha adoptado para el abastecimiento de Pisco, es decir por galerías filtrantes, que tienen gran ventaja sobre los pozos en este caso, porque la napa de agua está a pocos metros de la superficie y concentran el agua ~~el agua~~ en un pozo llamado Pozo Recolector, de donde se extrae por bombeo o por gravedad, siendo esto último lo que se ha adoptado como se verá posteriormente. Estas galerías filtrantes pueden reemplazar a una serie de pozos, colocados unos a continuación de otros. El gran defecto es su excesivo costo, y se construyen generalmente inclinadas a la napa de agua para darles pendiente.

b).- GEOLOGIA.- Estudios geológicos independientes, hechos en la región de Pisco hace mas de 20 años, por los geólogos alemanes Juan E. Rassmuss y H. Salfeld, ambos en relación con la posibilidad de encontrar petróleo principalmente, han permitido llegar al mismo tiempo a ciertas conclusiones sobre el agua del sub-suelo. Estos geólogos emitieron sus informes en los Boletines de la Sociedad Geológica del Perú en los años 1926 el primero y 1928 el segundo. En ellos se revela que el suelo de Pisco, está constituido por un estrato impermeable de tripoli muy grueso, por lo menos de 200 metros en la región de Caucato según Rassmuss, pudiendo en general considerarse en la zona como de mas o menos 400 metros según Salfeld. Este lecho de tripoli emerge sobre la superficie en algunos lugares, formando montículos y cerros que existen en el valle. Sobre él se encuentra depositada una gran capa filtrante de arena y conglomerado de espesor muy pequeño que varía entre 10 y 35 metros. No hay pues posibilidades de obtener aguas artesianas, con lo que desaparece también la posibilidad de obtener agua libre de gérmenes de un horizonte profundo. Todas las aguas del sub-suelo son de origen superficial y por lo tanto ofrecen peligro de contaminación. Además el valle de Pisco en épocas geológicas anteriores, ha estado sumergido, por lo que los terrenos están cargados de sales.

Este es el motivo por el cual las aguas sub-terráneas que se extraen, son de gran dureza, especialmente en las zonas cultivadas, donde las aguas de riego disuelven estas sustancias minerales incorporándolas luego a la napa freática.

Por estudios hechos posteriormente por el Ing° Jorge Broggi, que están demás enunciar, se ha llegado prácticamente a las mismas conclusiones.

También se dice ~~————~~ en estos informes, que la pampa de Pisco en la parte comprendida entre el Sapo y la Puntilla, por existir agua a poca profundidad, se habla en favor de un sub-suelo impermeable, estando probablemente muy vecino al zócalo de las Islas de Chincha.

c).- ZONA DE CAPTACION.— Antes de tratar de este punto, diremos algo sobre la zona de captación para el abastecimiento de Pisco:

Los ingenieros A. Pons, A. Cornejo, C. Alvarez y E. Le Roux, enunciados en la primera parte de esta memoria, han hecho aforos en varios pozos existentes y en otros construídos especialmente en zonas de posible captación para el abastecimiento de Pisco, dando todos ellos un rendimiento pobre ya que pronto se secaban al accionar las bombas.

Esto se debe a que la capa permeable superior de arena y conglomerado que cubre el valle de Pisco, tiene que contener agua de origen superficial. Las arenas finas que entran a formar esta capa, tienen que presentar lógicamente dificultad a la circulación de las aguas sub-terráneas, ya que este material una vez saturado, las retiene. Por lo tanto la velocidad de estas aguas debe ser reducida, por lo que la mayor parte del agua de la cuenca, debe circular por el lecho del río en forma superficial.

Por otra parte, la calidad de las muestras de agua de las diferentes zonas, según análisis químico, dan resultados negativos.

Después de un estudio minucioso, tanto hidrológico como económico, de las diferentes zonas probables, el Ing° Carlos Alvarez A., encargado del Estudio Definitivo para el Proyecto Integral de Saneamiento de Pisco, ha elegido una zona situada en el Dununcio de Ocas, como fuente de abastecimiento, en la que existe agua en cantidad y calidad

suficientes.

En cuanto al abastecimiento propio para San Andrés, diré lo siguiente:

Hace muchos años, antes de que se iniciara la construcción de la irrigación de las pampas de San Luis, situadas al este de la población, las aguas eran prácticamente de buena calidad y se ingerían sin ninguna dificultad. Posteriormente al efectuarse esta obra y al disolver las aguas de riego las sustancias minerales contenidas en esos suelos, malograron las aguas, teniéndose que abandonar muchos de los pozos que servían de abastecimiento a la ciudad.

Para evitar pues este grave inconveniente, he tratado en todo caso de ubicar la zona de captación fuera de los límites de las pampas de San Luis, en una zona que por pertenecer también al Denuncio de Ocas, supongo que reúna las mismas condiciones que la zona de captación para Pisco, en cuanto a cantidad y calidad; ubicándola en la parte SE de la población, a unos 150 metros encima del Canal Madre de esa irrigación, a unos 100 metros a la derecha de la carretera que va a Ica, a 3,700 metros de la población y a una cota aproximada de 36 m. s. n. m. , altura suficiente para que el agua se conduzca por gravedad hacia el tanque elevado situado cerca de la ciudad.

d).- CALIDAD DE LAS AGUAS POR CAPTARSE.- Según datos sacados del Departamento de Planeamiento de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias, el análisis químico de la muestra N° 3, correspondiente al agua de Ocas, hecho por la Dirección de Industrias y Electricidad, arroja el siguiente resultado :

Alcalinidad (CaCO_3)	0.3735 gr. de CaCO_3 x litro
Dureza de carbonatos y no carbonatos ..	371.5 p. p. m.
pH	7 < 7.5
Total de sólidos.....	0.192 gr. x litro < 1000 p.p.m.
Sodio (Calculado a partir del cloro ...	Trazas
Cloruros (Cl)	"
Sulfatos (SO_4).....	0.1959 gr. x litro. < 250 "

De la interpretación del análisis se deduce que la alcalinidad y la dureza están por encima de lo normal, pero no es ningún inconveniente desde el punto de vista sanitario, aunque si para la industria y usos domésticos, porque producen incrustaciones en los calderos cuan-

do el agua es muy dura y descomponen el jabón obligando a usarlo en mayor proporción para el lavado de ropa.

Por no existir mejor calidad de agua en toda la zona, que la que se menciona y por ser captada del sub-suelo, de un horizonte bastante superficial, puede contener algunas bacterias nocivas y en este caso me limitaré a decir lo que se ha hecho para Pisco, es decir aplicarle como medida preventiva una clorinación de 0.25 p.p.m., la que se efectuará en la zona de captación.

e).- CALCULO DE LA FUENTE.- El valor práctico de las fórmulas tanto de cálculo, para pozos como para galerías filtrantes, deben tomarse siempre con cierta reserva, dado que las diferentes cantidades que entran en ellas solo pueden determinarse aproximadamente, ya que casi todas dependen de factores que no son controlables.

Cálculo de los coeficientes de permeabilidad, según apuntes tomados en

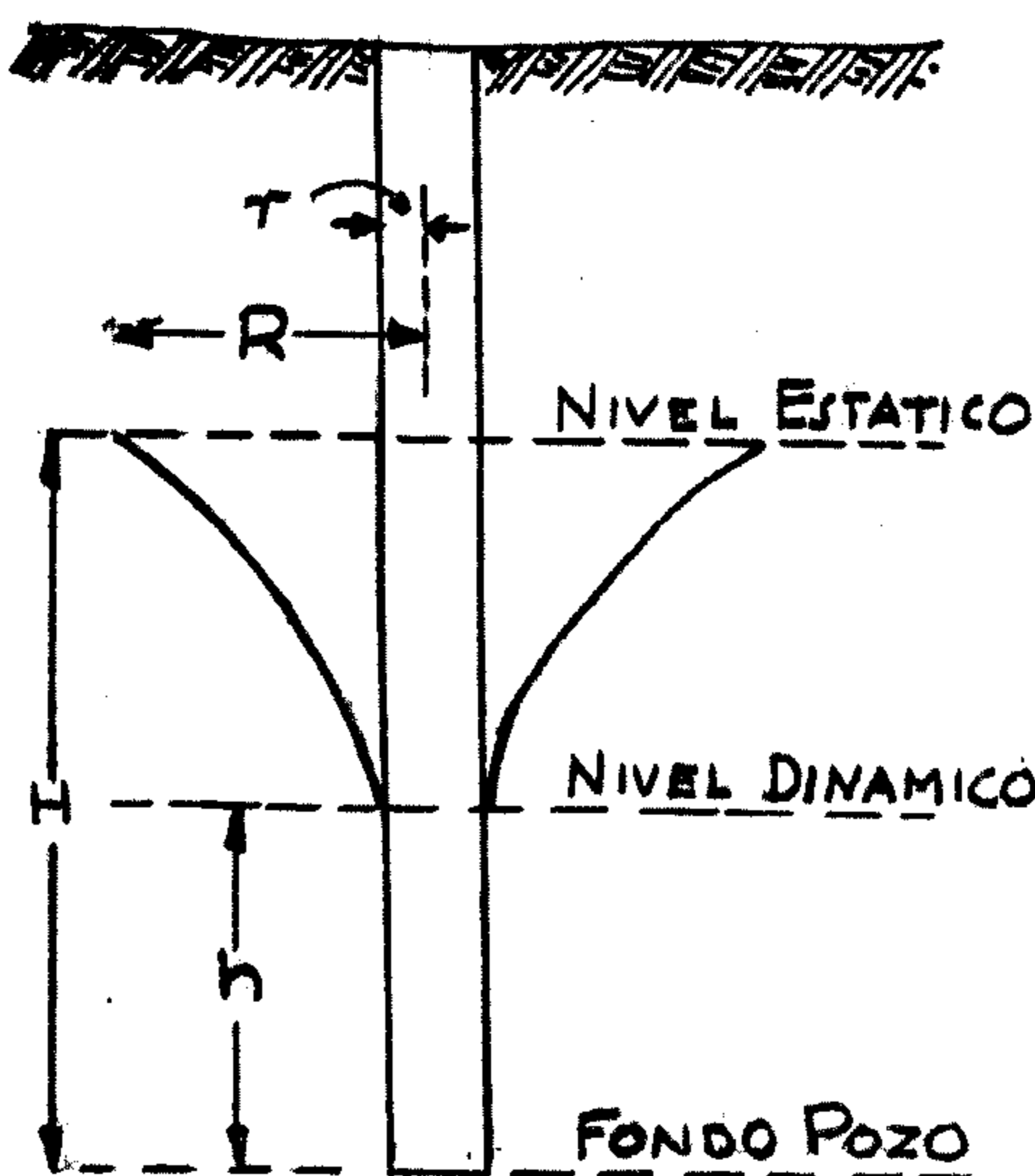
clase al profesor Ing° A. Pons.- Según apuntes del curso " Abastecimientos de Agua y Alcantarillado ", se tiene las siguientes fórmulas

para pozos ordinarios :

$$Q = \frac{K (H^2 - h^2)}{\log \frac{R}{r}} \dots\dots\dots (1)$$

$$R = \frac{1.36 (H^2 - h^2)}{2 s H \log \frac{R}{r}} \dots\dots\dots (2)$$

$$K = \frac{\pi k p}{2.3} \dots\dots\dots (3), \text{ en donde :}$$



- Q = Gasto en m3/seg.
- H = Altura de agua en el sub-suelo. en metros.
- h = " " " " " pozo durante el bombeo.
- R = Radio de influencia del pozo en metros.
- r = " del pozo en metros.
- s = Pendiente de la napa de agua.
- p = Porosidad del material filtrante.
- k = Coeficiente de permeabilidad.
- K = Coeficiente que depende de p y k.

De los datos obtenidos en el Departamento de Planeamiento de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias, por la perforación de dos pozos ordinarios de prueba en la zona de Ocas, se puede calcular los coeficientes de permeabilidad reales. Así se tiene :

Datos del primer pozo: $Q = 0.012 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $H - h = 2.40 \text{ m.}$
 $r = 0.85 \text{ m.}$ $s = 0.01$
 $H = 4.00 \text{ m.}$ $p = 0.30$
 $h = 1.60 \text{ m.}$

Cálculo de R .- Reemplazando estos valores en la fórmula (2), se tiene:

$$R = \frac{1.36 (4.00^2 - 1.60^2)}{2 \times 0.01 \times 4.00 \log \frac{R}{0.85}} = \frac{228}{\log \frac{R}{0.85}}$$

Primer tanteo..... $R = 100$ $R = \frac{228}{\log \frac{100}{0.85}} = 110$

Segundo tanteo..... $R = 108$ $R = \frac{228}{\log \frac{108}{0.85}} = 108$

Luego $R = 108 \text{ m.}$ y reemplazando valores en la (1):

$$0.012 = \frac{K (4.00^2 - 1.6^2)}{\log \frac{108}{0.85}} \dots \dots \text{ de donde } K = 0.00188$$

Sustituyendo en la fórmula (3) se tiene :

$$0.00188 = \frac{3.14 \times k \times 0.30}{2.3} \dots \dots \text{ de donde } k = 0.0046.$$

Datos del segundo pozo: $Q = 0.0043 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $H - h = 2.15 \text{ m.}$
 $r = 0.60 \text{ m.}$ $s = 0.009$
 $H = 3.80 \text{ m.}$ $p = 0.30$
 $h = 1.60 \text{ m.}$

Procediéndose en idéntica forma, se ha obtenido los siguientes resultados:

$$R = 104 \text{ m.}$$

$$K = 0.000825$$

$$k = 0.0020$$

Adoptando un valor promedio para este coeficiente de permeabilidad se tiene :

$$\underline{k = 0.0033}$$

Cálculo de los grados de permeabilidad, según el libro " Aguas Subterráneas " de García Yepes.-Para pozos ordinarios, se tiene la siguiente fórmula:

$$C = \frac{K m \pi h^2}{2.3 \log R} \dots\dots\dots (4)$$

C = Gasto en m³/seg.

h = Altura de la capa freática sobre el fondo del pozo en m.

K = Grado de permeabilidad del terreno.

m = Porosidad superficial, o sea el cuadrado de la raíz cúbica de la porosidad. Si p = 0.30, $m = (\sqrt[3]{0.30})^2 = 0.4481$.

R = Radio de depresión en m.

Nota.- Si H = Carga estática del pozo, para el caso de que el agua descendiera por una sequía, se considera a h como un 50 a 60% de H.

De los datos obtenidos de los dos pozos de prueba a que hemos hecho referencia, se tiene :

Datos del primer pozo : Q = 0.012 m³/seg. R = 108 m.
H = 4.00 m. p = 0.30
h = 50% de 4.00 = 2.00 m. m = 0.4481

Reemplazando estos valores en la fórmula (4), obtenemos :

$$0.012 = \frac{K \times 0.4481 \times 3.14 \times 2.00^2}{2.3 \times \log 108} \dots\dots\dots \text{de donde } K = 0.0100$$

Datos del segundo pozo : Q = 0.0043 m³/seg. R = 104 m.
H = 3.80 m. p = 0.30
h = 50% de 3.80 = 1.90 m. m = 0.4481

Reemplazando en igual forma en la (4) y despejando, se tiene :

$$K = 0.0040$$

Adoptando para este grado de permeabilidad, un valor promedio :

$$\underline{K = 0.0070}$$

Teniendo estos coeficientes, paso al cálculo de las galerías filtrantes.

Cálculo de las Galerías Filtrantes.- Como la cantidad de agua que debemos sacar de las galerías, es el que corresponde al consumo máximo diario, o sea 10 litros por segundo, y suponiendo que éllas tengan

50 metros de longitud, entonces se necesitará calcular las galerías filtrantes para 0.20 litros por segundo, por metro lineal o sea :

$$Q = 0.00020 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{m.l.}$$

Teniendo en cuenta que el agua del sub-suelo en la zona de captación, se encuentra posiblemente entre 0.80 a 1.00 m. de profundidad en épocas de avenidas, y suponiendo que este nivel baje en estiaje, de tal manera que se tenga agua a una profundidad de 1.50 m. y considerando también una profundidad total de las galerías de 5.00 m. que es a la que se han construido los pozos de prueba de Ocas, a entera satisfacción de construcción, obtengo para :

$$H = 5.00 - 1.50 = 3.50 \text{ m.}$$

En cuanto a la depresión para no proceder arbitrariamente, considero el promedio de las depresiones de esos dos pozos de prueba, ó sea:

$$H - h = \frac{2.40 + 2.15}{2} = 2.275 \curvearrowright \underline{2.30 \text{ m.}}$$

Cálculo de las galerías según fórmulas dadas en clase • Aplicando

la fórmula para el gasto por metro lineal de galería :

$$Q = \frac{k p (H^2 - h^2)}{R} \dots\dots\dots (5)$$

En esta fórmula todas las letras ya son conocidas.

- | | | |
|---------|--|-------------------------|
| Datos : | $Q = 0.00020 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l.}$ | $H - h = 2.30$ |
| | $H = 3.50 \text{ m.}$ | $k = 0.0033$ En pág. 17 |
| | $h = 1.20 \text{ m.}$ | $p = 0.30$ |

Llevando estos valores a la fórmula (5), se tiene :

$$0.00020 = \frac{0.0033 \times 0.30 (3.50^2 - 1.20^2)}{R} \dots\dots\dots \text{de donde :}$$

$$R = 53.4 \curvearrowright 53 \text{ metros.}$$

Cálculo de las galerías según García Yepés. - Aplicando la fórmula pa-

ra el gasto por metro lineal lineal de galería :

$$C = \frac{h K m}{R} \dots\dots\dots (6)$$

En esta fórmula todas las letras ya son conocidas.

- | | | |
|---------|--|-------------------------|
| Datos : | $C = 0.00020 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l.}$ | $K = 0.0070$ En pág. 18 |
| | $H = 3.50 \text{ m.}$ | $p = 0.30$ |
| | $h = 50\% \text{ de } 3.50 = 1.75 \text{ m.}$ | $m = 0.4481$ |

Llevando estos valores a la fórmula (6), se tiene :

$$0.0620 = \frac{1.75^2 \times 0.0070 \times 0.4481}{R} \dots\dots\dots \text{de donde } R = 48 \text{ m.}, \text{ valor}$$

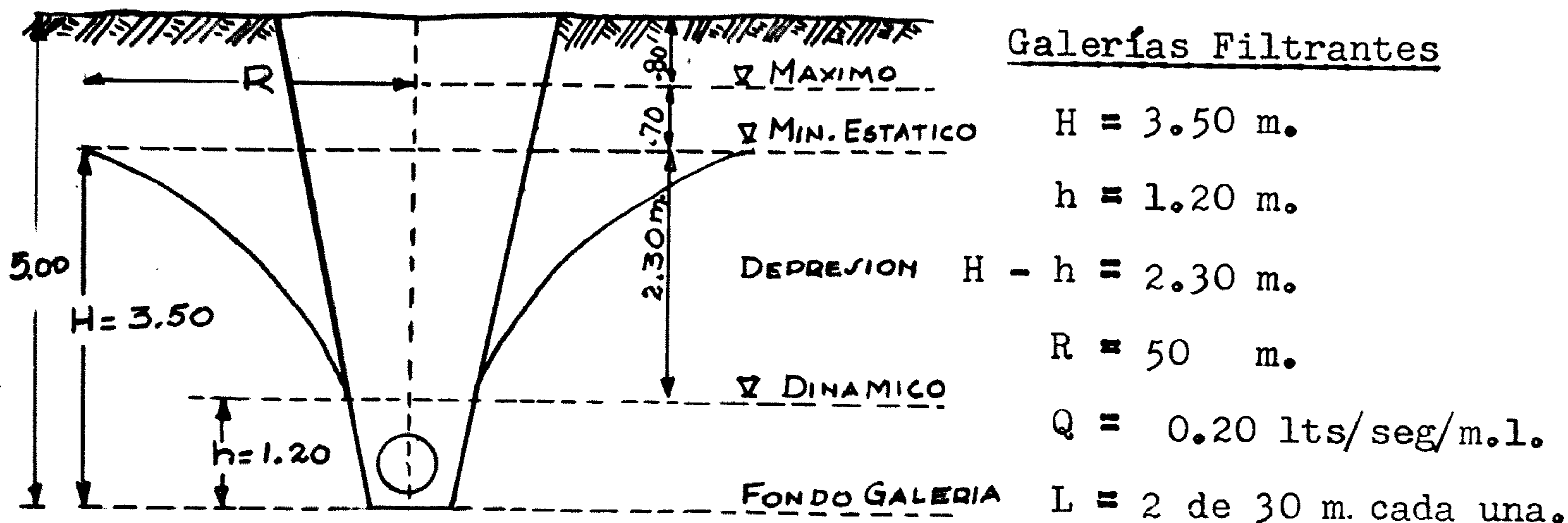
que defiere a penas en 5 m. del encontrado por la fórmula anterior.

Podemos pues considerar un valor intermedio para R, tal como :

$$R = 50 \text{ metros.}$$

Para evitar posibles inconvenientes en el caso de emplear una sola galería de 50 metros, como puede ser una interrupción por reparación, he creído conveniente emplear dos galerías de 30 metros cada una, para que en todo caso si hay interrupción en una de ellas, siempre pueda contar la población con una, que nos daría mas de la mitad de lo que se necesita.

Características Generales de las



Naturaleza del suelo en la zona de captación.-En la perforación de esos dos pozos de prueba de que se ha hecho mención anteriormente, se encontró que el perfil del sub-suelo era el siguiente: una capa superficial de reducido espesor, de 1.20 a 2.50 m. , de arena fina permeable; un estrato igualmente permeable de cascajo de 2.50 m. de espesor medio y nuevamente arena fina de espesor no determinado. Entre las capas se encuentran estratificaciones aisladas de arcilla impermeable formando lentes de poco espesor.

En cuanto al diseño de las obras de captación, se muestra en el plano N° 3. , haciendo presente que para muchos de los detalles de construcción, he tenido que recurrir al Departamento de Planeamiento de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias para su solución, ya que ellos son generalmente de tipos que se usan en la práctica y además porque son difíciles de encontrar en los libros de consulta.

El **Pozo** Recolector lo he ubicado en la cota 36 m. s. n. m. y considerando que la tubería de salida esté a 5.10 m. de profundidad, la cota de salida de esta tubería de conducción será:

$$36.00 - 5.10 = 30.90 \text{ m. s. n. m.}$$

Estas galerías tendrán su buzón de inspección al comienzo, para facilitar su limpieza.

La captación de las aguas se hará por tubos especiales de concreto de 10" de diámetro, con juntas separadas 1" y con una pendiente de 2%.

C A P I T U L O III - C O N D U C C I O N

a).- CONDUCCION.- La fuente de captación que como se ha dicho queda bastante alejada de la población, para evitar la influencia de las aguas de la irrigación de San Luis, y por encontrarse a un nivel muy superior al de la ciudad, el agua puede llegar a ella corriendo por gravedad, venciendo todas las resistencias de las tuberías y dando al lugar de consumo una presión de 20 libras por pulgada cuadrada, que es lo recomendable como presión mínima para casas de dos pisos, como las de la población presente.

El agua que sale del Pozo Recolector de las galerías filtrantes, llega a un tanque elevado de regulación, cuya colocación queda justificada por el hecho de encontrarse la zona de captación bastante alejada de la población y con el objeto de librar a la red de distribución, que siempre comienza en la salida del reservorio, ó de la zona de captación cuando no lo hay, a una presión excesiva y para tener en caso de una interrupción en la tubería de conducción, una provisión de agua que alimente a la población.

b).- TUBERIA DE CONDUCCION.- Esta será de 3,395 metros, que comienza en el pozo recolector y termina en el tanque elevado. Será de concreto " HUME " de 8" de diámetro, que con un gasto de 10 lts/seg. que corresponde al consumo máximo diario, da una pendiente de la línea de 0.001, ó sea una pérdida total: $h = s L = 0.001 \times 3,395 = 3.395 \sim 3.40$ m.

Para el cálculo de esta tubería se ha tenido en cuenta el abaco para tuberías de concreto con $n = 0.013$, hecho por el Ing° A. Pons y dibujado por el Ing° P. Coll y que se basa en la fórmula simplificada de Kutter por el Prof. H. E. Babbitt :

$$v = \frac{50 d \sqrt{s}}{0.598 + \sqrt{d}} \quad Q = \frac{39.25 d^3 \sqrt{s}}{0.598 + \sqrt{d}} \text{ en unidades mé-$$

tricas, que es muy usada en la Sub-Dirección de Obras Sanitarias.

Las tuberías de concreto tienen la ventaja de que no están sujetas a tuberculizaciones, permaneciendo alta su capacidad. La vida de un tubo de concreto bajo condiciones normales, es cuando menos de 75 años y ellos pueden ser construídos vaciados o centrifugados, y para diferentes presiones. Las juntas se realizan por lo general

con collares, cuyo diámetro es de $1\frac{1}{2}$ " mayor que el diámetro exterior de los tubos que se van a unir, realizándose el calafateo con estopa y mortero cemento-arena en proporción 1:1.

Estos tubos de concreto son generalmente usados como conductos de aducción.

Esta tubería de conducción parte del Pozo Recolector de las galerías filtrantes a una cota 30.90 m. s. n. m., que restándole la pérdida de carga de 3.40 m., se tiene 27.50 m. como cota a la que se elevaría el agua en el punto donde se ubicará el reservorio, que queda a la cota de 6.90 m. s. n. m. Esta altura de 27.50 m. como veremos mas adelante al tratar sobre el reservorio, es suficiente para cumplir con la condición de tener una presión mínima de 20 libras por pulgada cuadrada en el área actual de la población.

c).- TRAZO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION.- Se ha tratado de hacerlo lo mas corto posible, pegándonos siempre a la carretera a unos 5 metros de ella como se muestra en el Plano N° 2., con línea de gradiente uniforme dada la configuración del terreno y teniendo en cuenta la protección de 0.80 m. como mínimo que se acostumbra.

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

a).- DISTRIBUCION, CARACTERISTICAS DE LA RED.- La distribución se realiza por una red de tuberías cuyo origen está en el reservorio de regulación , y se desarrolla por las calles de la población con dos objetos principales :

- 1.- Proveer agua para usos domésticos y
- 2.- " " " " " industriales, extinción de incendios, riego de calles, jardines, lavado de albañales, etc.

El sistema usado en el presente proyecto es el de " Circuito Cerrado " que consiste en que un grupo de manzanas es rodeado por conductos alimentadores formando un circuito, capaces de suministrar toda la dotación al grupo con conductos de menor diámetro, unidos por sus dos extremos a este circuito y conectados entre sí.

Tiene las siguientes ventajas sobre el " Sistema Ramificado ":

- 1.- Las pérdidas de carga se reducen al ser alimentado cada conducto por sus dos extremos, con poco recorrido del conducto principal.
- 2.- Se evitan los puntos muertos y de posible contaminación por falta de circulación.
- 3.- Tiene mejor flujo en el momento de incendio dada la mejor alimentación de los grifos, por el emparrillado de las tuberías de relleno.

Todas las tuberías serán de fierro fundido, por ser las mas usadas en estas obras, resisten a la corrosión y son las de mayor duración, algunas veces hasta 100 años. Se usarán tubos de construcción centrífuga para 100 libras / pulg.² , con uniones de espiga y campana, alquitranado interiormente para protegerlo contra la corrosión, que aunque la resisten bastante bien, a veces son afectados seriamente por la formación de nódulos o tubérculos debido a la herrumbre, las cuales causan fuertes pérdidas de presión y hacen necesaria la limpieza.

Otra gran ventaja de estas tuberías de fierro, es la operación de hacer las conexiones domiciliarias para colocar la llave corporation.

b).- CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.- El sistema consta de dos circuitos principales: I y II que abarcan la zona actual de la población. Del extremo B del ramal AB del circuito I, sale un ramal BG que va a alimentar a un tercer circuito que he considerado para la zona sur de expansión denominado Circuito III.

Areas servidas y gasto por tramo.- Teniendo en cuenta la población futura y la demanda en las horas de máximo consumo o sea el consumo máximo horario de 14 lts / seg. se tiene :

<u>Ramal</u>	<u>Area Servida</u> Ha.	<u>Densidad</u> Hab/Ha.	<u>Población</u>	<u>Gasto por</u> <u>persona</u>	<u>Gasto</u> <u>necesario</u>
AB	10.18	85	865	0.00452	3.90-3.9
BC	2.34	130	305	"	1.38-1.4
AD	2.23	130	290	"	1.31
"	1.60	85	136	"	0.62
DC	2.71	130	353	"	1.60-1.6
CF	1.63	130	211	"	0.95-1.0
DE	2.47	130	321	"	1.45-1.4
EF	3.12	130	405	"	1.83
"	2.52	85	214	"	0.97
	28.80		3,100		14.0

Las áreas servidas por cada ramal, se muestran en el plano N° 4.

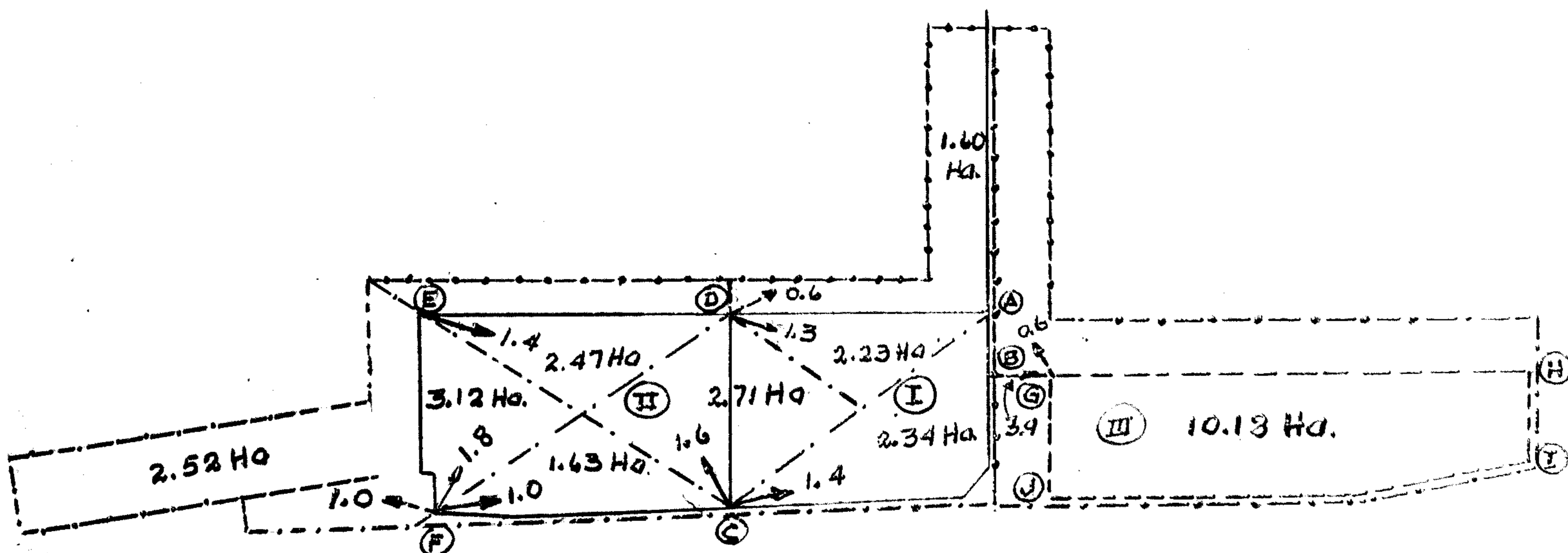
En el presente cuadro se tiene:

Columna de Población = Area servida x Densidad.

" " Gasto por persona = 14 : 3,100 = 0.00452 lts/seg.

" " " necesario = Población x Gasto por persona.

A continuación daremos un gráfico explicativo del cuadro anterior:



El cálculo de la red se hace por tanteos hasta encontrar satisfactorias condiciones de presión.

Las presiones de un sistema depende del diámetro de las tuberías, del gasto y de las pérdidas hidráulicas debidas a la fricción y a otras causas como válvulas, codos, etc. Generalmente solo se consideran las pérdidas de carga debidas a la fricción en las tuberías mismas.

Entre los métodos usados para el cálculo de la red figura el " Método de Hardy-Cross " de aproximaciones sucesivas.

Breve explicación del " Método de Hardy-Cross ". - Este método consiste en darse por resuelto el problema, aplicando enseguida una corrección, y viendo luego si se cumple con las condiciones siguientes, que corresponden a las leyes de Kirchoff que se aplica a los circuitos eléctricos :

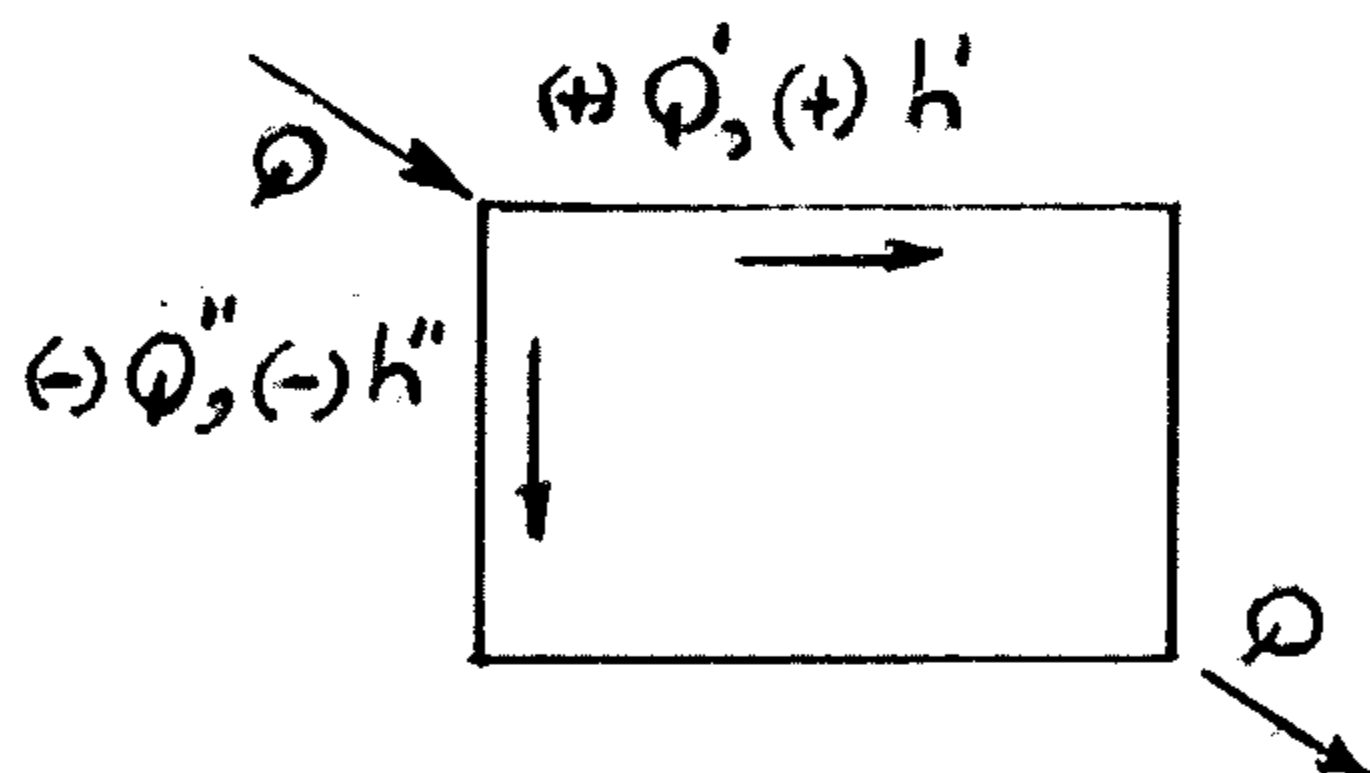
a).- Ley de los Gastos : " La suma de los caudales que entran en un nudo, es igual a la suma de los que salen " es decir:

$$Q = Q' + Q''$$

b).- Ley de las pérdidas de carga : " Entre dos puntos cualquiera de un circuito cerrado, la suma de las pérdidas de carga correspondiente a cualquiera de los caminos que se siga el agua para llegar de un punto a otro, son iguales " es decir :

$$h' + h'' = 0$$

La siguiente figura explicará en forma gráfica estas dos leyes.



Si no se cumplen estas dos leyes, quiere decir que no está establecida la condición de equilibrio.

El problema está pues en darse una de las condiciones, calcular la otra y corregirla luego.

Deducir la fórmula de corrección sería un poco largo, y solo me limitaré a enunciar la fórmula simplificada del profesor Fair, lograda por simples sustituciones algebraicas para eliminar los exponentes

fraccionarios, deducidos por otros autores como Dolland por ejemplo, y emplear abacos en lugar de tablas.

Esta fórmula de corrección es la siguiente :

$$\Delta = - \frac{\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{Q}} \quad \text{en la que :}$$

$\sum h$ = Suma de las pérdidas de carga en los diferentes tramos del circuito.

$\sum \frac{h}{Q}$ = Suma de los cuocientes que resultan de dividir las pérdidas de carga entre los gastos, para cada uno de los diferentes tramos del circuito.

Esta fórmula dá la corrección que es necesario hacer a un ramal cualquiera de un circuito, cuyos caudales son asumidos. Su aplicación es sencilla y para su uso se puede utilizar el " Nomograma para el cálculo de tuberías de fierro fundido por la fórmula de Hazen and William " para $C = 100$, que corresponde a un valor intermedio entre las tuberías nuevas y de muchos años de servicio. Este nomograma es muy usado en el Departamento de Planeamiento de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias y para su construcción se basa en las siguientes fórmulas :

$$Q = 0.0426 D^{2.63} S^{0.54} \quad \text{y} \quad Q = 1310.2121 \frac{V^{4.175}}{S^{1.714}}$$

Convención de signos :

(+) = Cuando el agua circula en el sentido de las agujas del reloj.

(-) = Cuando el agua circula en sentido contrario de las agujas del reloj.

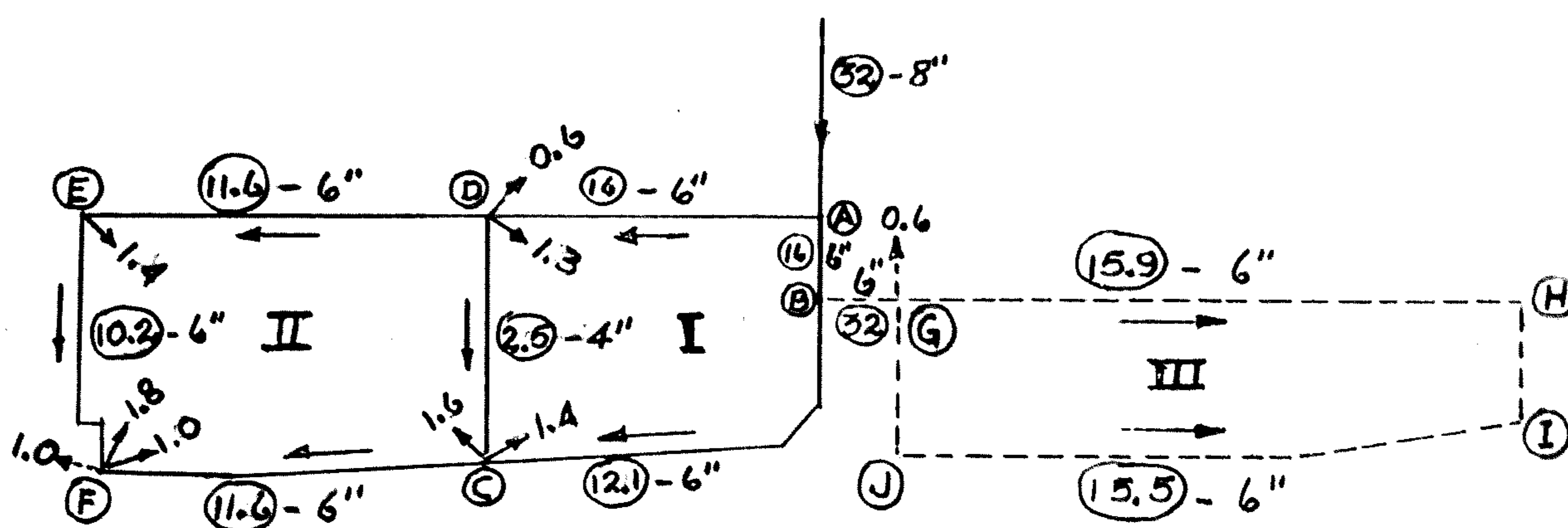
El proceso de cálculo es el siguiente :

- 1.- Se supone una distribución de gastos.
- 2.- Se hayan las pérdidas de carga a lo largo de cada ramal del circuito, con su signo respectivo.
- 3.- Se calculan los valores $\frac{h}{Q}$ sin tener en cuenta el signo de la corriente.
- 4.- Se aplica la fórmula de la corrección con el objeto de que $\sum h = 0$.
- 5.- Se calculan los nuevos caudales y se repetirá el tanteo.

Distribución de gastos para el primer tanteo.- Al hablar de la demanda de agua para incendio, se vió que se necesitaba 18 lts/seg. que lo supongo concentrado en el punto E del circuito II de la red primaria principal, que es el punto mas desfavorable.

Las tuberías de distribución se calculan teniendo en cuenta el consumo máximo horario mas la demanda de agua para incendio, vale decir con un gasto igual a: $14 + 18 = 32$ lts/seg.

Supongo pues para un primer tanteo que el ramal AB conduzca 16 lts/seg. y el ramal AD también 16 lts/seg. El ramal DC, común a los dos circuitos, 2.5 lts/seg. Los otros gastos se deducen teniendo en cuenta los gastos por tramo, así se tiene la siguiente figura:



Las flechas indican el sentido de la corriente en cada ramal.

El cálculo de la red por el " Método de Hardy-Cross " figura en la siguiente página.

Cálculo de las tuberías del circuito III, para la zona de expansión

Sur.- En la primera parte de la pág.25, habíamos dicho que desde el punto B del circuito I, salía un ramal que iba a alimentar a un circuito III considerado para la zona Sur de Expansión.

Para el cálculo de éste, supongo que en un caso extremo, en caso de incendio por ejemplo, los 32 lts/seg. circulen por esta zona que abarca el circuito, es decir al punto G entrarían estos 32 lts/seg. Como para la zona de expansión situada a la derecha de la carretera a Ica, sale un ramal GK que por servir una zona de 1.48 Ha. con una densidad de 85 Hab/Ha., le corresponde un gasto de 0.6 lts/seg. deducido de la misma forma como se muestra en el cuadro de "Areas Servi-

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION, POR EL METODO DE

HARDY - CROSS

C I R C U I T O I

Valores asumidos

1ª Corrección

2ª Corrección

Ram	L	D	Q	s	h	h/Q	Δ	Q ₁	s ₁	h ₁	h ₁ /Q ₁	Δ_1	Q ₂	s ₂	v	h ₂	
AB	66	6"	+16.0	9.6	+0.63	0.039	+0.4	+16.4	10.0	+0.66	0.040	+0.2	+16.6	10.2	0.95	+0.67	
BC	340	6"	+12.1	5.6	+1.90	0.157	+0.4	+12.5	6.0	+2.04	0.164	+0.2	+12.7	6.1	0.73	+2.06	
AD	260	6"	-16.0	9.6	-2.50	0.156	+0.4	-15.6	9.2	-2.40	0.154	+0.2	-15.4	8.8	0.88	-2.29	
DC	192	4"	-2.5	2.2	-0.42	0.168	-0.1	-2.6	2.4	-0.46	0.176	+0.1	-2.5	2.2	0.33	-0.42	
			+ 0.39		- 0.39	0.520				- 0.16	0.534					+ 0.02	
			$\Delta = \frac{+ 0.39}{1.85 \times 0.520} = 0.404 \sim + 0.4$														$\Delta_1 = + 0.2$

C I R C U I T O II

DC	192	4"	+2.5	2.2	+0.42	0.168	+0.1	+2.6	2.4	+0.46	0.176	-0.1	+2.5	2.2	0.33	+0.42	
CF	304	6"	+11.6	5.2	+1.58	0.136	+0.5	+12.1	5.6	+1.70	0.140	+0.1	+12.2	5.8	0.72	+1.76	
DE	312	6"	-11.6	5.2	-1.62	0.140	+0.5	-11.1	4.8	-1.50	0.135	+0.1	-11.0	4.7	0.63	-1.46	
EF	204	6"	-10.2	4.2	-0.86	0.084	+0.5	-9.7	3.6	-0.73	0.075	+0.1	-9.6	3.6	0.55	-0.73	
					- 0.48	0.528				- 0.07	0.526					- 0.01	
			$\Delta = + 0.5$														$\Delta_1 = + 0.1$

das y gasto por tramo " que figura en la página 25, luego para al circuito III entra un gasto de : $32 - 0.6 = 31.4$ lts/seg. que deben circular por los ramales GHI y GJI y que después de varios tanteos para cumplir con las dos leyes a que hemos hecho referencia, se llegó a los siguientes resultados:

Ramal	Long. m.	Q lts/s.	D "	S ‰	V m/s.	h m.
GHI	590	15.9	6	9.4	0.92	+5.55
GJI	616	<u>15.5</u>	6	9.0	0.90	<u>-5.55</u>
		$\Sigma Q = 31.4$				$\Sigma h = 0.00$

Mayores detalles figuran en " Características Generales de la Red Primaria " que se verá posteriormente.

c).- CARACTERISTICAS GENERALES DE LA RED PRIMARIA, PRESIONES Y VELOCIDADES.

DADES.- Para hacer un cuadro de estas características, nos interesa conocer la cota piezométrica mínima del agua en el Reservorio, para lo cual sabemos que el punto mas desfavorable de la red es el E, de cota 4.50 m. s. n. m. También sabemos que la pérdida de carga entre los puntos A y E es de 3.75 m. y que el agua debe llegar a E con la presión mínima considerada de $20 \text{ lbs/pulg}^2 = 14 \text{ m.}$

Entre el Reservorio y el punto A, se tiene la siguiente pérdida de carga : Para

$$Q = 32 \text{ lts/seg.} \quad D = 8'' \quad L = 300 \text{ m.}$$

En el abaco para tuberías de fierro se tiene : $S = 8.8 \text{ ‰}$ y $V = 1.05$
luego $h = SL = 0.0088 \times 300 = 2.64 \text{ m.}$

De todos estos valores obtenemos :

$4.50 + 3.75 + 14.00 + 2.64 = 24.89 \sim 24.90 \text{ m. s. n. m.,}$ que es la cota piezométrica mínima que se debe tener en el reservorio, el cual está ubicado en la cota 6.90 m. s. n. m.

Debo hacer presente que esta cota la he determinado, teniendo en cuenta el punto mas desfavorable de los circuitos I y II que son los principales, por estar en la zona actual que es la que interesa darle solución inmediata dadas sus apremiantes necesidades de contar con un servicio de Agua Potable.

A continuación damos el siguiente cuadro :

Características Generales de la Red Primaria

Circuitos I y II

Tramo	Long. L m.	Gasto Q l/s	Diám D "	Vel. V m/s	Pen. S %	Cota P. entrada m.s.n.m	Pérdida carga h en m.	Cota P. salida m.s.n.m	Cota terreno extremo	Presión en m.
Tanq-A	300	32.0	8	1.05	8.8	24.90	2.64	22.26	4.00	18.26
AB	66	16.6	6	0.95	10.2	22.26	0.67	21.59	3.64	17.95
BC	340	12.7	6	0.73	6.1	21.59	2.06	19.53	3.07	16.46
AD	260	15.4	6	0.88	8.8	22.26	2.29	19.97	4.50	15.47
DC	192	2.5	4	0.33	2.2	19.97	0.42	19.55	3.07	16.48
CF	304	12.2	6	0.72	5.8	19.54	1.76	17.78	2.80	14.98
DE	312	11.0	6	0.63	4.7	19.97	1.46	18.51	4.50	14.01
EF	204	9.6	6	0.55	3.6	18.51	0.73	17.78	2.80	14.98

Circuito III

Tanq-A	300	32.0	8	1.05	8.8	24.90	2.64	22.26	4.00	18.26
ABG	114	32.0	6	1.86	35.0	22.26	4.00	18.26	3.75	14.51
GHI	590	15.9	6	0.92	9.4	18.26	5.55	12.71	3.15	9.56
GJI	616	15.5	6	0.90	9.0	18.26	5.55	12.71	3.15	9.56

Presiones.-La presión mínima está determinada por dos factores principales:

- 1.- Por necesidades de usos domésticos y
- 2.- " " " incendio.

Para casas de dos pisos ya hemos dicho que la presión mínima aceptada es de $20 \text{ lbs/pulg}^2 = 14 \text{ m.}$

Del cuadro de arriba se desprende que las presiones en los circuitos principales: I y II, cumplen con la condición de ser mayores que 14 m. Cuando se trata de extinguir incendios, se requieren presiones mucho mayores, pero en este caso son las motobombas las que se encargan de dar la presión necesaria.

Para el circuito III, que corresponde a la zona sur de expansión, las presiones son inferiores a 14 m., por haberme puesto en el caso extremo de que para su cálculo circulan por allí casi los 32 litros por segundo, que son los que entran al punto A de los circuitos principales, y que hace que las pérdidas por fricción se eleven, dis-

minuyendo así la presión.

Velocidades.- Sallovitz en su curso dice:

" La velocidad del agua en las tuberías de distribución serán como mínima 0.30 m/seg. y como máximas de 1.50 a 2.0 m/seg. ".

Del cuadro anterior se desprende que se cumple con estas condiciones.

d).- RED DE RELLENO.- El cálculo de las tuberías de relleno no puede hacerse nunca con precisión. Se acostumbra a colocarlas con el criterio de fomentar la circulación del agua, sirviendo de enlace a las tuberías matrices. En nuestro caso todas las tuberías de relleno serán de 4" que es el diámetro mínimo usado en estas instalaciones. La presión en los nudos de la red primaria, determina prácticamente la de las tuberías de relleno que se apoyan en ellos.

e).- COLOCACION DE LAS TUBERIAS Y PROFUNDIDAD DE ENTERRAMIENTO.- Los conductos de distribución se han colocado a un lado de la calle y a una distancia igual de la línea de fachada, para su fácil ubicación en caso de reparación.

Para el ramal GK que va a la zona de expansión situada a la derecha de la carretera a Ica, se usará también tuberías de 4" y en el punto muerto K, se colocará un grifo de incendio en lugar de una válvula de purga, evitándose así punto de contaminación con la descarga periódica del grifo.

Para proteger a los tubos del tráfico así como también de las inclemencias del tiempo, se acostumbra enterrarlos a una profundidad mínima de 0.70 m. sobre la clave.

f).- GRIFOS CONTRA INCENDIOS.- Estos se han distribuido con el criterio de que a cada grifo se le pueda conectar como máximo, mangueras de 150 m. de longitud. No es recomendable emplear mangueras muy largas porque la pérdida de carga por fricción es enorme.

Se ha tratado en todo caso que un incendio sea combatido cuando menos con 2 grifos.

Como simple ilustración vale decir que una boquilla de 3/4" con un gasto de 10 lts/seg. y una longitud de manguera de 150 m., requiere una presión en el grifo de 93 m. para que el agua alcance una

altura de 25 m. Debe pues en todo caso recurrir al uso de motobombas.

g).- VALVULAS DE INTERRUPCION.- Tienen por objeto aislar tramos del sistema para realizar una reparación o limpieza de las tuberías. Lo ideal sería ubicarlas en cada una de las líneas que se cruzan, permitiendo aislar solo una manzana en caso de una reparación, pero esto resulta costoso y entre nosotros se acostumbra a colocarlas de tal modo que al querer aislar un tramo, se tenga una longitud interrumpida máxima de 300 m. Teniendo en cuenta pues este criterio, se han distribuido las válvulas de interrupción que figuran en el Plano N° 5..

h).- ACCESORIOS.- Entre los accesorios mas importantes, figuran codos de 90°, 45° y 11 1/2° denominados también, codos de 1/4, 1/8 y 1/32 respectivamente. Las Tees, cruces y codos de 1/4 en la intersecciones de las tuberías en ángulo recto. Además hay tapones colocados en las Tees ó cruces para servir en el futuro.

Todos los accesorios serán de fierro fundido y las deflexiones menores de 11 1/2°, se harán aprovechando el juego de la espiga en la campana.

i).- CONEXIONES PARTICULARES.- Las conexiones que van de la tubería a cada casa, se hacen generalmente de plomo o fierro galvanizado.

A la tubería de fierro fundido del sistema, se le hace una rosca donde se atornilla una llave de bronce, a la que va soldada la tubería de ramificación.

C A P I T U L O V - R E S E R V O R I O R E G U L A D O R

â).- RESERVORIO REGULADOR, CAPACIDAD.- Por estar la zona de captación, bastante alejada de la población, queda completamente justificado la colocación de un Reservoirio Elevado cerca de ésta con el objeto:

1.- De tener en caso de una interrupción de la tubería de conducción, una provisión de agua que alimente a la población.

2.- Para almacenamiento y regulación en las horas de máximo consumo.

3.- Porque reduce el diámetro de la tubería de conducción, desde que ésta se ha calculado para $1.4 Q$ y no para $2Q + incendio$, como lo sería si no existiera el Reservoirio, siendo $Q =$ Gasto correspondiente al consumo diario promedio anual.

Capacidad.- La capacidad del reservoirio depende de tres factores :

• 1.- La regulación, ó sea la capacidad necesaria para absorber las variaciones de consumo. Esta se hace a base del diagrama-masa, pero por no tener datos para élllo, generalmente se acostumbra considerar una cantidad igual a 4 horas del consumo diario promedio anual.

2.- Los riesgos de incendio y

3.- La reserva para casos de emergencia.

Para estos últimos generalmente se consideran en las condiciones normales, de 2 a 4 horas del consumo diario promedio anual.

Resumiendo pues, se llega a la conclusión de que los reservoirios se calculan para 6 a 8 horas.

Cuando se trata de reservoirios elevados, se acostumbra a calcularlos para 6 horas del consumo diario promedio anual; se tiene pues entonces :

$$\text{Capacidad} = \frac{3,100 \times 0.200 \times 6}{24} = 155 \text{ m}^3.$$

Con una altura del tirante de agua de 3.20 m. y considerando el volumen de la columna interior de 0.25 x 0.25 m. que sostiene el techo del reservoirio como se verá después, se tiene :

$$V = \left(\frac{\pi}{4} d^2 - 0.25 \times 0.25 \right) 3.20 = 155 \dots \text{ de donde}$$

$d = 7.90 \sim 8.00 \text{ m.} =$ Diámetro del Reservoirio, con lo que se

obtiene un volumen de :

$$V = \left(\frac{\pi}{4} \times 8.00^2 - 0.25 \times 0.25 \right) 3.20 = 160 \text{ m}^3.$$

b).- UBICACION DEL RESERVORIO.- Es costumbre ubicar los reservorios en las cercanías de la población, o en el interior de ellas, sobre algún punto elevado para que el agua tenga presión suficiente y llegue en el peor de los casos con la presión mínima.

En nuestro caso por ser ~~ser~~ la pendiente del terreno suave y no tener ningún punto alto, he recurrido a hacer el reservorio elevado, ubicándolo en la cota 6.90 m. s. n. m., a 300 m. de la zona urbana actual tal como se muestra en el plano N° .5., cota que agregada a la altura del fondo del Reservorio, que como se verá mas adelante es de 17 m., mas un tirante mínimo de agua de 1.00 m., cumple con hacer llegar el agua a la población con una presión mínima de 20 lbs/pulg².

c).- ALTURA DEL RESERVORIO.- Al tratar de las " Características Generales de la Red Primaria " en la Pág. 30, se vió que la cota piezométrica mínima que se debía tener en el reservorio era de 24.90 m. s. n. m. Como éste se encuentra en la cota 6.90 se tiene :

$$24.90 - 6.90 = 18.00 \text{ m.} = \text{Altura a la que se encuentra el nivel mínimo del agua en el Reservorio.}$$

Suponiendo que haya un tirante mínimo de 1.00 m. dentro del Reservorio, se tiene :

$$18.00 - 1.00 = 17.00 \text{ m.} = \text{Altura del fondo del Reservorio.}$$

Teniendo en cuenta el tirante máximo de agua de 3.20 m., 0.10 m. para rebose y 0.30 m. de altura de viga del techo, obtenemos :

$$17.00 + 3.20 + 0.10 + 0.30 = 20.60 \text{ m.} = \text{Altura total sobre el suelo, del Reservorio.}$$

La cota del nivel máximo del agua es:

$6.90 + 17.00 + 3.20 = 27.10 \text{ m. s. n. m.}$, que es menor que la cota 27.50 con que llega el agua al Reservorio, saliendo del Pozo Recolector de las galerías filtrantes, como se verá en la Pág. 23 del Capítulo " Conducción ".

d).- CALCULOS ESTRUCTURALES.- El tanque en sí, se ha diseñado de forma circular y está formado por:

1.- La tapa, constituida por 4 losas armadas en dos direcciones con sus 4 vigas respectivas, que descansan en la pared circular y en una columna central.

2.- La pared circular, que trabaja a tracción pura.

3.- El piso, constituido por 4 losas armadas en dos direcciones con sus 4 vigas respectivas y apoyado en 9 columnas.

4.- El castillo, formado por 8 columnas exteriores y una central, arriostradas en dos niveles, constituyendo así un castillo de tres pisos.

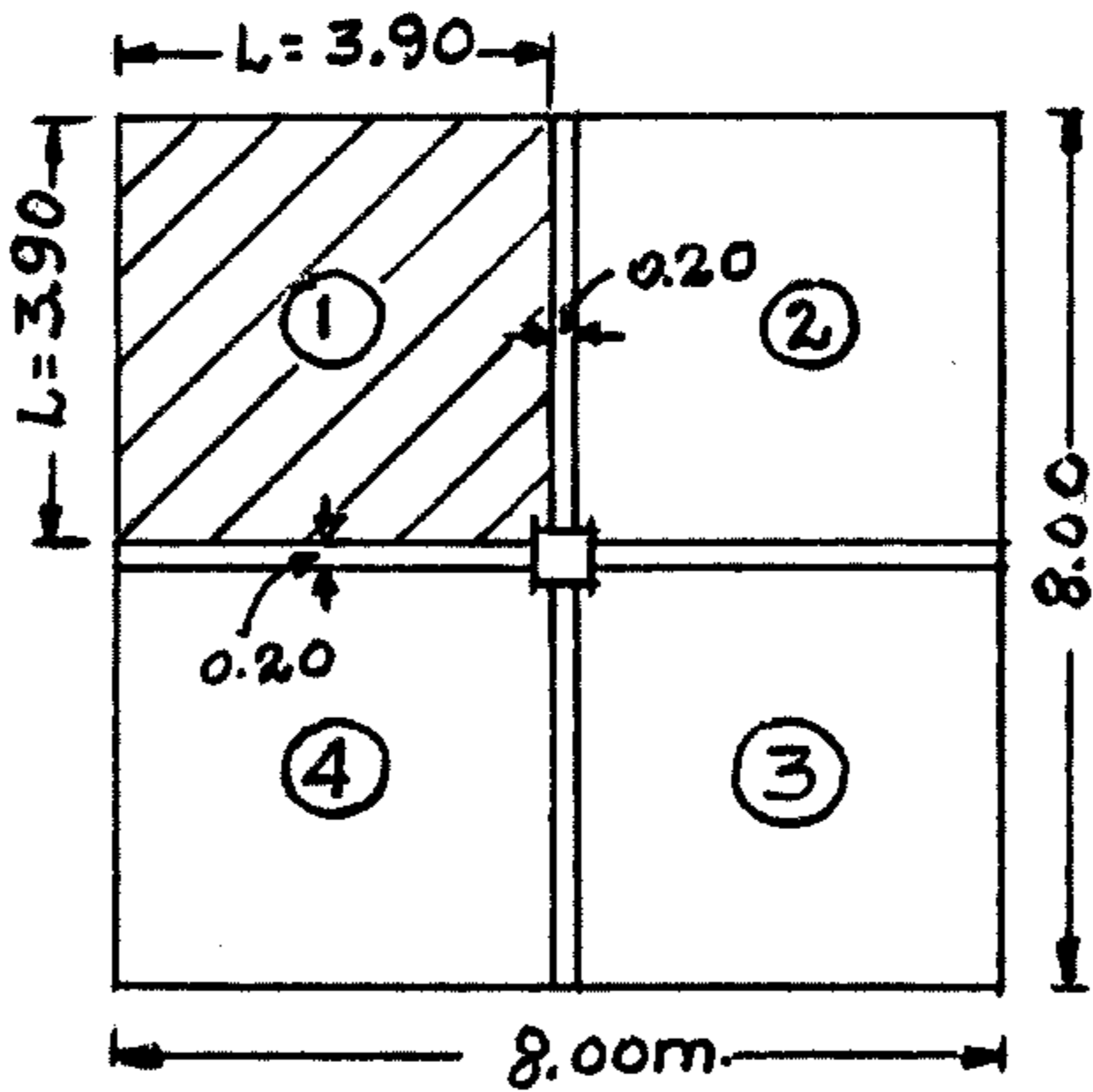
5.- La cimentación, constituida por 8 zapatas aisladas exteriores y una interior, a una profundidad variable de 1.50 a 2.00 m.

Para estos cálculos estructurales se han tenido en cuenta los libros de Gray, Goldenhorn, Moral, Peabody y los apuntes de clase de "Concreto Armado" tomados al Profesor Ing° Juan Sarmiento, que sigue las normas del A. C. I.

1.- CALCULO DE LA TAPA

Cálculo de las losas.- La tapa en sí, que es de forma circular, para su cálculo la considero formada por 4 paños cuadrados, tal como se muestra en la figura de la Pág. 37 y que da como luz libre de cálculo:

$L = 3.90 \text{ m.}$



Espesor aproximado $e = \frac{2 (3.90 + 3.90)}{180} = 0.087$

Démosle el espesor mínimo del reglamento $e = 0.10 \text{ m}$

Peso propio = $\dots \dots \dots 240 \text{ Kg/m}^2$

Sobre carga considerada $\dots \dots \dots 100 \text{ Kg/m}^2$

Carga de la losa sobre laviga $w = 340 \text{ Kg/m}^2$

Coefficientes por emplear: Paño continuo por dos lados

$r = \frac{0.87 L}{0.87 L} = 1$

$C = 0.33$

$C_s = 0.25$

$r_1 = 1$

$C_1 = 0.33$

$C_{s1} = 0.25$

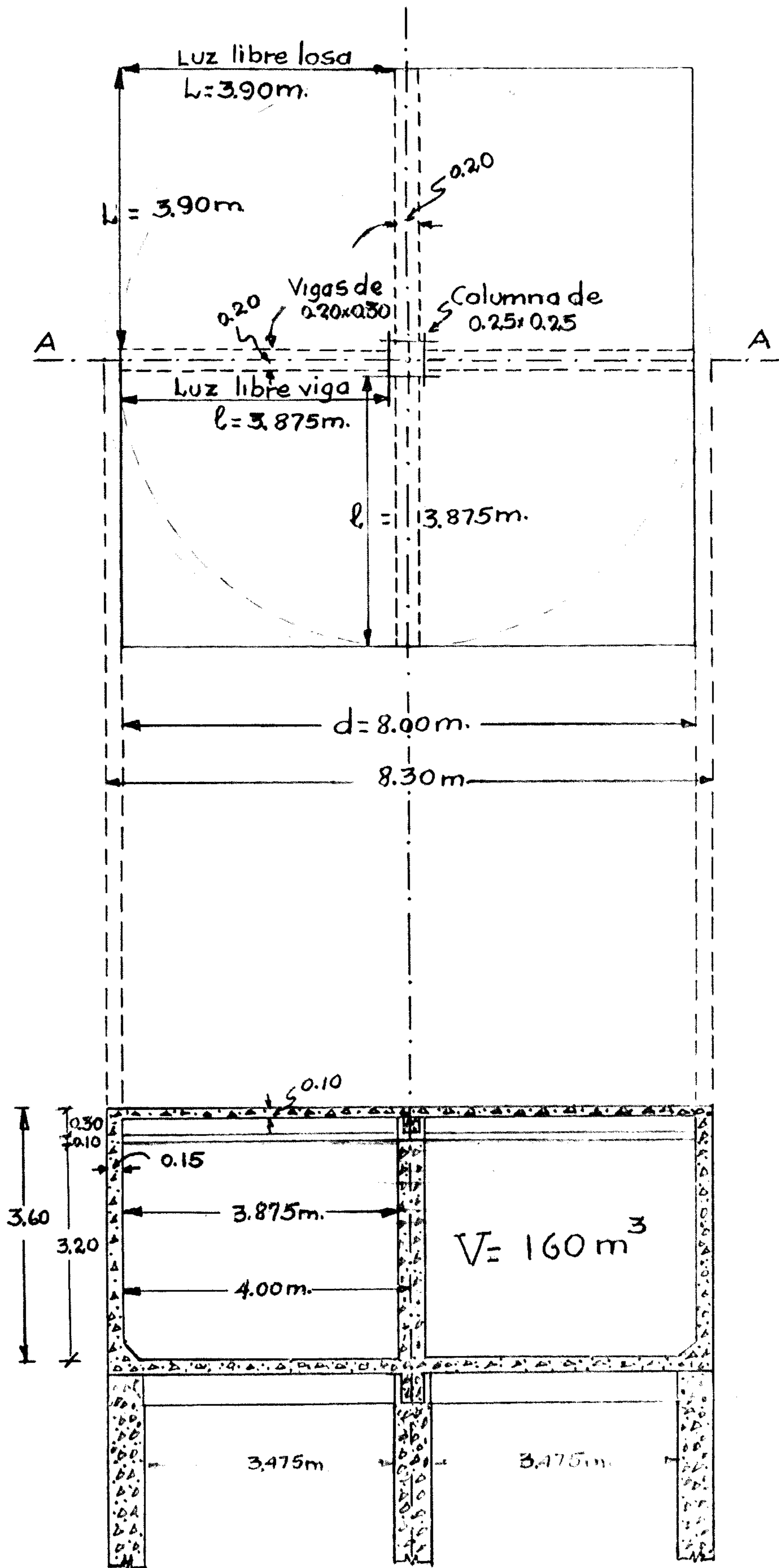
Cálculo de los momentos :

(*) $M = \frac{wBL^2}{14} = 0.33 \times \frac{1}{14} \times 340 \times 3.90 \times 1 \times 3.90 = 122 \text{ Kg-m.}$

- RESERVORIO ELEVADO -

VOLUMEN = 160 m³.

DIMENSIONES CONSIDERADAS PARA EL CALCULO DE LA PARED Y TAPA DEL RESER-
VORIO.



CORTE A-A

$$(-)M = C B W L = \frac{0.33 + 0.33}{2} \times \frac{1}{9} \times 340 \times 3.90 \times 1 \times 3.90 = 190 \text{ Kg-m.}$$

En estas fórmulas:

$$B = \frac{1}{14} \text{ para } (+)M \quad \text{y} \quad B = \frac{1}{9} \text{ para } (-)M$$

$$W = w \times L \times l = 340 \times 3.90 \times 1.00 \text{ m. de ancho.}$$

En el apoyo exterior:

$$(-)M = C B W L = 0.33 \times \frac{1}{16} \times 340 \times 3.90 \times 1.00 \times 3.90 = 106 \text{ Kg-m.}$$

en la que $B = \frac{1}{16}$ cuando la losa está apoyada en muros de concreto.

Altura útil para el momento máximo :

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{19000}{11.6 \times 100}} = 4.05 \text{ cm.} < 10 \text{ cm.}$$

Datos:

$$f_s = 1260 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 11.6$$

$$f_c = 140 \text{ " concreto 1:2:4} \quad j = 0.857$$

Dándole 3 cm. de recubrimiento se tiene una altura útil de:

$$d = 10 - 3 = 7 \text{ cm.}$$

Cálculo del área de acero :

$$(+) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{12200}{1260 \times 0.857 \times 7} = 1.62 \text{ cm}^2.$$

$$(+) A_s = 1.62 \text{ en } \phi 3/8'' @ 0.40 = 1.77 \text{ cm}^2 \text{ prácticamente } 3 \phi \text{ en } 1 \text{ m.}$$

Démosle a estos fierros la numeración ①

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{19000}{1260 \times 0.857 \times 7} = 2.52 \text{ cm}^2.$$

Como del (+) A_s se dobla la mitad en los apoyos, el (-) A_s que falta agregar es :

$$2.52 - 1.62 = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ en } \phi 3/8'' @ 0.80 \text{ prácticamente } 1 \phi \text{ en}$$

1 m. en forma de bastones y con la numeración ②

Se tiene pues para combatir el (-) M en el apoyo interior 4 ϕ de 3/8".

En el apoyo exterior:

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{10600}{1260 \times 0.857 \times 7} = 1.40 \text{ cm}^2.$$

Como del (+) A_s se dobla la mitad en el apoyo, el A_s (-) que falta agregar es :

$$1.40 - 0.81 = 0.69 \text{ cm}^2 \text{ en } \phi 3/8'' @ 0.80 \text{ m. Para esto doblo el}$$

acero vertical de la pared del reservorio de cada metro 1 ϕ hasta una longitud de 0.85 m. y con la numeración ③

Especificaciones del A. C. I. referentes al espaciamento de los fierros y al área de acero :

$$\begin{array}{l}
 \text{a).- } s \leq 3 \varphi \dots 3 \times 10 = 30 \\
 \quad s \leq 42 \text{ cm.}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} s \leq 3 \varphi \\ s \leq 42 \text{ cm.} \end{array}} \right\} \text{Cumple}$$

$$\text{b).- } A_s \text{ mín.} = 0.0025 b d = 0.0025 \times 100 \times 7 = 1.75 \text{ cm}^2 / \text{ m.}$$

Esta área si es verdad es mayor que 1.62 y 1.40 cm² obtenidas al calcular el área de acero, resulta menor al hacer la distribución de los fierros, así para el (+) A_s los ϕ 3/8" @ 0.40 m. dan una área de 1.77 cm². que es mayor que los 1.62 cm² obtenidos por el cálculo. En todo caso se cumple pues con el A_s mín, ya que la distribución de los fierros se ha hecho por exceso.

c).- El área de acero según cada una de las dos luces son iguales.

Cálculo del esfuerzo cortante

En la cara del apoyo $x = 0$ y $C_s = 0.25$, luego:

$$V_L = C_s W = 0.25 \times 340 \times 3.90 = 332 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo unitario de corte de la faja de 1 m. de ancho

$$v = \frac{V_L}{b j d} = \frac{332}{100 \times 0.857 \times 7} = 0.555 < 0.02 f_c$$

Este valores inferior aún para anclaje ordinario.

Adherencia en la cara del apoyo para el acero negativo

$$\sum O_L = \frac{V_L}{u j d} = \frac{332}{10.5 \times 0.857 \times 7} = 5.3 \text{ cm} / \text{ m.}$$

$$u = 1.5 \times 0.05 f_c = 1.5 \times 0.05 \times 140 = 10.5 \dots \text{Anclaje especial.}$$

Hemos encontrado para (-) A_s , 4 ϕ 3/8" que da un perímetro de:

$$\sum O_L = 4 \pi D = 4 \times 3.14 \times 0.95 = 12 \text{ cm.} > 5.3 \text{ cm.}$$

Chequeo del perímetro de acero en los puntos de inflexión, para (+) A_s.

Para esto debemos calcular el esfuerzo de corte en estos puntos V_L

La parábola con $M = \frac{1}{2} \omega L$ tiene su punto de inflexión según el diagrama de Peabody a $\frac{14}{100} L$, luego en las tablas con:

$$\left. \begin{array}{l} r = 1 \\ x_L = 0.13 \end{array} \right\} \text{se tiene } C_s = 0.14$$

$$V_L = C_s W = 0.14 \times 340 \times 1.00 = 186 \text{ Kg.}$$

El perímetro de acero que se necesita para este valor es:

$$\sum O_L = \frac{V_L}{u j d} = \frac{186}{10.5 \times 0.857 \times 7} = 2.95 \text{ cm/m.}$$

Para esto sería suficiente con 1 ϕ 3/8" que tiene un perímetro de :

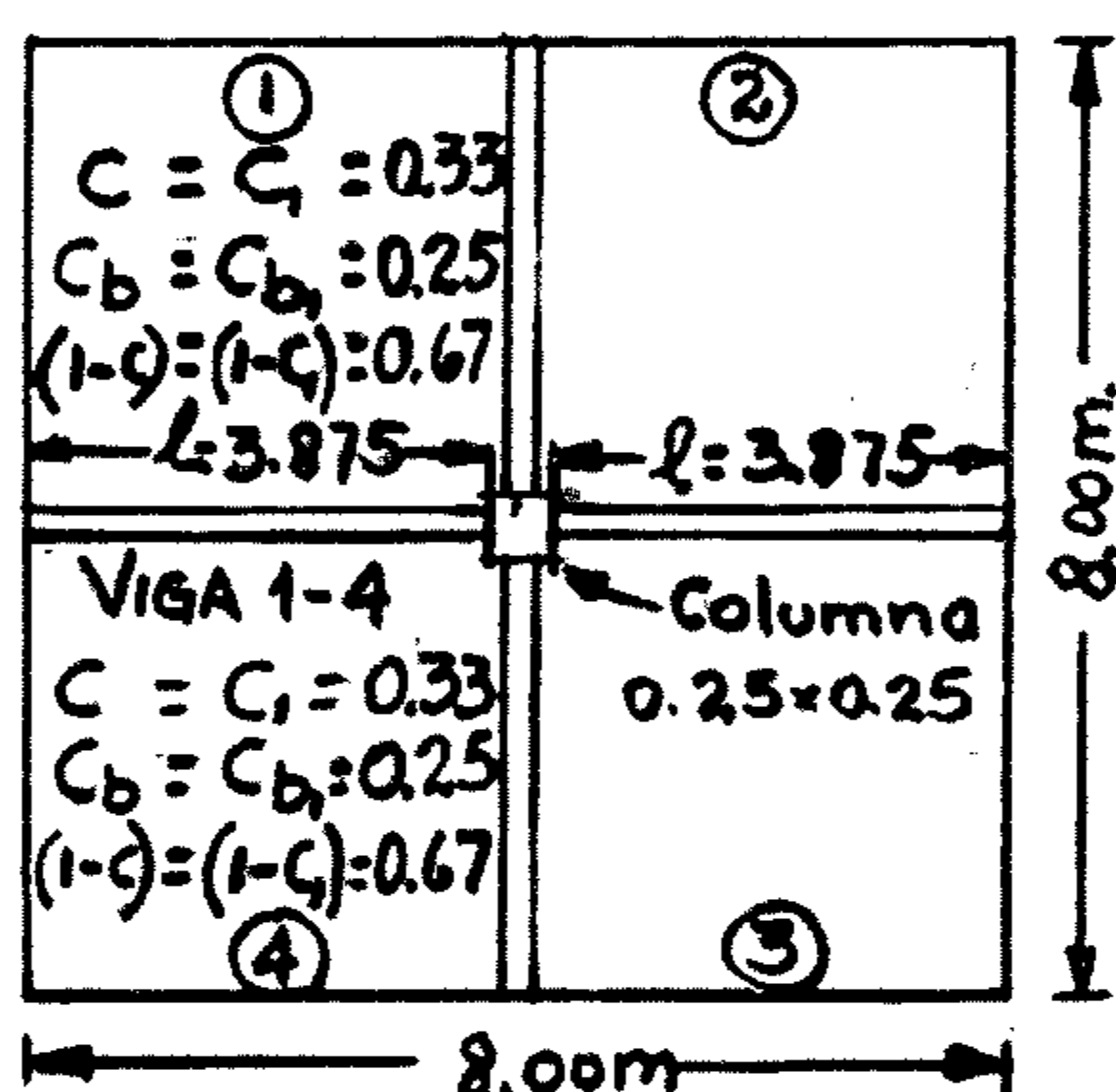
$$\pi D = 3.14 \times 0.95 = 3 \text{ cm.}$$

Al doblar el fierro en los puntos de inflexión se cumple siempre con esta condición.

Cálculo de las vigas de la tapa.- Por ser los paños cuadrados, las luces de las vigas son iguales, por lo tanto es suficiente calcular una de ellas, que fijándonos en la figura de la Pág. 37 se tiene como luz de cálculo :

$$l = 3.875 \text{ m.}$$

Los coeficientes por emplear se dan en la figura de al lado.



Cálculo de los momentos.- El momento en la viga se compone :

- 1.- Momento debido al peso de la losa
- 2.- " " " " propio de la viga.

Viga 1-4

$$\begin{aligned}
 (+) M &= (1-C) B W l = 0.67 \times \frac{1}{14} \times 340 \times 3.875 \times 3.875 \times 3.875 = 945 \text{ Kg-m} \\
 (+) M_{pp} &= \frac{\omega' l^2}{14} = (0.20 \times 0.30 \times 2400) \times \frac{1}{14} \times 3.875^2 = 155 \text{ "} \\
 (+) M_T &= 1100 \text{ "}
 \end{aligned}$$

Para el (-) M tomamos para (1-C) el promedio de los 4 paños adyacentes

$$\begin{aligned}
 (-) M &= (1-C) B W l = 0.67 \times \frac{1}{9} \times 340 \times 3.875 \times 3.875 \times 3.875 = 1460 \text{ Kg-m} \\
 (+) M_{pp} &= \frac{\omega' l^2}{9} = (0.20 \times 0.30 \times 2400) \times \frac{1}{9} \times 3.875^2 = 240 \text{ "} \\
 (-) M_T &= 1700
 \end{aligned}$$

En estas fórmulas:

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{1}{14} \text{ para } (+) M & \text{ y } & \quad B = \frac{1}{9} \text{ para } (-) M \\
 W &= 340 \times 3.875 \times 3.875 \text{ Kg} \\
 \omega' &= 0.20 \times 0.30 \times 2400 \text{ Kg/m. ya que se supone que la viga}
 \end{aligned}$$

sea de 0.20 x 0.30m., sección que luego será adoptada por cálculos posteriores.

En el apoyo exterior:

$$(-) M = (1-C) B W l = 0.67 \times \frac{1}{16} \times 340 \times 3.875 \times 3.875 \times 3.875 = 830 \text{ Kg-m}$$

$$(-) M_{pp} = \frac{\omega' l^2}{16} = (0.20 \times 0.30 \times 2400) \frac{1}{16} \times 3.875^2 = 135 \text{ Kg-m}$$

$$(-) M_T = 965 \text{ ''}$$

En estas fórmulas $B = \frac{1}{16}$ cuando la viga está apoyada en muros de concreto.

Cálculo de los esfuerzos cortantes. - El esfuerzo cortante en la viga se compone :

- 1.- Esfuerzo cortante debido al peso de la losa y
- 2.- " " " " " propio de la viga.

Viga 1-4

$$V = C_b W = 0.25 \times 340 \times 3.875 \times 3.875 = 1280 \text{ Kg. } C_b = \text{Promedio de los 4 paños}$$

$$V_{pp} = \frac{\omega' l}{2} = (0.20 \times 0.30 \times 2400) \frac{3.875}{2} = 280 \text{ ''}$$

$$V_T = 1560 \text{ Kg.}$$

Comprobación :

$$1280 \times 4 = 5120 \text{ Kg.}$$

$$W = 340 \times 3.875 \times 3.875 = 5120 \text{ Kg.}$$

Cálculo de la viga, como viga rectangular con acero en tracción

Con el momento mayor se tiene :

Altura útil de la viga

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{170000}{11.6 \times 20}} = 27 \text{ cm.}$$

Démosle a la viga las siguientes dimensiones :

$$d = 25 \text{ cm.} \quad h = 30 \text{ cm.} \quad b = 20 \text{ cm.}$$

Cálculo del área de acero:

$$(+) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{110000}{1260 \times 0.857 \times 25} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$(+) A_s = 4.08 \text{ en } 4 \phi 1/2'' \text{ con la numeración } \textcircled{4}$$

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{170000}{1260 \times 0.857 \times 25} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$(-) A_s = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ en } 5 \phi 1/2'' \text{ son los que se necesitan.}$$

Como del (+) A_s se dobla la mitad en los apoyos, el acero que falta agregar es $1 \phi 1/2''$ en forma de bastón que tiene la numeración $\textcircled{5}$

En el apoyo exterior :

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{96500}{1260 \times 0.857 \times 25} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$(-) A_s = 3.85 \text{ cm}^2 \dots\dots 3 \phi 1/2''.$$

Como del acero positivo se dobla la mitad en los apoyos, el acero que falta agregar es $1 \phi 1/2''$ en forma de bastón con la numeración ⑥.

Esfuerzo unitario de corte:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{1560}{20 \times 0.857 \times 25} = 3.65 \text{ Kg/cm}^2 < 0.03 f'_c = 4.2$$

No se necesitan estribos pero se los agrego tal como figura en el Plano N°.7. para agarrar el (-) A_s .

Adherencia en la cara del apoyo para el (-) A_s

$$\Sigma_o = \frac{V}{u j d} = \frac{1560}{10.5 \times 0.857 \times 25} = 6.90 \text{ cm.}$$

Para esto sería suficiente con $2 \phi 1/2'' = 2 \pi D = 2 \times 3.14 \times 1.27 = 8.00 \text{ cm.}$
 Como tenemos 5 ϕ en (-) A_s satisface ampliamente esta condición.

Adherencia en el punto de inflexión para el (+) A_s

El punto de inflexión para $M = \frac{1}{14}$ según el diagrama de Peabody está a $x = 0.13 l = 0.50 \text{ m.}$ del apoyo, allí el esfuerzo cortante V' es menor que en el apoyo ó sea V . Si en los apoyos satisface con $2 \phi 1/2''$, en los puntos de inflexión con mayor razón satisface con 2 ϕ , luego puedo doblar en los puntos de inflexión 2 de los 4 $\phi 1/2''$ que tiene el (+) A_s .

Cálculo de la columna central que sostiene la tapa.

Sea una columna de $0.25 \times 0.25 \text{ m.}$ con una altura libre de 3.30 m.
 Se tiene pues: $h = 3.30 \text{ m.}$

$$A_g = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2. \quad \frac{h}{d} = \frac{3.30}{0.25} = 13.2 \dots \text{Larga}$$

Peso de la columna = $0.25 \times 0.25 \times 3.30 \times 2400 = 495 \text{ Kg.}$

Carga sobre la columna = 4×1560 (V_T viga) = 6240 " Pág. 41

$$P' = 6735 \text{ Kg.}$$

$$P = \frac{P'}{1.3 - 0.03 \frac{h}{d}} = \frac{6735}{1.3 - 0.03 \times 13.2} = 7450 \text{ Kg.}$$

Por otra parte se tiene :

$$P = A_g (25.2 + 750 p_g) \dots\dots \text{Para acero estructural}$$

Reemplazando valores :

$$7450 = 625 (25.2 + 750 p_g) \text{ y despejando } p_g \text{ dá para éste, un valor negativo .}$$

Dándole a $p_g = 0.01$ que es el valor mínimo, se tiene como área de acero:

$$A_s = p_g A_g = 0.01 \times 625 = 6.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 2 \phi 5/8'' + 2 \phi 1/2''$$

Especificaciones para el espaciamiento de los estribos.

Cuando se usan $\phi = 5/8''$ deben usarse estribos $\phi_1 = 1/4''$

$$S \leq 16 \phi = 16 \times 5/8'' = 10'' = 25 \text{ cm.}$$

$$S \leq 48 \phi_1 = 48 \times 1/4'' = 12'' = 30 \text{ ''}$$

$$S \leq 25 \text{ cm.}$$

Luego usaremos estribos de $1/4'' \text{ @ } 0.25 \text{ m.}$

2.- CALCULO DE LA PARED

Cálculo del espesor de la pared.- El espesor se hace uniforme para facilidad y economía del encofrado. La armadura horizontal es la que absorbe totalmente la tensión de empuje, de tal manera que el espesor de la pared puede ser teóricamente cualquiera, teniendo en cuenta solo el recubrimiento de las barras. Sin embargo es necesario que el espesor sea suficiente para que el concreto pueda seguir el alargamiento de la armadura sin que se originen grietas, para lo cual no debe someterse el concreto a alargamientos mayores de 0.15 mm. por metro. Esto se consigue haciendo trabajar el acero de 800 a 900 Kg/cm². Nosotros tomaremos para nuestros cálculos:

$$f_s = 840 \text{ Kg/cm}^2 = 12000 \text{ lbs/pulg}^2.$$

Según Goldenhorn, admitiendo que el concreto pueda resistir sin fisurarse una tensión a tracción de 10 a 15 Kg/cm², consideremos nosotros 10 Kg/cm², el espesor de la pared puede calcularse así:

$$e = \frac{E \text{ Kg. (presión)}}{100 \text{ cm.} \times 10 \text{ Kg/cm}^2} \text{ en cm.}$$

Para el cálculo se tienen los siguientes datos :

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

$$D = 8.00 \text{ ''}$$

$$\text{En la fórmula anterior } E = \frac{p D}{2} = \frac{1000 H D}{2} = 500 H D$$

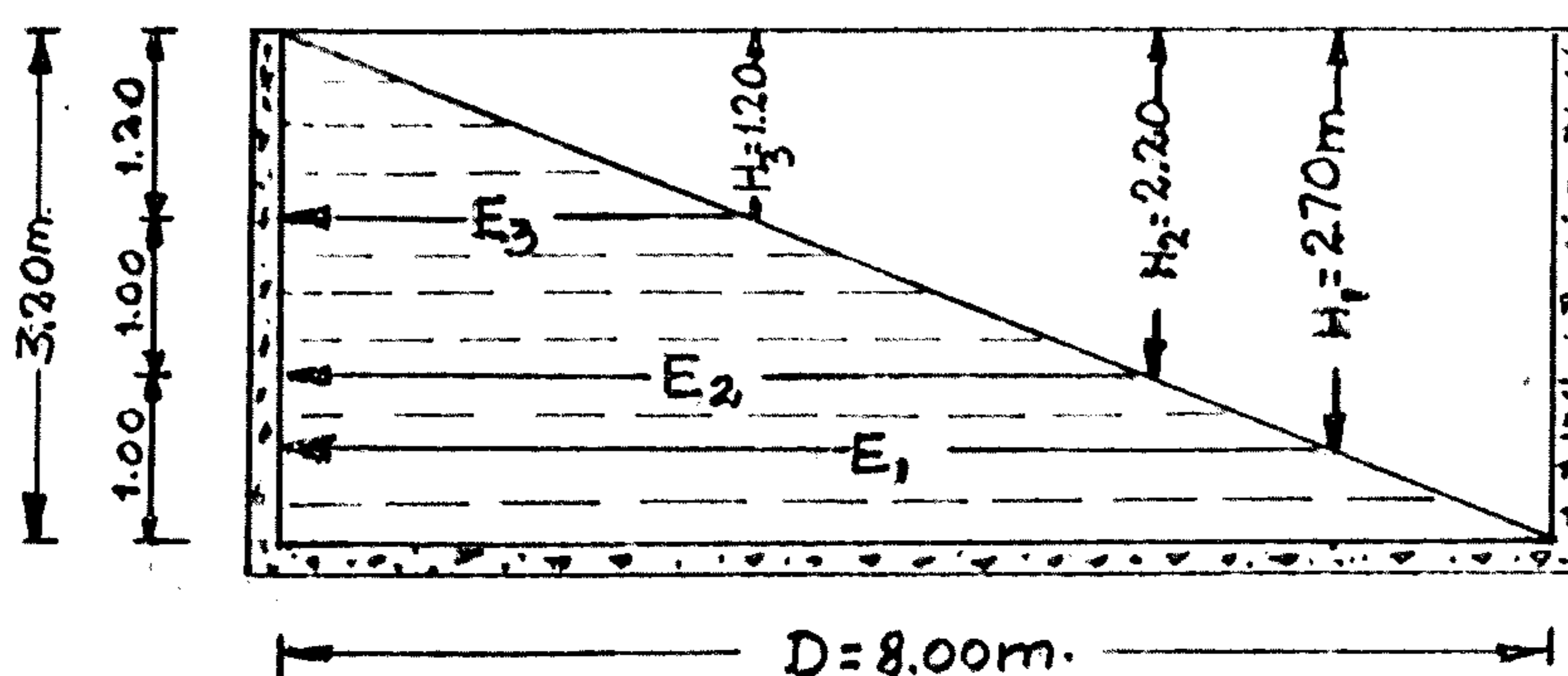
$$E = 500 H D = 500 \times 3.20 \times 8.00 = 12800 \text{ Kg.}$$

Reemplazando en la fórmula de arriba :

$$e = \frac{12800}{100 \times 10} = 12.8 \dots\dots \text{ Démosle } e = 15 \text{ cm.}$$

Cálculo de la Armadura Horizontal de la pared.- El método para calcularla, es considerar la pared dividida en fajas, considerando cada una de ellas como cilindros de pared delgada sometidas a tracción pura, de manera que la armadura principal está dispuesta en anillos horizontales, agregándole además varillas verticales en cantidad arbitraria según el autor.

Dividiendo la altura $H = 3.20$ m. en 3 fajas, se tiene :



Primera faja: Ancho = 1.00 m. $H_1 = 2.70$ m. (Esta faja no está en la misma condición de las otras por estar empotrada, razón por la cual se toma la profundidad media).

$$E_1 = 500 H_1 D = 500 \times 2.70 \times 8.00 = 10,800 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{E_1}{f_s} = \frac{10,800}{840} = 12.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 12.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 7 \phi 5/8'' @ 0.15 \text{ m. con la numeración } \textcircled{7}$$

Segunda faja: Ancho = 1.00 m. $H_2 = 2.20$ m. (Caso mas desfavorable).

$$E_2 = 500 H_2 D = 500 \times 2.20 \times 8.00 = 8,800 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{E_2}{f_s} = \frac{8,800}{840} = 10.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 10.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5 \phi 5/8'' @ 0.20 \text{ m. con la numeración } \textcircled{8}$$

Tercera faja: Ancho = 1.20 m. $H_3 = 1.20$ m.

$$E_3 = 500 H_3 D = 500 \times 1.20 \times 8.00 = 4,800 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{E_3}{f_s} = \frac{4,800}{840} = 5.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 3 \phi 5/8'' @ 0.35 \text{ m. con la numeración } \textcircled{9}$$

Agreguémosle 1 $\phi 5/8''$ para mayor seguridad y para el mejor amarre del fierro de la tapa.

Cálculo de la Armadura Vertical.- El acero vertical se coloca en cantidad arbitraria como se ha dicho anteriormente, pero nosotros tomaremos para éste el porcentaje mínimo que se considera, esto es :

$A_s \text{ mfn.} = 0.0025$ de la sección transversal

$A_s \text{ mfn} = 0.0025 \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \phi \text{ } 3/8'' \text{ @ } 0.20 \text{ m.}$

con la numeración **(10)**.

Longitud del traslape:

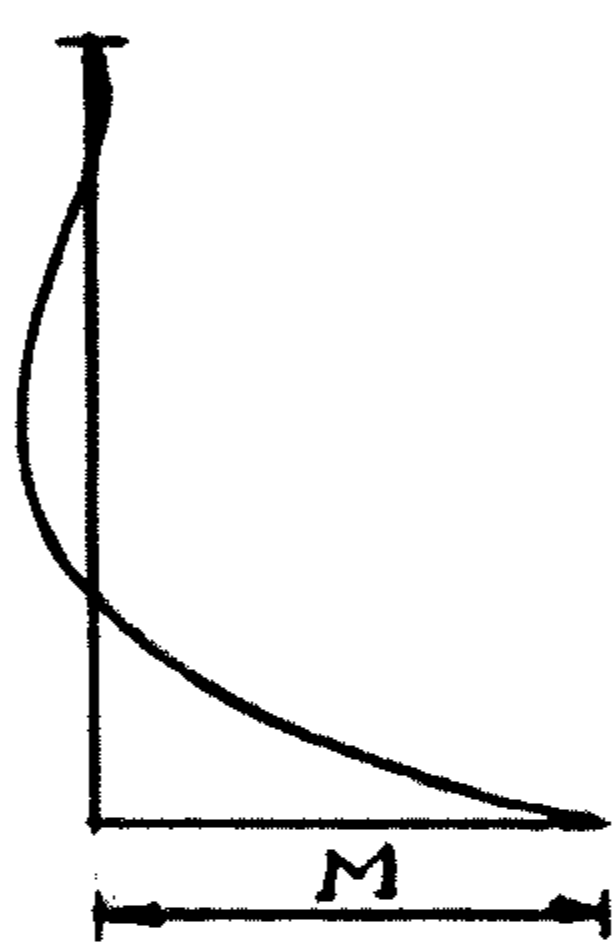
$$L = \frac{f_s a}{4 u} = \frac{840 \times 1.6}{4 \times 7} = 48 \sim 50 \text{ cm.} \quad \text{en la que:}$$

Para $\phi \text{ } 5/8'' \dots a = 5/8 \times 2.54 = 1.6 \text{ cm.}$

$$u = 0.05 f'_c = 0.05 \times 140 = 7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Acero debido al empotramiento. - Para su cálculo se ha tenido en cuenta el libro de Gray.

Si la pared de un tanque circular es monolítico con su base, en este empotramiento se produce un momento, como resultado del efecto restringido que hay entre ellos.



El diagrama de momentos producidos figuran al lado.

El momento de empotramiento está dado por :

$$M = f p H^2 \quad \text{en la que } f \text{ es un coeficiente que se obtiene con la ayuda del gráfico}$$

que figura en la página 14 — del libro: " REINFORCED CONCRETE, RESERVOIR AND TANKS " por W. S. Gray. y p la presión hidrostática.

Datos para el cálculo :

$$H = 3.20 \text{ m} = 10.5' \quad D = 8.00 \text{ m} = 26.2' \quad e = 0.15 \text{ m} = 0.5'$$

De :

$$\left. \begin{aligned} \frac{H}{D} &= \frac{10.5}{26.2} = 0.4 \\ \frac{H}{e} &= \frac{10.5}{0.5} = 21 \end{aligned} \right\} \text{ En la figura 10 de la Pág. 14, se tiene: } \quad \underline{f = 0.013}$$

Luego el momento de empotramiento será :

$$M = f p H^2 = 0.013 (62.5 \times 10.5) 10.5^2 \times 12 = 11,300 \text{ lbs-pulg.}$$

Usando un chaflán de 8"x 8" y un recubrimiento de 2", se tiene en la base una altura útil de: $d = 14 - 2 = 12''$ y considerando un ancho de faja : $b = 12''$ se tiene :

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{b d^2} &= \frac{11,300}{12 \times 12^2} = 6.5 \\ f_s &= 12,000 \text{ lbs/pulg}^2 \end{aligned} \right\} \text{ En la figura 12 de la Pág. 16, obtengo: } \quad \underline{p = 0.05 \%} \text{ como porcentaje de acero.}$$

Luego : $A_s = p b d = 0.0005 \times 12 \times 12 = 0.072 \text{ pulg}^2 / \text{pie lineal}$, para barras colocadas verticalmente.

Como se vé, el área de acero resulta pequeñísima ya que $1 \phi 3/8''$ tiene una área de 0.11 pulgadas cuadradas, que es mayor que 0.072. Podríamos usar $\phi 3/8'' @ 1' = 0.30 \text{ m.}$, pero será mejor doblar el $\phi 1/2''$

$@ 0.30 \text{ m.}$ que viene del piso hasta una altura $\frac{H}{5} = 0.64 \text{ m.}$ con numerac. (11)
Para el chaflán será suficiente con considerar :

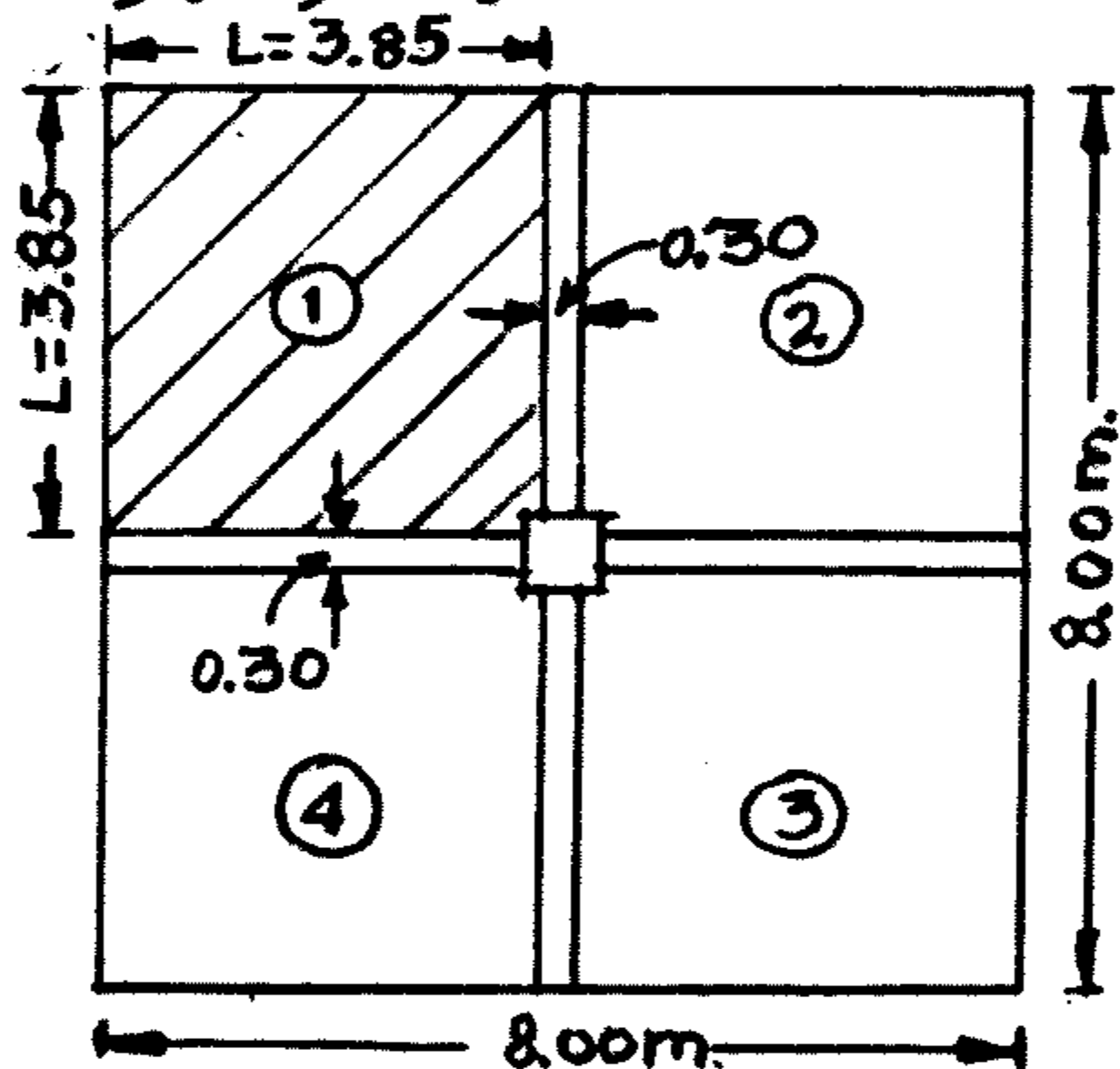
$$0.11 \sqrt{2} = 0.11 \times 1.41 = 0.16 \text{ pulg}^2 / \text{pie.}$$

usaremos $\phi 3/8'' @ 6'' = 0.15 \text{ m.}$ con gran seguridad y con la numeración (12).

3.- CALCULO DEL PISO

Cálculo de las losas.- Al igual que la tapa, considero al piso dividido en 4 paños cuadrados, que en este caso por ser las vigas de 0.30 m. de ancho, se tiene como luz libre de cálculo:

$$L = 3.85 \text{ m.}$$



Después de varios tanteos, démosle a la losa una altura total $t = 0.16 \text{ m.}$

Peso propio $0.16 \times 2400 = 384 \text{ Kg/m}^2$.

" del agua = 3200 "

" " enlucido = 12 "

Carga de la losa sobre la viga $w = 3596 \text{ Kg/m}^2$.

Coefficientes por emplear: Son los mismos que se utilizaron para el cálculo de la losa de la tapa.

Cálculo de los momentos : En el apoyo interior

$$(+) M = C B W L = 0.33 \times \frac{1}{14} \times 3596 \times 3.85 \times 1.00 \times 3.85 = 1260 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M = C B W L = \frac{0.33 + 0.33}{2} \times \frac{1}{9} \times 3596 \times 3.85^2 = 1950 \text{ "}$$

En el apoyo exterior:

$$(-) M = C B W L = 0.33 \times \frac{1}{16} \times 3596 \times 3.85 \times 1.00 \times 3.85 = 1100 \text{ Kg-m}$$

Altura útil para el momento máximo:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{195000}{11.6 \times 100}} = 13 \text{ cm.}$$

Considerando $\phi 1/2''$ y 2 cm. de recubrimiento:

$$t = 13 + 2 + \frac{1}{2} \times \frac{2.54}{2} = 15.63 \sim 16 \text{ cm. que es lo supuesto.}$$

Cálculo del área de acero:

$$(*) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{126000}{1260 \times 0.857 \times 13} = 9.0 \text{ cm}^2.$$

(*) $A_s = 9.0 \text{ cm}^2 \dots \dots \phi 1/2" @ 0.15 \text{ m.}$ Prácticamente 7 ϕ en 1 m. con la numeración (13).

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{195000}{1260 \times 0.857 \times 13} = 13.9 \text{ cm}^2.$$

Como del (+) A_s se dobla la mitad en los apoyos, el (-) A_s que falta agregar es:

$13.9 - 9.0 = 4.9 \text{ cm}^2.$ en $\phi 1/2" @ 0.30 \text{ m.}$, prácticamente 3 ϕ en 1 m. en forma de bastones y con la numeración (14).

Se tiene pues para combatir el (-) M en el apoyo interior 10 $\phi 1/2"$.

En el apoyo exterior:

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{110000}{1260 \times 0.857 \times 13} = 7.9 \text{ cm}^2.$$

Como del (+) A_s se dobla la mitad en el apoyo, el (-) A_s que falta agregar es :

$7.9 - 4.5 = 3.4 \text{ cm}^2$ en $\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m.}$ Para esto es suficiente con doblar hasta una longitud de 0.85 m. el $\phi 3/8" @ 0.20$ que viene de la pared del reservorio. Démosle la numeración (15).

Especificaciones del A. C. I. referentes al espaciamiento de los fierros y al área de acero :

a).- $s = 3 t \dots 3 \times 16 = 48 \text{ cm.}$
 $s = 42 \text{ cm.}$ } Cumple con esta condición.

b).- $A_s \text{ mfn.} = 0.0025 b d = 0.0025 \times 100 \times 13 = 3.25 \text{ cm}^2.$

Cualquiera de las áreas obtenidas es mayor que $3.25 \text{ cm}^2.$, luego cumple con esta condición.

c).- El área de acero según cada una de las dos luces son iguales.

Cálculo del esfuerzo cortante:

En la cara del apoyo $x = 0$ y $C_s = 0.25$, luego :

$$V_L = C_s W = 0.25 \times 3596 \times 3.85 = 3460 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo unitario de corte de la faja de 1 m. de ancho :

$$v = \frac{V_L}{b j d} = \frac{3460}{100 \times 0.857 \times 13} = 3.1 \text{ Kg/cm}^2 < 0.03 f_c = 4.2$$

No se necesitan estribos pero debe usarse anclaje especial.

Adherencia en la cara del apoyo para el (-) A_s.

$$\sum O_L = \frac{V_L}{u j d} = \frac{3460}{10.5 \times 0.857 \times 13} = 29.5 \text{ cm/m.}$$

Hemos encontrado para (-) A_s , 10 ϕ 1/2" que dan un perímetro de:

$$\sum O_L = 10\pi D = 10 \times 3.14 \times 1.27 = 40 \text{ cm.} > 29.5 \text{ cm.}$$

Cheque del perímetro de acero en los puntos de inflexión para (+) A_s.

Para esto debemos calcular el esfuerzo cortante en estos puntos = V_L.
La parábola con $M = \frac{1}{2} \omega L^2$ tiene su punto de inflexión según el diagrama de Peabody a $0.13 L$, luego en las tablas con :

$$\left. \begin{array}{l} r = 1 \\ x_L = 0.13 \end{array} \right\} \text{ se tiene } C_s = 0.14$$

$$V_L = C_s W = 0.14 \times 3596 \times 3.85 \times 1.00 = 1940 \text{ Kg.}$$

El perímetro de acero que se necesita para este valor es:

$$\sum O_L = \frac{V_L}{u j d} = \frac{1940}{10.5 \times 0.857 \times 13} = 16.6 \text{ cm/m.}$$

Para esto sería suficiente con 4 ϕ 1/2".

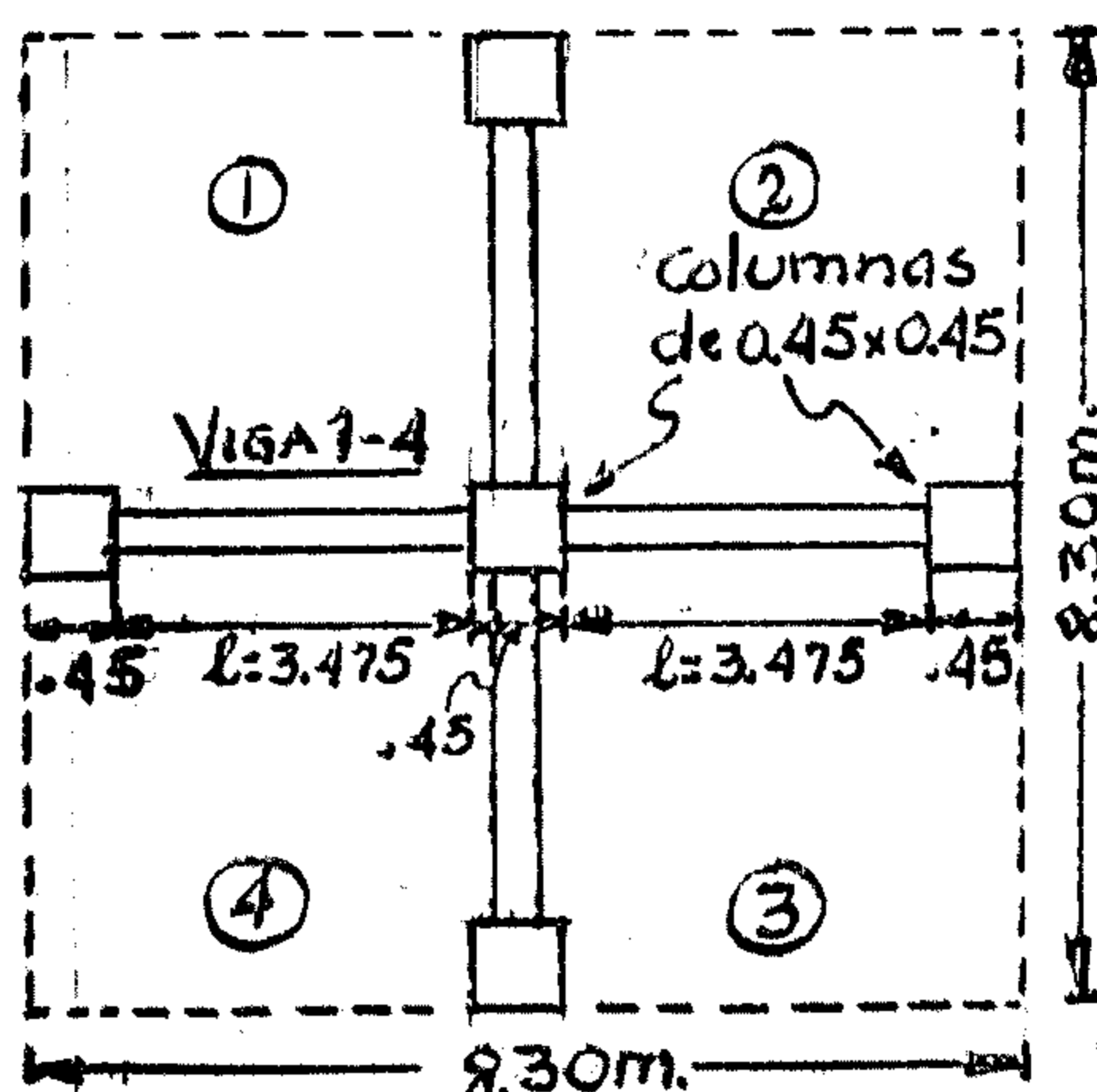
Cálculo de las vigas del piso.- Es suficiente con calcular una de ellas, ya que los paños son cuadrados y por lo tanto de luces iguales. Como estas vigas se apoyan en las columnas, como se vé en la figura de la Pág. 37 ó en el Plano N° 7., se tiene como luz libre de cálculo:

$$l = 3.475 \text{ m.}$$

Coeficientes por emplear.- Son los mismos que se utilizaron para el cálculo de las vigas de la tapa.y que figuran en la Pág. 40.

Cálculo de los momentos.- Cada momento en la viga se compone :

- 1.- Momento debido al peso de la losa y cargas que gravitan en ella.
- 2.- " " " " propio de la viga.



Viga 1-4

$$\begin{aligned} (-) M &= (1-C) B W l = 0.67 \times \frac{1}{14} \times 3596 \times 3.475 \times 3.475 \times 3.475 = 7230 \text{ Kg-m.} \\ (-) M_{pp} &= \frac{\omega l^2}{14} = (0.30 \times 0.65 \times 2400) \frac{1}{14} \times 3.475^2 = \underline{405} \text{ ''} \\ & \hspace{15em} (+) M_T = 7635 \text{ ''} \end{aligned}$$

Para el (-) M en el apoyo interior, tomamos para (1-C) el promedio de los 4 paños adyacentes :

$$\begin{aligned} (-) M &= (1-C) B W l = 0.67 \times \frac{1}{9} \times 3596 \times 3.475^2 \times 3.475 = 11200 \text{ Kg-m} \\ (-) M_{pp} &= \frac{\omega l^2}{9} = (0.30 \times 0.65 \times 2400) \frac{1}{9} \times 3.475^2 = \underline{630} \text{ ''} \\ & \hspace{15em} (-) M_T = 11830 \text{ ''} \end{aligned}$$

La viga será de 0.30 x 0.65m. como se verá posteriormente.

En el apoyo exterior :

$$\begin{aligned} (-) M &= (1-C) B W l = 0.67 \times \frac{1}{16} \times 3596 \times 3.475^2 \times 3.475 = 6300 \text{ Kg-m} \\ (-) M_{pp} &= \frac{\omega l^2}{16} = (0.30 \times 0.65 \times 2400) \frac{1}{16} \times 3.475^2 = \underline{355} \text{ ''} \\ & \hspace{15em} (-) M_T = 6655 \text{ ''} \end{aligned}$$

En esta fórmula $B = \frac{1}{16}$ cuando la viga está apoyada en columnas.

Cálculo de los esfuerzos cortantes. - El esfuerzo cortante en la viga se compone :

- 1.- Esfuerzo cortante debido al peso de la losa y cargas sobre ella
- 2.- " " " " " propio de la viga.

$$\begin{aligned} V &= C_b W = 0.25 \times 3596 \times 3.475 \times 3.475 = 10800 \text{ Kg.} \quad C_b = \text{Promedio de los 4 paños.} \\ V_{pp} &= \frac{\omega l}{2} = (0.30 \times 0.65 \times 2400) \frac{3.475}{2} = \underline{810} \text{ ''} \\ & \hspace{15em} V_T = 11610 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Comprobación :

$$\begin{aligned} 10800 \times 4 &= 43200 \text{ Kg.} \\ W &= 3596 \times 3.475 \times 3.475 = 43200 \text{ ''} \end{aligned}$$

Dimensionamiento de la viga, como viga rectangular con acero en tracción:

Con el momento mayor se tiene :

Altura útil de la viga:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{1183000}{11.6 \times 30}} = 58.5 \text{ cm.}$$

Démosle a la viga las siguientes dimensiones :

$$d = 59 \text{ cm.} \quad h = 65 \text{ cm.} \quad b = 30 \text{ cm.}$$

Cálculo de las áreas de acero:

$$(+)\ A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{763500}{1260 \times 0.857 \times 59} = 12.0 \text{ cm}^2.$$

$$(+)\ A_s = 12.0 \text{ cm}^2 \dots\dots 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8" \text{ con la numeración } \textcircled{16}.$$

$$(-)\ A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1183000}{1260 \times 0.857 \times 59} = 18.6 \text{ cm}^2.$$

$$(-)\ A_s = 18.6 \text{ cm}^2 \dots\dots 4 \phi 3/4" + 2 \phi 7/8" \text{ con la numeración } \textcircled{17}.$$

El $A_s (+)$ no lo doblo en los extremos en su valor mitad, porque no satisface la adherencia como se verá posteriormente.

En el apoyo exterior:

$$(-)\ A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{665500}{1260 \times 0.857 \times 59} = 10.4 \text{ cm}^2.$$

$$(-)\ A_s = 10.4 \text{ cm}^2 \dots\dots 4 \phi 3/4" \text{ con la numeración } \textcircled{18}.$$

Esfuerzo unitario de corte :

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{11610}{30 \times 0.857 \times 59} = 7.6 \text{ Kg/cm}^2 > 4.2$$

Luego $v = 7.6 \text{ Kg/cm}^2 = 0.054 f'_c < 0.06 f'_c$.

Según el A. C. I., es obligatorio colocar estribos ó barras dobladas, y nos basta que la armadura tenga anclaje ordinario.

Colocación de estribos.- Es costumbre en nuestro país usar anclaje especial, luego: $v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$.

$$V_c = v_c b j d = 4.2 \times 30 \times 0.857 \times 59 = 6500 \text{ Kg.}$$

$$V_s = V_T - V_c = 11610 - 6500 = 5110 \text{ "}$$

Si consideramos estribos de $3/8"$ que tienen un área $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$, el espaciamiento mínimo es allí donde el V_s es máximo, y está dado por la siguiente fórmula:

$$s = \frac{a_s f_s j d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 1260 \times 0.857 \times 59}{5110} = 18 \text{ cm.}$$

En el Plano N° 7.. se ha colocado el primer estribo a 0.15 m. y los otros con el uso de diagramas y teniendo en cuenta que cuando $v \leq 0.06 f'_c$ el espaciamiento de los estribos no debe ser mayor de la mitad de la altura útil de la viga, esto es : $\frac{59}{2} = 29.5$ prácticamente 30 cm.

Se ha colocado pues: 1 estribo a 0.15 m. del apoyo.

- 1 " " 0.35 M " "
- 1 " " 0.60 m. " "
- 1 " " 0.90 m. " "

Adherencia en la cara del apoyo para el (-) A_s .

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u j d} = \frac{11610}{10.5 \times 0.857 \times 59} = 21.8 \text{ cm.}$$

Como tenemos para (-) A_s 4 ϕ 3/4" + 2 ϕ 7/8" que tienen un perímetro de 38 cm. > 21.8 cm., satisface ampliamente.

Adherencia en el punto de inflexión para el (+) A_s .

Sabemos por el diagrama de Peabody, que para $M = \frac{1}{14}$ el punto de inflexión está a $x = 0.13 l$. Allí el esfuerzo cortante = V'

De las tablas con:

$$\left. \begin{array}{l} r = 1 \\ x_1 = 0.13 \end{array} \right\} \text{ se tiene } C_b = 0.23$$

$$V' = C_b W = 0.23 \times 3596 \times 3.475 \times 3.475 = 10000 \text{ Kg.}$$

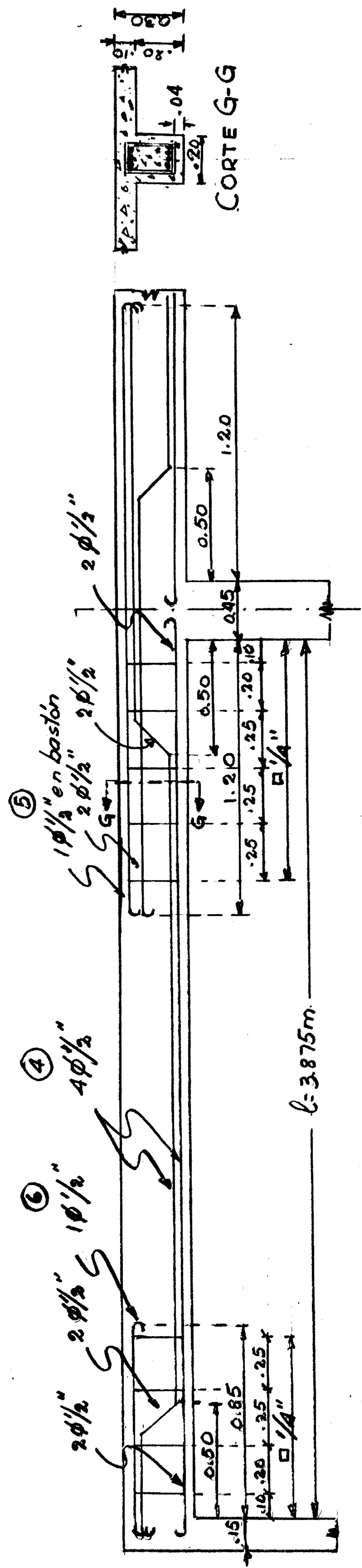
$$V'_{pp} = \frac{\omega'_1}{2} = (0.30 \times 0.65 \times 2400) \frac{3.475}{2} = \frac{810}{10810} \text{ ''}$$

$$\Sigma'_0 = \frac{V'}{u j d} = \frac{10810}{10.5 \times 0.857 \times 59} = 20.4 \text{ cm.}$$

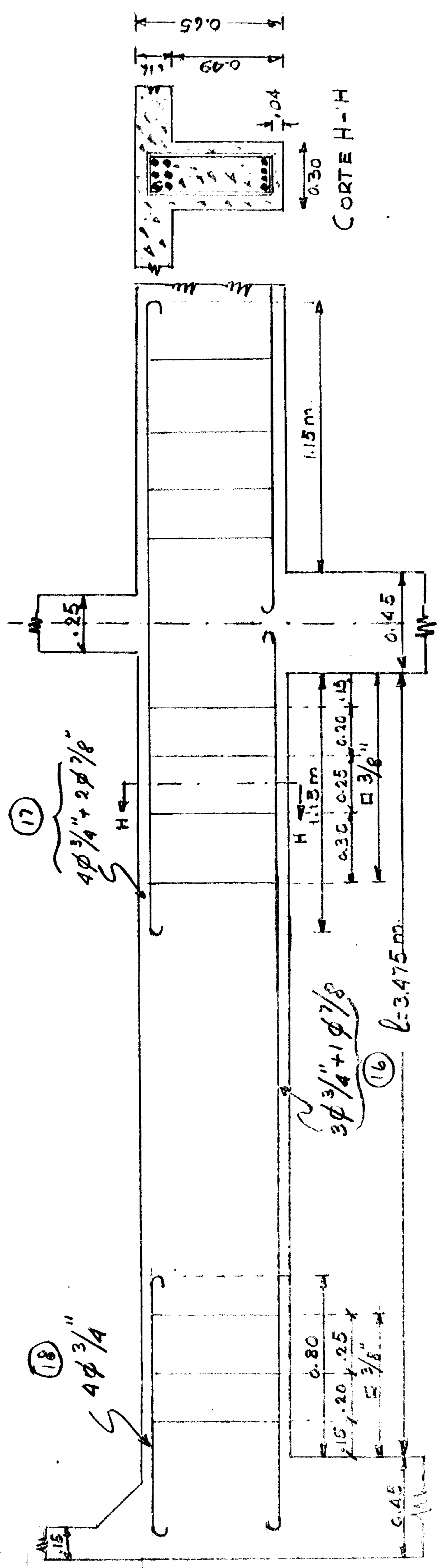
Los 3 ϕ 3/4" + 1 ϕ 7/8" del (+) A_s dan un perímetro de 25 cm., prácticamente no doblo ninguno, porque todos se necesitan para combatir esta adherencia.

A continuación daremos gráficos explicativos de todo lo calculado hasta ahora.

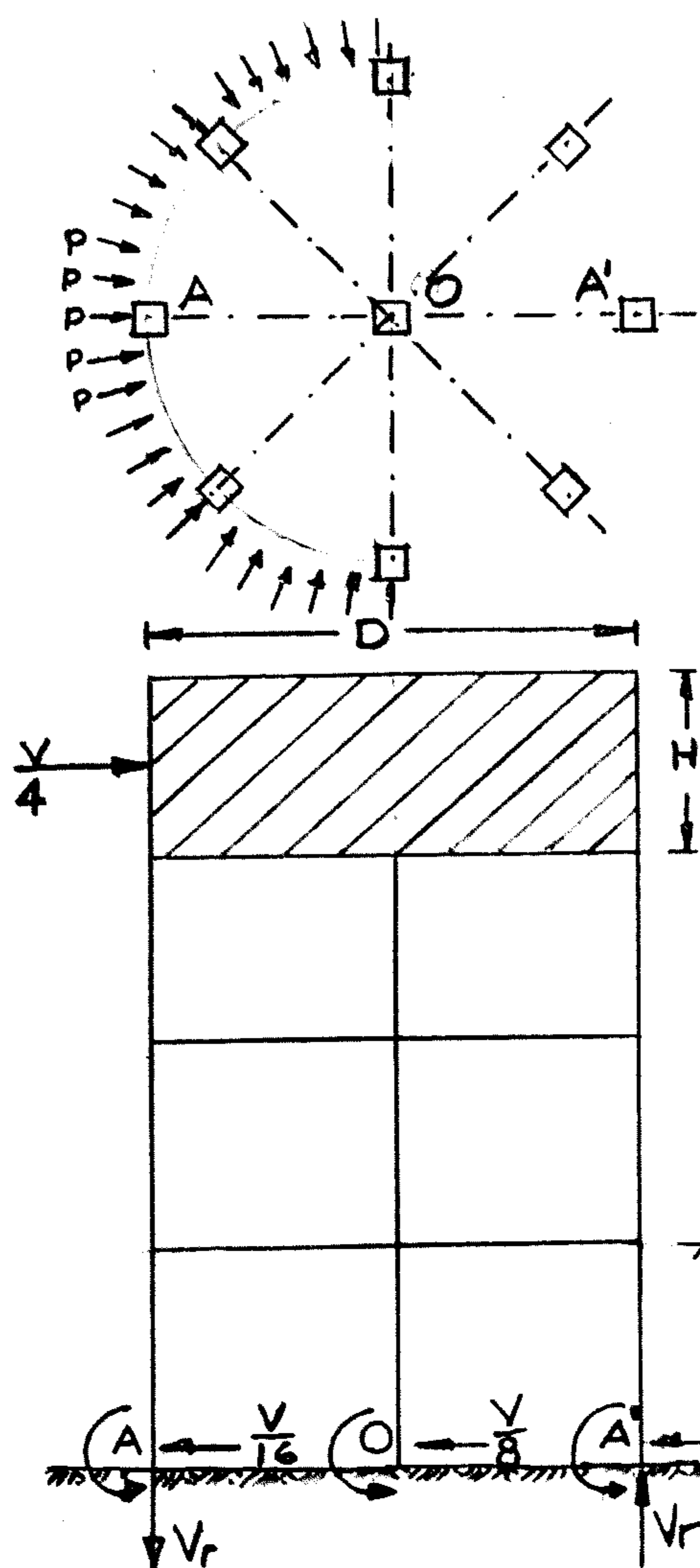
VIGAS DE LA TAPA - ESCALA 1:25



VIGAS DEL PISO - ESCALA 1:25



4.- CALCULO DE LAS COLUMNAS Y VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO DEL CASTILO.



Presión del viento.- Consideremos el viento actuando sobre las pared del tanque en sí, y sin tener en cuenta la reducción por su forma cilíndrica, la fuerza del viento se puede obtener así :

$$V = p D H = 150 \times 8.30 \times 4.00 = 4980 \text{ Kg.}$$

En esta fórmula:

$p = 150 \text{ Kg/m}^2$ corresponde a la presión que ejerce el viento a la velocidad de 160 Km/hora.

$D =$ Diámetro exterior del tanque.

$H =$ Altura aproximada " " .

Esta fuerza V se puede considerar como actuando con presión p uniforme, actuando perpendicularmente a la pared tal como se muestra

en el dibujo de al lado, y como son 4 pilares en un semi- círculo, cada uno tomará una cantidad igual a $\frac{V}{4}$, fuerza que se trasmite a las otras 2 columnas que están en el mismo eje, correspondiéndole un esfuerzo cortante de $\frac{V}{8}$ para el pilar interior y $\frac{V}{16}$ para los pilares exteriores, tal como se muestra en el gráfico y que se puede ver también en la Pág. 140 , figura 103 del libro de Gray para tanques elevados.

Los momentos en las bases, suponiendo que los puntos de contraflexión están en la mitad de las columnas son :

$$M_A = \frac{V}{16} \times \frac{L}{2} = M_A; \quad \text{y} \quad M_O = \frac{V}{8} \times \frac{L}{2}.$$

La fuerza horizontal V produce fuerzas adicionales verticales, que pueden encontrarse como sigue :

Sea $V_r =$ Carga adicional que soporta la columna mas fatigada, o sea la que dista r del centro en un momento dado.

$$V_a = \frac{V_r \times a}{r} = \text{Carga adicional para la columna B, que dista } a \text{ del diámetro}$$

$$V_o = 0 = \text{Carga para la columna C, con distancia nula al diámetro.}$$

En la figura de la Pág. siguiente se verá esto con mayor detalle.

Tomando momentos respecto al diámetro se tiene :

$$M_R = 2 V_r r + 4 V_a a = \text{Momento de todas las columnas. Reemplazando :}$$

$$M_R = 2 V_r \times r + 4 \frac{V}{r} \times r \frac{\sqrt{2}}{2} \times r \frac{\sqrt{2}}{2} \text{ en la que } a = r \cos 45^\circ = r \frac{\sqrt{2}}{2} .$$

$$M_R = 4 V_r \times r .$$

Quando las columnas están empotradas como en el caso presente, a este momento debe agregarse el debido al empotramiento, es decir :

$$M_R = 8 \times \frac{V}{16} \times \frac{L}{2} + 4 V_r \times r = \frac{V \times L}{4} + 4 V_r \times r$$

Por efecto del viento la columna interior no recibe esfuerzo adicional, por estar al centro de la estructura.

Cálculo de los esfuerzos adicionales debido al viento .- Hemos visto que :

V = 4980 Kg. que lo consideramos actuando a una altura promedio de 18 m. del suelo.

Su momento será :

$$M_V = M_R = 4980 \times 18 = 89,600 \text{ Kg} - \text{m} .$$

Reemplazando valores en la :

$$M_R = \frac{V \times L}{4} + 4 V_r \times r =$$

$$M_R = \frac{4980 \times 5.65}{4} + 4 \times V_r \times 3.93 \text{ de donde :}$$

$$V_r = 5250 \text{ Kg} .$$

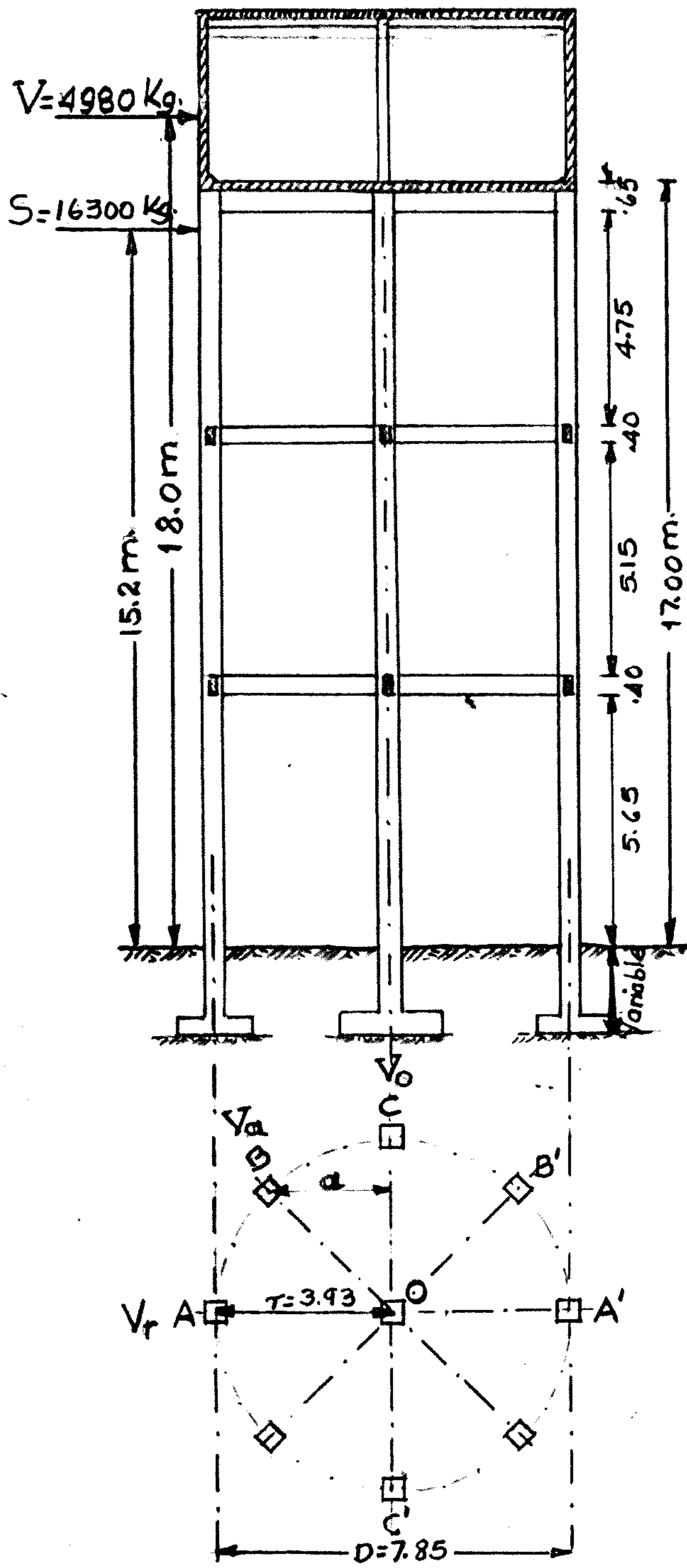
Cálculo de los esfuerzos adicionales debido al sismo .- La fuerza del sismo sobre la

estructura está sujeta a muchas interpreta-

ciones. Se le acostumbra a suponer como una fuerza horizontal igual al 5% del peso total de la estructura y actuando en su centro de gravedad.

Centro de gravedad de la estructura:

Elementos	Pesos W	Brazos h	Momentos W h
Techo (losas y vigas)	14540 Kg	18.0	4'180000
Pared	31600 "		
Piso (losas y vigas)	25700 "		
Agua	160000 "		
Columnas	74000 "	8.5	630000
Riostras	20200 "	9.0	181800
	<u>326040 Kg.</u>		<u>4'991800</u>



Centro de gravedad de la estructura : $\frac{4'991800}{326040} = 15.2 \text{ m.}$

Luego fuerza debida al sismo $S \pm 0.05 \times 326040 = 16302 \sim 16300 \text{ Kg.}$
actuando a 15.2 m. del suelo. Su momento es :

$$M_S = 16300 \times 15.2 = 248000 \text{ Kg - m.}$$

Esta fuerza horizontal del sismo, la considero actuando como si fuera el viento, ya que como se dijo antes está sujeta a muchas interpretaciones, luego procediéndose en la misma forma se tiene :

$$M_R = \frac{S \times L}{4} + 4 V_R \times r = \frac{16300 \times 5.65}{4} + 4 V_R \times 3.93 \text{ de don-}$$

de : $V_R = 14300 \text{ Kg.}$

El esfuerzo adicional total para cada columna, se compone del esfuerzo adicional debido al viento, más es esfuerzo adicional debido al sismo. Entonces se tiene :

Esfuerzo adicional total columna Exterior = $V_T = 5250 + 14300 = + 19550 \text{ Kg}$
" " " " Interior = $V_T = 0 + 14300 = 14300 \text{ "}$

Nota.- En la Pág. anterior hemos dicho que la columna interior no recibe esfuerzo adicional por efecto del viento, y en cuanto al sismo por moverse toda la estructura, considero un V_R adicional igual al de la columna exterior.

El signo (+) corresponde a la columna A.
" " (-) " " " " A'.

Cálculo de la columna interior.- Al calcular las vigas del piso se obtuvo un esfuerzo cortante de 11610 Kg. que se trasmite a la columna. Como son 4 las vigas, la carga total será : $4 \times 11610 = 46440 \text{ Kg.}$
Sea una columna de 0.45 x 0.45 m. Para el primer piso del castillo, esta columna soportará las siguientes cargas :

Peso transmitido por las vigas del piso = 46440 Kg.
" " " la columna que sostiene la tapa = 6735 "
Fuerza adicional debida al sismo = 14300 "
Peso de una columna de 0.45 x 0.45 x 17 x 2400 ... = 8300 "
(Peso propio del pilar central)
75775 Kg.

Consideremos una carga de diseño de 80000 Kg., teniendo en cuenta que falta agregar el peso de las riostras, enlucido y otras pequeñas sobrecargas.

Datos para el diseño de la columna interior del primer piso :

$$\text{Carga} = 80000 \text{ Kg.} \quad h = 5.65 \text{ m.} \quad A_g = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{h}{d} = \frac{5.65}{0.45} = 12.5 \dots\dots\dots \text{Columna larga, luego se calcula con}$$

una carga:

$$P = \frac{P'}{1.3 - 0.03 \frac{h}{d}} = \frac{80000}{1.3 - 0.03 \times 12.5} = 86500 \text{ Kg.}$$

La fórmula de columnas cortas es :

$$P = A_g (25.2 + 750 p_g) \dots \text{Para acero estructural y } f'_c = 140$$

$$86500 = 2025 (25.2 + 750 p_g) \text{ Despejando } p_g = 0.0232 \text{ se tiene}$$

como área de acero :

$$A_s = p_g A_g = 0.0232 \times 2025 = 47 \text{ cm}^2 \dots\dots 8 \phi 7/8" + 8 \phi 5/8"$$

Espaciamiento de estribos de $3/8" \neq \phi_1$

$$S \leq 16 \phi = 16 \times 7/8 = 14" = 35 \text{ cm.}$$

$$S \leq 48 \phi_1 = 48 \times 3/8 = 18" = 45 \text{ "}$$

$$S \leq 45 \text{ cm.} = d .$$

Se emplearán estribos de $3/8" \text{ @ } 0.35 \text{ m.}$

Columna del segundo piso.- La carga por considerar es también de 80000 Kg. disminuido por el peso de la columna del primer piso. Esto se hace para disminuir el área de acero en las columnas superiores.

Se tiene pues :

Carga columna del primer piso	80000 Kg
Peso " " " " (0.45 x 0.45 x 5.65 x 2400) =	$\frac{2740}{77260}$ "
	"

Datos : Carga = 77260 Kg. h = 5.15 m. $A_g = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2.$

$$\frac{h}{d} = \frac{5.15}{0.45} = 11.4 \dots\dots \text{Columna larga}$$

Procediéndose en la misma forma que para la columna del primer piso, se tiene :

$$P = 81000 \text{ Kg.} \quad p_g = 0.01944 \quad A_s = 39.3 \text{ cm}^2 \dots\dots 4 \phi 7/8" + 12 \phi 5/8"$$

con estribos de $3/8" \text{ @ } 0.35 \text{ m.}$

Columna del tercer piso

Carga columna segundo piso	77260 Kg.
Peso " " " " (0.45 x 0.45 x 5.15 x 2400) =	$\frac{2530}{74730}$ "
	"

Datos: Carga = 74730 Kg. h = 4.75 m. $A_g = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2.$

$$\frac{h}{d} = \frac{4.75}{0.45} = 10.5 \dots\dots \text{Columna larga.}$$

Procediéndose en idéntica forma que para la columna del primer piso, se tiene :

$$P = 76000 \text{ Kg.} \quad p_g = 0.0164 \quad A_s = 33.2 \text{ cm}^2 \dots\dots 12 \text{ } \phi \text{ } 3/4'' \text{ con estribos de } 3/8'' \text{ @ } 0.30 \text{ m.}$$

Cálculo de las columnas exteriores .- Como son 8 estas columnas, es suficiente con diseñar 2 de las situadas en un mismo eje, tales como la A y la A'; cuyos esfuerzos adicionales debidos al viento y al sismo son iguales pero de signo contrario como se dijo en la Pág.56.

Como el peso de la estructura es de 326040 Kg. (Pág.55) y peso absorbido por la columna interior es de 80000 Kg. se tiene :

Peso total de la estructura	= 326040 Kg.
" absorbido por la columna interior	= <u>80000</u> "
	246040 Kg.

Luego Carga por Columna = $246040 : 8 = 30755 \text{ Kg.}$ a la que hay que agregar el esfuerzo adicional debido al viento y al sismo, esto es:

$$\text{Carga total Columna Exterior A} = 30755 + 19550 = 50305 \text{ Kg.}$$

Considerando el peso del enlucido y pequeñas cargas adicionales que puedan presentarse, diseñaremos esta columna para 52000 Kg.

$$\text{Carga total Columna Exterior A'} = 30755 - 19550 = 11205 \text{ Kg.}$$

Por las mismas consideraciones anteriores, la diseñaremos para 13000 Kg.

Datos para el diseño de la Columna Exterior A, del primer piso .

Carga = 52000 Kg.	h = 5.65 m.	A _g = 45 x 45 = 2025 cm ² .
$\frac{h}{d} = \frac{5.65}{0.45} = 12.5 \dots\dots\dots \text{Columna larga.}$		

Luego:

$$P = \frac{P'}{1.3 - 0.03 \frac{h}{d}} = \frac{52000}{1.3 - 0.03 \times 12.5} = 56000 \text{ Kg.}$$

La fórmula de columnas cortas es :

$$P = A_g (25.2 + 750 p_g) \dots\dots \text{Para acero estructural y } f'_c = 140$$

$$56000 = 2025 (25.2 + 750 p_g) \text{ de donde } p_g = 0.00306 < 0.01.$$

Dando a $p_g = 0.01$ que es el porcentaje mínimo por considerar, se tiene:

$$A_s = p_g A_g = 0.01 \times 2025 = 20.25 \text{ cm}^2 \dots\dots 4 \phi 1''.$$

Espaciamiento de los estribos :

$$S \leq 16 \phi = 16 \times 1'' = 16'' = 40 \text{ cm.}$$

$$S \leq 48 \phi_1 = 48 \times 3/8'' = 18''$$

$$S \leq d = 45 \text{ cm.}$$

Usaremos estribos de $3/8''$ @ 0.40 m.

Como para las columnas de los otros pisos se tienen las mismas secciones (45 x 45) y siempre el $p_g \text{ mín} = 0.01$, el área de acero será también :

$$A_s = p_g A_g = 0.01 \times 2025 = 20.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 4 \phi 1'' .$$

Esfuerzos unitarios producidos por flexión .- Por estar las columnas sometidas a flexión compuesta, se tiene la siguiente fórmula que sirve para calcular los esfuerzos unitarios por la flexión :

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M v}{I} \text{ cuyos valores aplicados a la columnas se verán posteriormente.}$$

Cálculo de los momentos = M , producidos por el viento y el sismo:-

En las columnas exteriores, hemos visto en la Pág. 54 que cada una absorbe un esfuerzo cortante debido al viento de $\frac{V}{16}$, y debido al sismo un esfuerzo de $\frac{S}{16}$. Luego sus momentos serán :

$$M = M_v + M_s = \frac{V}{16} \times \frac{L}{2} + \frac{S}{16} \times \frac{L}{2} = \frac{4980}{16} \times \frac{5.65}{2} + \frac{16300}{16} \times \frac{5.65}{2} =$$

$$M = 880 + 2880 = 3760 \text{ Kg - m.} = 376000 \text{ Kg - cm.}$$

En la columna interior, sumomento será :

$$M = M_v + M_s = \frac{V}{8} \times \frac{L}{2} + \frac{S}{8} \times \frac{L}{2} = \frac{4980}{8} \times \frac{5.65}{2} + \frac{16300}{8} \times \frac{5.65}{2} =$$

$$M = 1760 + 5760 = 7520 \text{ Kg - m.} = 752000 \text{ Kg - cm.}$$

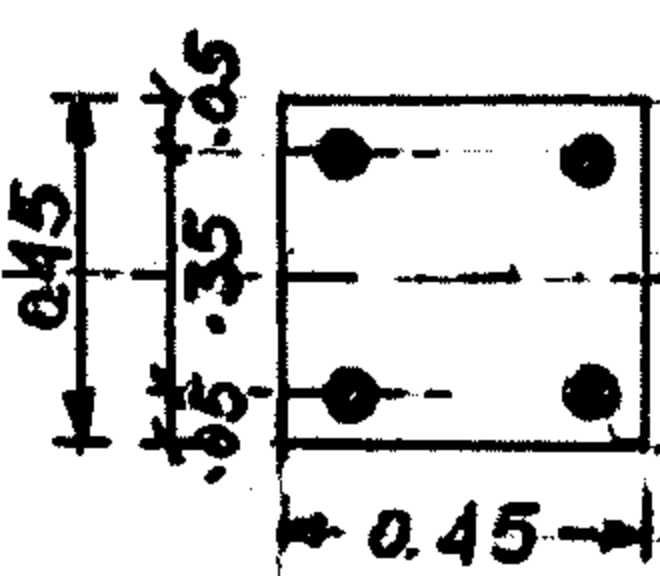
Aplicando la fórmula de la flexión compuesta para :

Columnas exteriores A y A', que tienen como cargas $P = 52000 \text{ Kg.}$ y 13000 Kg. respectivamente, como se vió en la Pág. anterior, y como datos comunes :

$$M = 376000 \text{ Kg - cm.} = \text{Momento debido al viento y sismo.}$$

$$A = A_g + (n-1) A_s = \text{Area de la sección transversal, en la que } A_s = 4 \phi 1'' = 20.24 \text{ cm}^2.$$

$$A = 45 \times 45 + (15 - 1) 20.24 = 2309 \text{ cm}^2.$$



$$I = \frac{b h^3}{12} + 14 \cdot A_s \bar{x}^2 = \text{Momento de inercia en la que } b = h = 45 \text{ cm. y } \bar{x} = 35 : 2 = 17.5 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{45 \times 45^3}{12} + 14 \times 20.24 \times 17.5^2 = 429000 \text{ cm}^4.$$

$$v = 45 : 2 = 22.5 \text{ cm.} = \text{Distancia del centro a la cara de la columna.}$$

Con estos datos se tiene:

$$\text{Columna A: } f = \frac{P}{A} \pm \frac{M v}{I} = \frac{52000}{2309} \pm \frac{376000 \times 22.5}{429000} = 22.5 \pm 19.8, \text{ luego:}$$

$$f' = 22.5 + 19.8 = + 42.3 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$f'' = 22.5 - 19.8 = + 2.7 \text{ " } .$$

Columna A':

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M v}{I} = \frac{13000}{2309} \pm \frac{376000 \times 22.5}{429000} = 5.6 \pm 19.8, \text{ luego:}$$

$$f' = 5.6 + 19.8 = + 25.4 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$f'' = 5.6 - 19.8 = - 14.2 \text{ " } .$$

Columna interior. - Como ésta tiene $A_g = 2025 \text{ cm}^2$. y $A_s = 46.80 \text{ cm}^2$. ya que cuenta con $8 \phi 7/8'' + 8 \phi 5/8''$, se tiene como datos :

$$M = 752000 \text{ Kg - cm.}$$

$$A = 45 \times 45 + (15 - 1) 46.80 = 2681 \text{ cm}^2.$$

$$I = \frac{45 \times 45^3}{12} + 14 \times 46.80 \times 17.5^2 = 544000 \text{ cm}^2.$$

$$P = 80000 \text{ Kg.}$$

$$v = 22.5 \text{ cm.}$$

Reemplazando en la fórmula :

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M v}{I}, \text{ se tiene: } \begin{cases} f' = 29.8 + 31.1 = +60.9 \text{ Kg/cm}^2 \\ f'' = 29.8 - 31.1 = - 1.3 \text{ " } . \end{cases}$$

Por los esfuerzos obtenidos se vé claramente, que en el caso extremo de actuar viento y sismo a la vez, el concreto estaría trabajando a una compresión máxima de 60.9 Kg/cm^2 . y a una tracción máxima de 14.2 Kg/cm^2 .

Debe hacerse presente que el concreto 1:2:4 puede trabajar con una carga de seguridad de 63 Kg/cm^2 ($0.45 f'_c$) a la compresión, y con 14 Kg/cm^2 ($0.1 f'_c$) a la tracción.

En todo caso como lo corriente es que sobre la estructura actúe el viento sólo, los esfuerzos unitarios serán mucho menores que los obtenidos, por ser la fuerza del sismo considerada mucho mas grande que la del viento.

Cálculo de las vigas de arriostamiento

Las riostras están destinadas a absorber esfuerzos laterales debidos al viento y al sismo. Su cálculo exacto es casi imposible, lo que se hace en la práctica es calcularlas con un momento igual al producido en la columna, cuando las riostras están a uno y otro lado de ella como en las columnas exteriores, y con un momento igual a la mitad del producido en la columna, cuando ésta tiene 4 riostras como es el caso de la columna interior.

Cálculo de las vigas de arriostamiento exteriores.- En la Pág. 59 vemos que el momento en las columnas exteriores era $M = 376000$ Kg-cm., luego:

Altura útil: $d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{376000}{11.6 \times 30}} = 32.9$ cm.

Demos a cada una de estas vigas de arriostamiento las siguientes dimensiones: $d = 35$ cm. $h = 40$ cm. $b = 30$ cm.

Area de acero: $A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{376000}{1260 \times 0.857 \times 35} = 10$ cm²... 5 ϕ 5/8"

Corte unitario: Luz libre de riostra $l = \frac{3.14 \times 7.85}{8} - 0.45 = 2.65$ m.

De $M = V \times \frac{l}{2}$ se tiene Esfuerzo Cortante $V = \frac{8}{2} M : \frac{l}{2} =$

$V = 376000 : \frac{2.65}{2} = 2840$ Kg.

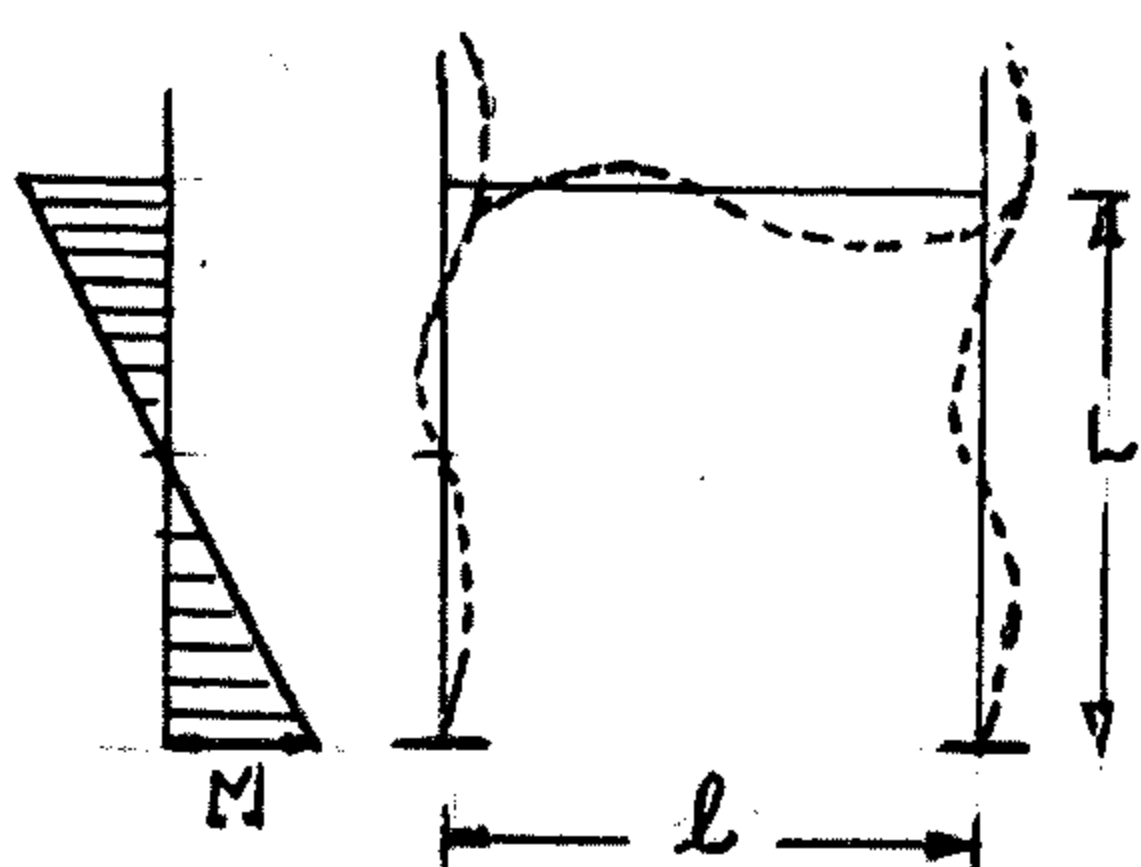
$v = \frac{V}{b j d} = \frac{2840}{30 \times 0.857 \times 35} = 3.15 < 4.2$ Kg/cm².

Adherencia:

$\Sigma_o = \frac{V}{u j d} = \frac{2480}{10.5 \times 0.857 \times 35} = 9$ cm. Sería suficiente con 2ϕ 5/8" = 10 cm > 9 cm.

Cálculo de las vigas de arriostamiento interiores.- Estas se calculan con un momento igual a la mitad del producido en la columna interior, esto es: $\frac{M}{2} = \frac{752000}{2} = 376000$ Kg-cm. que ha salido igual al que ha servido para el cálculo de las vigas de arriostamiento exterior y por lo tanto se tienen las mismas dimensiones, es decir:

$d = 35$ cm $h = 40$ cm $b = 30$ cm.



En este caso se tiene como luz de cálculo $l = 3.475$ m.

Esfuerzo Cortante $V = M : \frac{l}{2} = 376000 : \frac{3.475}{2} = 2160$ Kg

es decir el esfuerzo cortante disminuye, y por lo tanto disminuye v y Σ_o del cálculo anterior.

La figura de al lado da una idea de la probable deformación de las columnas y vigas de arriostrado.

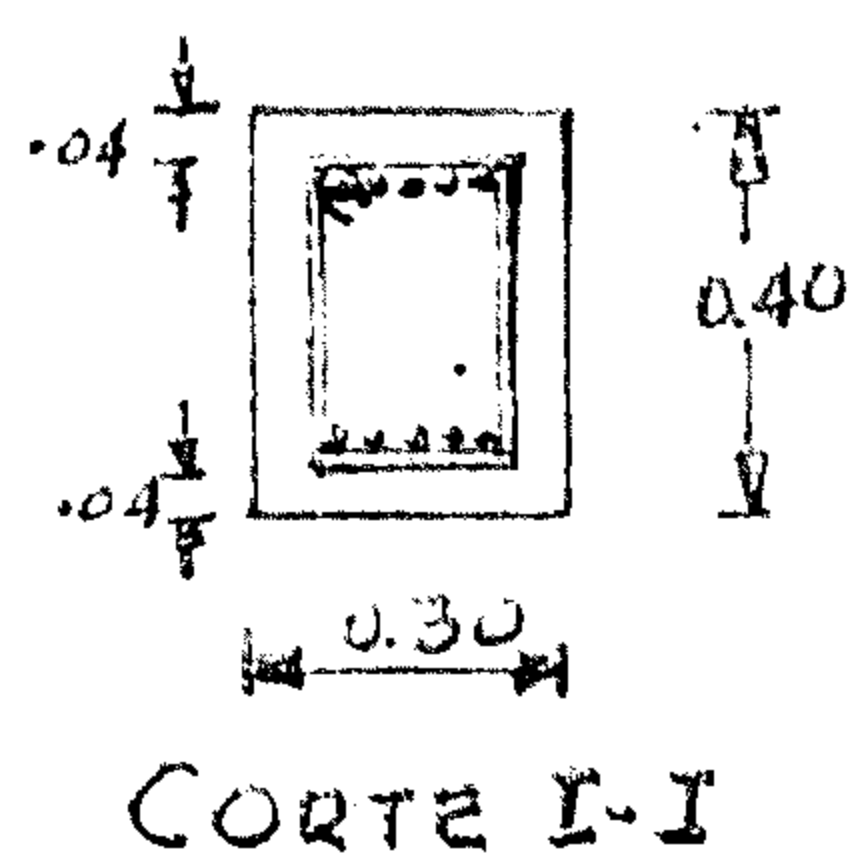
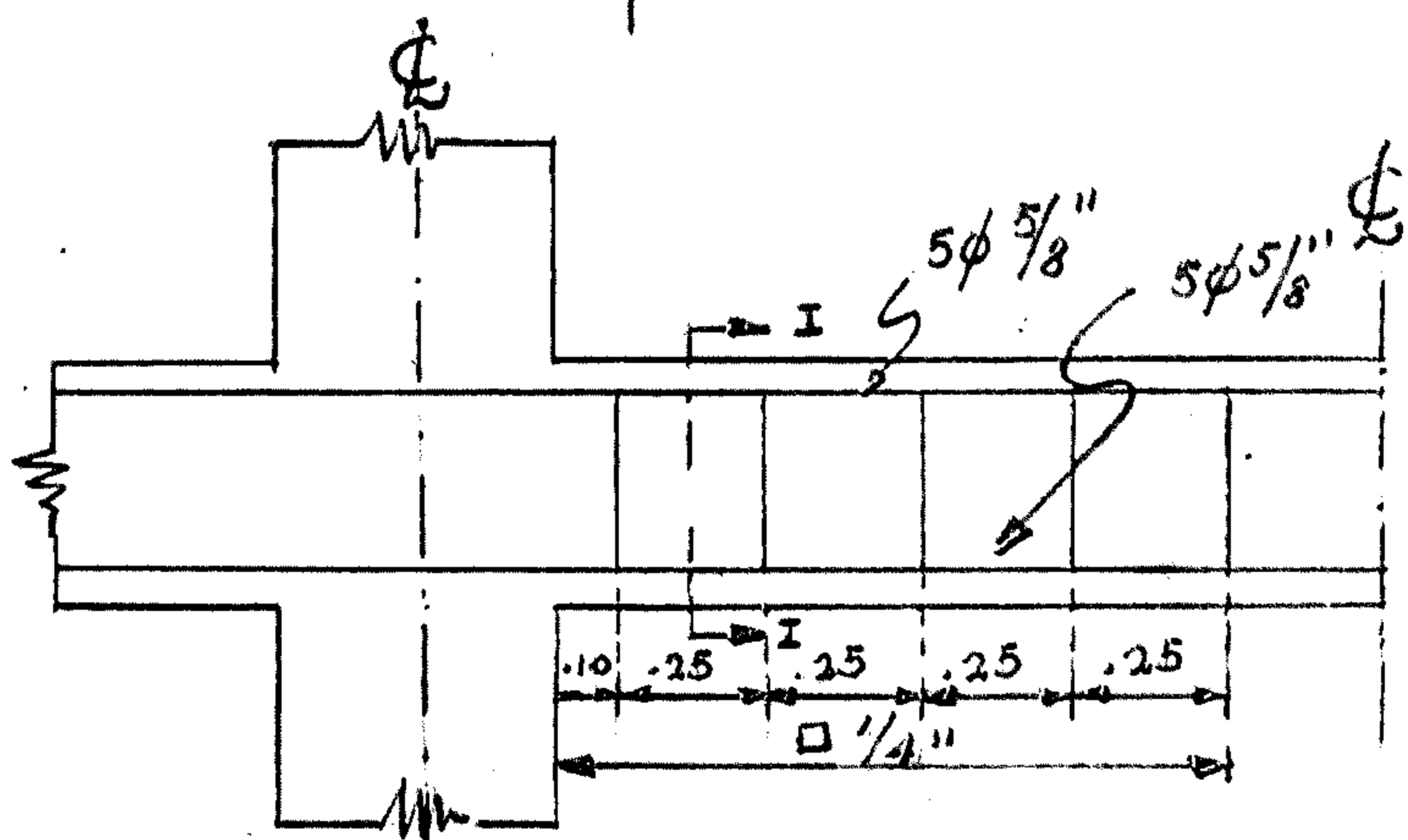
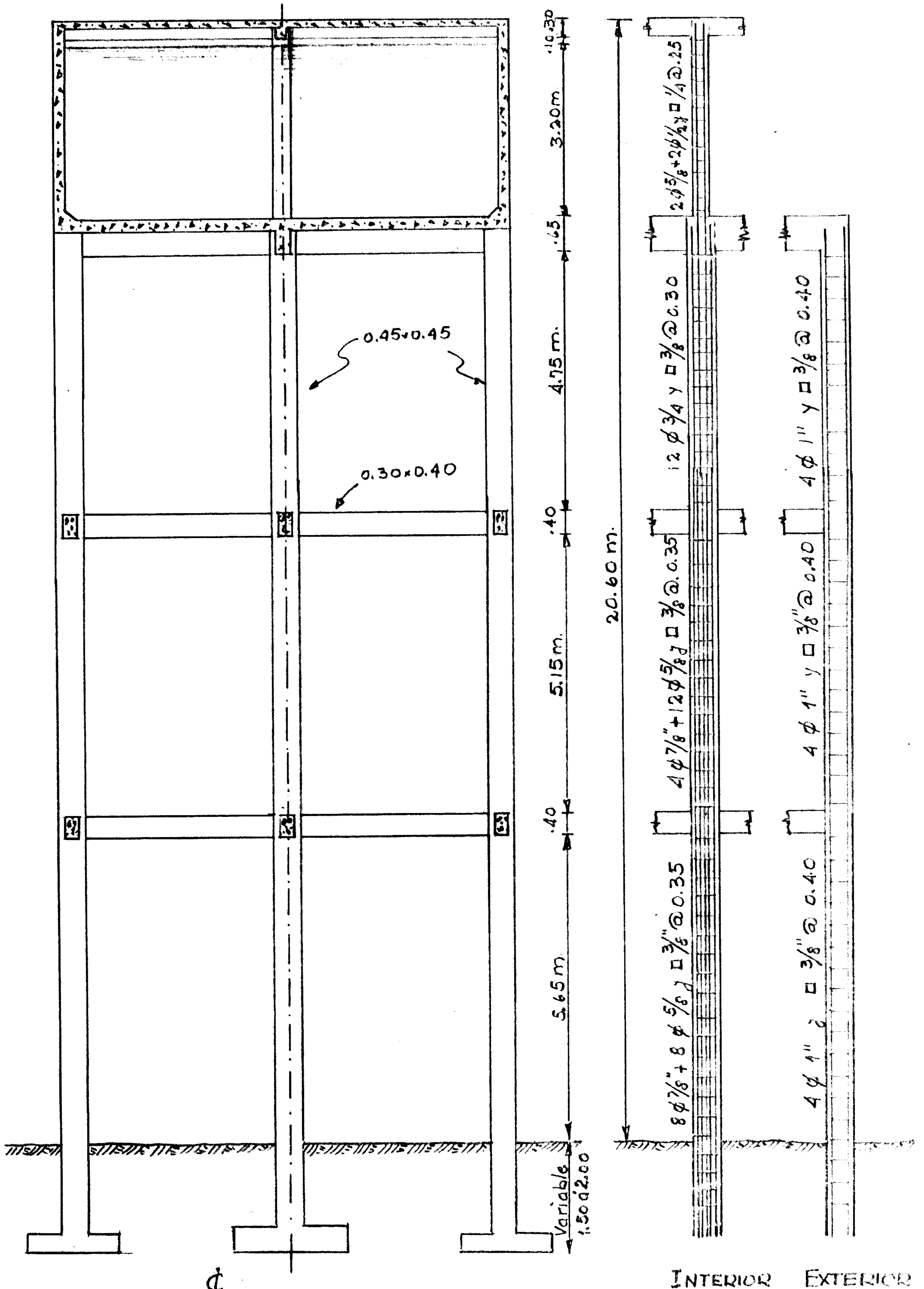
Por esta razón, la viga será diseñada con acero arriba y abajo de la sección, tal como se indica en el gráfico de la Pág. siguiente ó en el Plano N° 7., y aunque no se necesitan estribos ya que el corte unitario $v < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$, se la agregarán para agarrar el fierro principal, considerandose para éllo estribos de $1/4"$.

Las figuras de la Pág. 63 explicarán con mas detalles los cálculos hechos para **los** diseños de las columnas y vigas de arriostamiento del castillo.

CORTE A-A

ESCALA 1:100

- COLUMNAS -



- VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO -

5.- CALCULO DE LA CIMENTACION

Cálculo de la cimentación de la Columna Interior.- Según datos proporcionados, para una buena cimentación de la estructura se llegará a una profundidad que varía de 1.50 a 2.00 m., en donde se puede encontrar $\sigma_t = 2 \text{ Kg/cm}^2$. como carga de seguridad del terreno.

La cimentación se hará como Zapatas Aisladas.

Datos para el cálculo de la Zapata Interior:

Carga que actúa sobre la zapata = 80000 Kg.

Peso propio de la zapata : 7% de 80000 = 5600 "

Carga total = 85600 Kg.

Area de la zapata = $\frac{85600 \text{ Kg}}{2 \text{ Kg/cm}^2} = 42800 \text{ cm}^2$. Como la zapata será de sección cuadrada, se tiene como lado $a = 207 \text{ cm}$. Démosle prácticamente : $a = 210 \text{ cm} = 2.10 \text{ m}$.

$$X = \frac{210 - 45}{2} = 82.5 \text{ cm.}$$

Momentos de flexión en las secciones críticas

1-1 = 2-2 - Calcularemos primero 1a :

$$\text{Presión neta} = \frac{80000}{210 \times 210} = 1.81 \text{ Kg/cm}^2.$$

El momento de flexión en la sección 1-1 será:

$$M_{1-1} = 1.81 \times 210 \times 82.5 \times \frac{82.5}{2} = 1'300000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{1-1} = 1'300,000 \text{ Kg - cm} = M_{2-2}.$$

Altura útil: $d_{1-1} = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{1'300000}{11.6 \times 210}} = 23.1 \text{ cm.} = d_{2-2}.$

Altura útil para que el esfuerzo de corte no sobrepase los $0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$. que da el reglamento.- Para esto calculamos el esfuerzo

cortante en la sección crítica de la zapata, a una distancia d de la cara de la columna y aplicando la fórmula del esfuerzo unitario de

corte : $v = \frac{V}{b j d}$ se tiene :

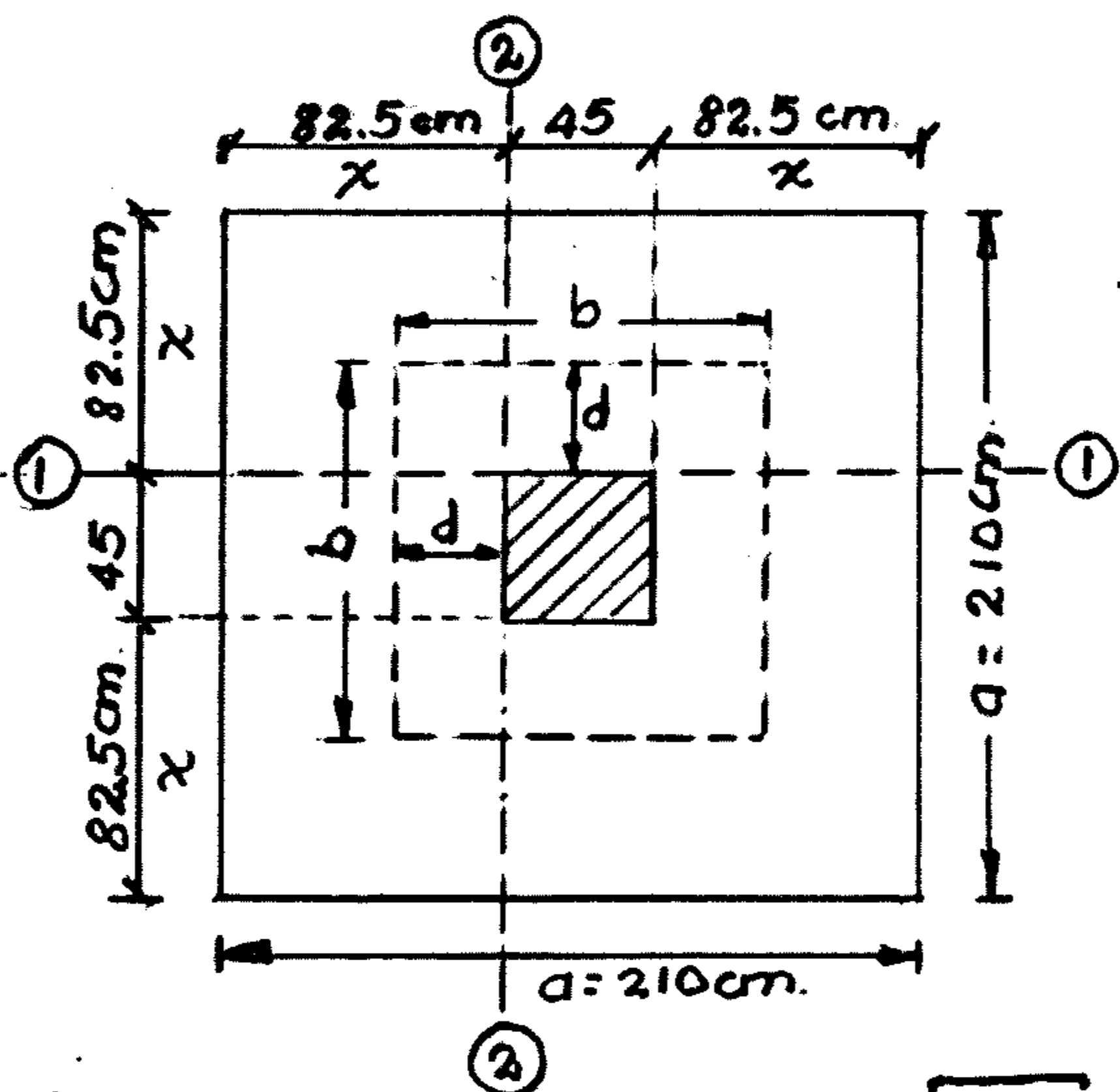
$$4.2 = \frac{1.81 [210 \times 210 - (45 + 2d)(45 + 2d)]}{2(45 + 2d + 45 + 2d) 0.857 d} \text{ . De donde}$$

se tiene la siguiente ecuación de 2° :

$$36 d^2 + 976 d - 76340 = 0 \text{ y resolviéndola da } d = 34.4 \text{ cm} > 23.1 \text{ cm.}$$

Demos pues: $d = 35 \text{ cm.}$ $h = 35 + 10 = 45 \text{ cm.}$

Area de acero : $As_{1-1} = \frac{0.85 M}{f_s j d} = \frac{0.85 \times 1'300000}{1260 \times 0.857 \times 35} = 29.3 \text{ cm}^2.$



Para las zapatas, la determinante de los fierros por emplear, es la adherencia, ya que siempre se requiere de un perímetro de acero grande. Las secciones críticas son las mismas que para el esfuerzo de corte unitario, pero diferentes esfuerzos cortantes, es decir:

$$V = 1.81 \times 210 \times 82.5 = 31400 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_o = \frac{0.85 V}{u j d} = \frac{0.85 \times 31400}{10.5 \times 0.857 \times 35} = 84.5 \text{ cm.}$$

Se emplearan 23 ϕ 1/2" que cumple con las condiciones de adherencia y área de acero, ya que se tiene :

$$\Sigma_o = 23 \pi \phi = 23 \times 3.14 \times 1.27 = 92 \text{ cm.} > 84.5 \text{ cm.}$$

$A_s = 23 \times 1.27 = 29.3 \text{ cm}^2$. que es también la obtenida en la Pág. anterior.

Como la zapata será de 2.10 x 2.10 m. se tendrá :

Peso de la zapata = $2.10 \times 2.10 \times 0.45 \times 2400 = 4760 \text{ Kg.} < 5600 \text{ Kg.}$ que representa el 7% de 80000 con que se comenzó el cálculo.

Cálculo de la cimentación para las columnas exteriores. - Las columnas descansarán cada una de las 8, en su zapata respectiva. El cálculo es de procedimiento igual al de la zapata interior. Se tiene pues :

Carga que actúa sobre la zapata = 52000 Kg.

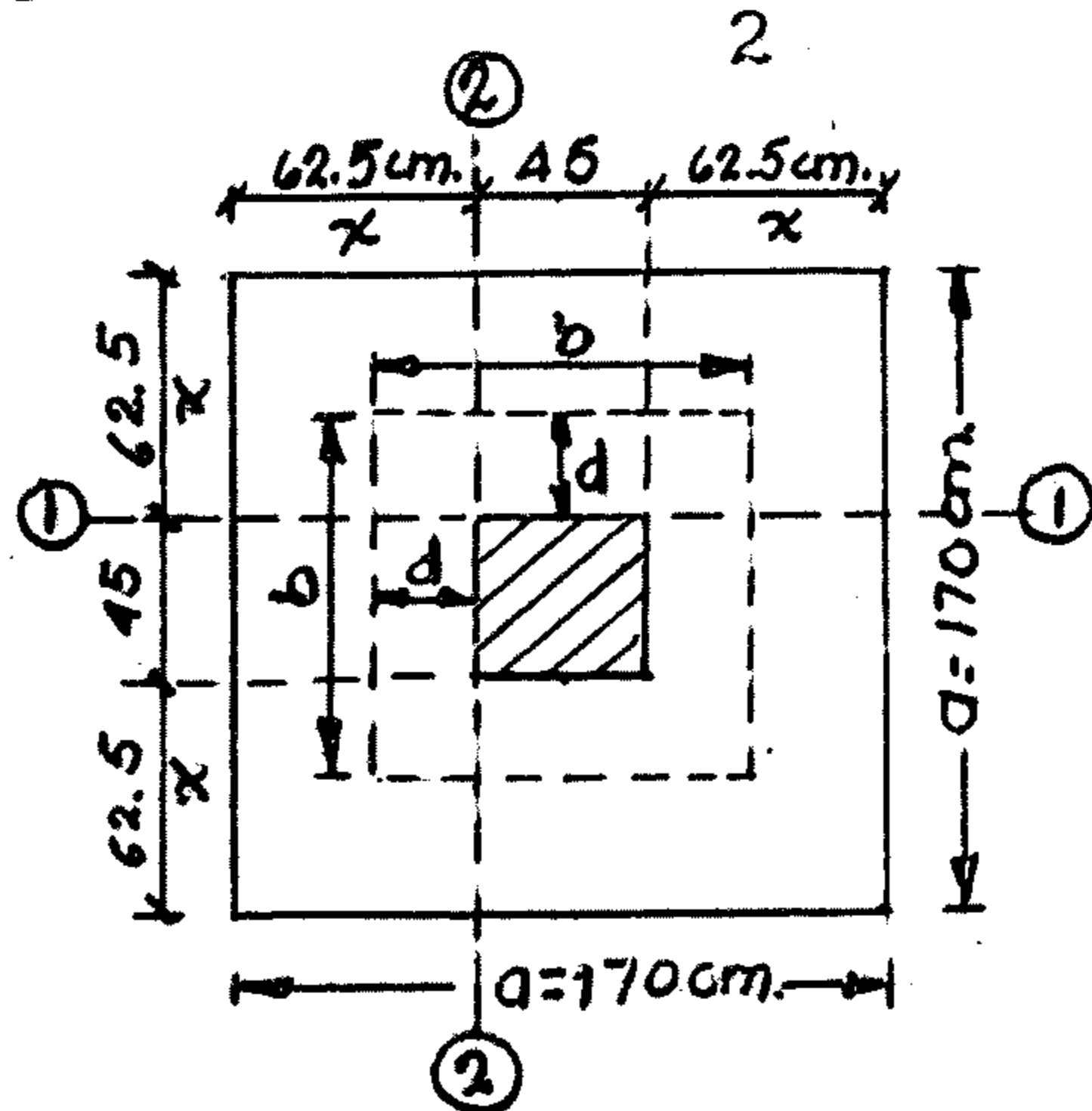
Peso propio aproximado de la Z. = 3640 "
(7% de 52000)

Carga total = 55640 Kg.

Area de la zapata = $\frac{55640 \text{ Kg.}}{2 \text{ Kg/cm}^2} = 27820 \text{ cm}^2 \dots\dots a = 167 \text{ cm}$

Demos a la zapata prácticamente como lado $a = 170 \text{ cm.} = 1.70 \text{ m.}$, luego :

$$X = \frac{170 - 45}{2} = 62.5 \text{ cm.}$$



Momentos de flexión:

$$\text{Presión neta} = \frac{52000}{170 \times 170} = 1.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M_{1-1} = 1.80 \times 170 \times 62.5 \times \frac{62.5}{2} = 598000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{1-1} = M_{2-2} = 598000 \text{ Kg-cm.}$$

$$\text{Altura útil: } d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{598000}{11.6 \times 210}} = 17.5 \text{ cm.}$$

Altura útil para que el esfuerzo de corte no sobrepase los $0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$. de los reglamentos. - Reemplazando en

la fórmula: $v = \frac{V}{b j d}$ - se tiene :

$$4.2 = \frac{1.80 [170 \times 170 - (45 + 2 d) (45 + 2 d)]}{2 (45 + 2 d + 45 + 2 d) 0.857 d}$$

De donde se tiene la siguiente ecuación de 2° :

$$36 d^2 + 974 d - 48350 = 0 \text{ y resolviéndola dá } d = 25.5 \text{ cm. } > 17.5 \text{ cm.}$$

Demos pues a la zapata : $d = 26 \text{ cm.}$ $h = 35 \text{ cm.}$

$$\text{Area de acero: } A_{s1-1} = A_{s2-2} = \frac{0.85 M}{f_{sj} d} = \frac{0.85 \times 598000}{1260 \times 0.857 \times 26} = 18 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Esfuerzo cortante : } V = 1.80 \times 170 \times 62.5 = 19200 \text{ Kg.}$$

$$\text{Adherencia : } \sum o = \frac{0.85 V}{u j d} = \frac{0.85 \times 19200}{10.5 \times 0.857 \times 26} = 70 \text{ cm.}$$

Se emplearán 25 ϕ 3/8", que cumplen con las condiciones de adherencia y área de acero, ya que se tiene :

$$\sum o = 25 \pi D = 25 \times 3.14 \times 0.96 = 75 \text{ cm. } > 70 \text{ cm.}$$

$A_s = 25 \times 0.71 = 17.8 \text{ cm}^2$ que es prácticamente igual a 18 cm^2 que se necesita.

Como la zapata será de $1.70 \times 1.70 \text{ m.} \times 0.35 \text{ m.}$ se tendrá :

$$\text{Peso propio de la zapata} = 1.70 \times 1.70 \times 0.35 \times 2400 = 2430 \text{ Kg. } < 3640 \text{ Kg.}$$

que representa el 7% de 52000 Kg. con que se comenzó el cálculo.

ESTABILIDAD DEL TANQUE

La estabilidad del tanque se comprueba para la acción máxima del viento y sin agua, que es el caso desfavorable de probable coincidencia.

La resultante de las dos fuerzas : el peso total de la estructura y la fuerza del viento, deben caer dentro del tercio central de la base, para que exista estabilidad, de tal manera que se tenga como :

$$\text{Máxima excentricidad} = \frac{D/3}{2} = \frac{D}{6} = \frac{7.85}{6} = 1.31 \text{ m.}$$

$$\text{Peso del tanque sin agua} = 326000 - 160000 = 166040 \text{ Kg.}$$

$$\text{" de la zapata interior} = 4760 \text{ "}$$

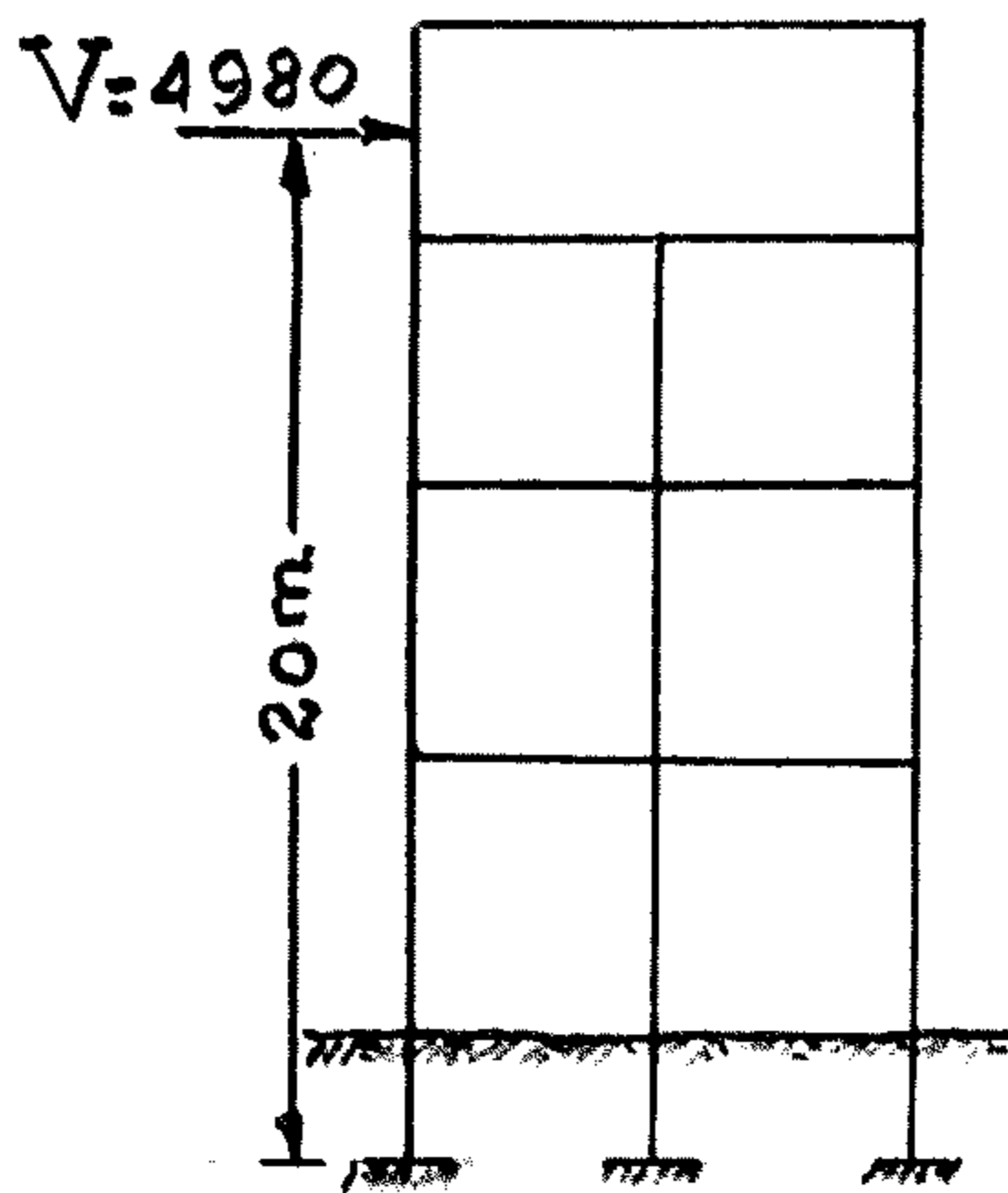
$$\text{" " las Z. Exteriores: } 8 \times 2430 \text{} = \underline{19440 \text{ "}}$$

$$190240 \text{ Kg.}$$

Considerando un peso total aproximado de 195,000 Kg. del tanque sin agua, ya que faltan considerar por ejemplo las partes de las columnas que están enterradas y otras sobrecargas pequeñas que puedan presentarse.

La fuerza del viento $V = 4980 \text{ Kg.}$ actuando a 20 m. de la base

de las zapatas, en el supuesto caso de que la profundidad de cimentación sea de 2.00 m. Tomando momentos se tiene :



$$4980 \times 20 = 99600 \text{ e } \dots\dots\dots \text{ e } = 0.51 \text{ m.}$$

Luego Excentricidad $e = 0.51 \text{ m.} < 1.31 \text{ m.}$,
existe estabilidad.

e).- Operación y Control.- Las conexiones para la operación del reservorio son : Conexiones de entrada y salida.

" " desagüe y rebose.

Tubos de ventilación y

Ventanas de acceso para la limpieza.

En la cámara de válvulas se controlará la entrada y salida del agua, la cual se realiza por una misma tubería de 8" en la siguiente forma:

La válvula (A) se cerrará y la (B) se abrirá, cuando se quiera llenar el reservorio, o hacerle alguna reparación, y viceversa cuando se quiera que el agua pase directamente a la población. Las dos se abrirán al mismo tiempo, cuando se requiera en las horas de máxima demanda.

El desagüe del reservorio se hará por una tubería de 6", con su válvula respectiva hacia el tubo de rebose de 6" también. Para accionar esta válvula, se construirá una plataforma de madera, tal como se muestra en el Plano N° 7. y a la cual se llega por medio de una escalera empotrada en la columna. Este desagüe y rebose descargarán a la red de desagüe de la población.

PROYECTO DE

" ALCANTARILLADO PARA SAN ANDRES "

C A N A L I Z A C I O N D E D E S A G U E S

INTRODUCCION.- Las obras de desagüe, están destinadas a alejar las aguas negras de los centros poblados. Estas están formadas por aguas potables provenientes de las habitaciones, ya contaminadas por el uso dado, de las aguas provenientes de usos industriales, y de las aguas usadas en el lavado de calles o provenientes de lluvias. Estas aguas tienen sustancias minerales y sustancias orgánicas que entran en putrefacción rápidamente, despidiendo malos olores debido al desprendimiento de hidrocarburos, hidrógeno sulfurado, amoniaco y otros gases nocivos. Por ser también portadoras de micro-organismos propagadores de la fiebre tifoidea, cólera, tuberculosis y otros, deben ser alejadas de las poblaciones.

C a p í t u l o I - C O N S I D E R A C I O N E S G E N E R A L E S :

a).- SISTEMA DE EVACUACION .- Por ser San Andrés una población de costa en la que rara vez hay lluvias, adoptaremos el Sistema Separativo Tipo " Warring " de uso corriente, en que por medio de la acción de la gravedad sólo ó auxiliada por descargas periódicas de agua, se lleva las inmundicias al lugar de evacuación.

b).- DESTINO FINAL DE LAS AGUAS DE ALBAÑAL .- Por ser la corriente marina de Sur a Norte, se hace imposible descargar las aguas negras al mar, ya que serían conducidas a Pisco-Puerto. Por otra parte un muelle de descarga, necesitaría de una gran longitud y su costo sería elevado. Queda pues solo dos posibilidades :

1.- Descargar los desagües a la red de Pisco y

2.- " " " " al mar previo tratamiento, cuando menos primario.

En este proyecto se ha elegido la segunda solución, no porque sea quizá la mas económica, sino por tratar de resolver este problema sin recurrir al sistema de Pisco, y para lo cual se diseñará un " Tanque Imhoff ".

zonas futuras consideradas. Cada uno de estos pozos tendrá su rejilla como se puede ver en el Plano N° 12., que servirá para retener los sólidos extraños al albañal, a fin de que en la Cámara de Bombeo, las bombas puedan funcionar en las mejores condiciones.

El desagüe que descarga en el Pozo Sur, es bombeado al Buzón N° 12 de la Red Norte, que pertenece al colector de la Avenida San Martín y a ambos: desagües de la Red Sur y Red Norte, corriendo por gravedad llegan al Pozo Norte, de donde pasan a la Cámara de Bombeo para ser impulsadas hacia un Tanque Imhoff, ubicado al NE de la población tal como se muestra en el Plano N° 8., donde recibirán un Tratamiento Primario antes de su invertimiento al mar.

e).- MATERIAL DE LOS ALBAÑALES, PROFUNDIDAD Y UBICACION.- Las tuberías serán de concreto reforzado tipo " HUME ", para 10 libras de presión. La unión usada es generalmente de espiga y campana, calafateándose con estopa y mortero cemento - arena.

La profundidad mínima de las tuberías es de 1 m., que es lo aconsejable.

Los tubos serán colocados en el centro de las calles, con el fin de que las conexiones domiciliarias tengan la misma longitud a ambos lados y el costo sea el mismo. En algunas calles se han suprimido las tuberías, porque es fácil sacar las conexiones de las calles principales con lo que se evita Cajas de Lavado y Buzones para su funcionamiento. Se observa también en el Plano N° 8 y 9, que algunas tuberías se cruzan a una mínima altura de 0.50 m. entre los fondos, lo que es completamente aceptable.

f).- CALCULO DE LAS REDES .- La longitud total de las tuberías de las dos redes, Norte y Sur, que abarcan tanto la zona actual como las zonas de expansión futura, es de 6,028 metros descompuesta en la siguiente forma:

Red Norte(Zona actual y futura)	2,138	m.
" Sur (" " " ")	<u>3,890</u>	m.
Longitud Total	6,028	m., descompues-

ta en la siguiente forma :

LONGITUD DE LAS TUBERIAS : Zona actual y futura.

<u>Jirones</u>	<u>Red Norte</u>	<u>Red Sur</u>	<u>Total</u>
Avenida San Martín	680	264	944
" Independencia	652	732	1384
" Mariscal Cáceres ..	160	300	460
Jirón Miraflores	140	-----	140
" Buenos Aires	138	-----	138
" 28 de Julio	154	-----	154
" Miguel Grau	154	-----	154
" Grecia	-----	168	168
" Santa Cruz	-----	120	120
" Bolivia	-----	128	128
" Chosica	-----	354	354
" Ica	-----	444	444
Avenida Miramar	-----	566	566
Calle 1	60	-----	60
" 2	-----	446	446
" 3	-----	94	94
" 4	-----	112	112
" 5	-----	90	90
" 6	-----	<u>72</u>	<u>72</u>
	2138 m.	3890 m.	6028 m.

Gasto por metro lineal de tubería.- Al tratar de la cantidad de líquido por evacuar, dijimos que esta se haría a base de la descarga que corresponde a la hora máxima, ésto es 2 x 200 lts./hab./día, que para una población de 3,800 habitantes, se tiene :

$$Q_{\text{Futuro}} = \frac{3800 \times 2 \times 200}{86400 \times 6028} = 0.00291 \sim 0.003 \text{ lts./seg.}$$

En el Plano N° 8. ^{se ven} estas tuberías, correspondiendo los trazos llenos a las tuberías para la zona actual de la población, y los trazos en elementos para las tuberías de las zonas de expansión.

Como para el cálculo de las redes, interesa conocer el gasto presente por metro lineal de tubería, debemos calcular primero :

LONGITUD DE LAS TUBERIAS : Zona Actual.

<u>Jirones</u>	<u>Red Norte</u>	<u>Red Sur</u>	<u>Total</u>
Avenida San Martín	680	264	944
" Independencia	364	254	618
" Mariscal Cáceres ..	160	300	460
Jirón Miraflores	140	---	140
" Buenos Aires.....	138	---	138
" 28 de Julio	154	---	154
" Miguel Grau	154	---	154
" Grecia	---	168	168
" Santa Cruz.....	---	120	120
" Bolivia	---	128	128
" Chosica	---	144	144
" Ica	---	234	234
	1790 m.	1612 m.	3402 m.

Gasto por metro lineal de tubería .- Para el presente con una población de 1,635 habitantes y para la hora de máxima descarga se tiene :

$$Q_{\text{Presente}} = \frac{1635 \times 2 \times 200}{86400 \times 3402} = 0.00222 \checkmark 0.002 \text{ lts./seg.}$$

Fórmulas y tablas usadas en el cálculo.- Por trabajar los conductos de desagüe como simples canales, se han usado las tablas calculadas mediante la fórmula de Manning para tuberías de concreto con $n = 0.013$ y cuya expresión es :

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad \text{y} \quad Q = v A = \frac{R^{2/3} S^{1/2} A}{n}, \text{ en la que:}$$

v = Velocidad en metros por segundo.

R = Radio medio hidráulico = $\frac{\text{Area mojada} = A}{\text{Perímetro M.}}$

S = Pendiente

Q = Gasto en metros cúbicos por segundo.

Aplicando éstas fórmulas para tuberías de 6" y 8" se tiene :

<u>Diámetro</u>	$\frac{1}{n} R^{2/3}$	$\frac{1}{n} R^{2/3} A$
6"	8,62	0,152
8"	10,42	0,328

Multiplicando estos valores por $S^{1/2}$, obtenemos el siguiente cuadro que da la velocidad en m/seg. y el gasto en lts/seg. a tubo lleno para diámetros de 6" y 8":

Pendiente %	6"		8"	
	V m/seg.	Q lts/seg.	V m /seg.	Q lts/seg
0.60	0.67	11.75	0.81	25.40
0.70	0.72	12.78	0.87	27.40
0.80	0.77	13.60	0.94	29.50
0.90	0.82	14.40	0.98	30.80
1.00	0.86	15.20	1.04	32.80
1.10	0.91	15.96	1.09	34.45
1.20	0.95	16.65	1.14	36.00
1.30	0.99	17.35	1.19	37.50
1.40	1.02	18.00	1.24	38.90
1.50	1.06	18.62	1.27	40.00
1.60	1.09	19.23	1.32	41.50
1.70	1.12	19.80	1.36	42.60
1.80	1.16	20.40	1.40	43.90
1.90	1.19	21.00	1.44	45.10
2.00	1.22	21.50	1.48	46.30

Para el cálculo de las redes se ha confeccionado también una tabla de "Proporcionalidad de Diámetros y Velocidades según el Gasto Proporcional", entendiéndose por :

$$\text{Gasto Proporcional} = \frac{\text{Gasto Presente}}{\text{Gasto a tubo lleno}}$$

Teniéndose el Gasto Proporcional, se determina el Diámetro Proporcional y la Velocidad Proporcional en la Tabla que figura en la Pág. siguiente y luego se obtiene :

$$\text{Velocidad Presente} = \text{Velocidad Proporc.} \times \text{Velocidad a tubo lleno}$$

$$\text{Altura tirante Presente} = \text{Diámetro Proporc.} \times \text{Diámetro empleado.}$$

No es demás decir que la máxima velocidad en un canal circular, se obtiene cuando el tubo está lleno en sus 4/5 partes, siendo el gasto en estas condiciones 98% del que tendrá a tubo lleno.

A continuación damos la siguiente tabla :

PROPORCIONALIDAD DE DIAMETROS Y VELOCIDADES, SEGUN GASTO PROPORCIONAL.

Gasto Proporcional	Diámetro Proporcional	Velocidad Proporcional	Gasto Proporcional	Diámetro Proporcional	Veloc. Proporc.
0.010	0.04	0.20	0.210	0.32	0.76
0.020	0.08	0.30	0.220	0.33	0.77
0.030	0.10	0.35	0.230	0.34	0.78
0.040	0.13	0.41	0.240	0.35	0.80
0.050	0.15	0.45	0.250	0.35	0.80
0.060	0.16	0.48	0.260	0.36	0.81
0.070	0.18	0.53	0.270	0.36	0.82
0.080	0.19	0.55	0.280	0.37	0.83
0.090	0.20	0.56	0.290	0.38	0.84
0.100	0.22	0.59	0.300	0.38	0.85
0.110	0.23	0.60	0.310	0.39	0.86
0.120	0.24	0.63	0.320	0.40	0.87
0.130	0.25	0.64	0.330	0.40	0.88
0.140	0.26	0.66	0.340	0.41	0.89
0.150	0.27	0.68	0.350	0.42	0.90
0.160	0.28	0.69	0.360	0.43	0.91
0.170	0.29	0.71	0.370	0.43	0.92
0.180	0.30	0.72	0.380	0.44	0.93
0.190	0.30	0.73	0.390	0.44	0.94
0.200	0.31	0.75	0.400	0.45	0.95

Con el uso de estas dos tablas, é interpolando para valores intermedios, se han calculado las dos redes que figura en hoja aparte adjunta a los planos , haciéndose presente que para la Zona Actual, ~~tube-~~ rías con trazo en líneas llenas), se han calculado las tuberías de las dos redes con un gasto por metro lineal de 0.002 lts/seg. = $Q_{Presente}$, que es el caso mas desfavorable, ya que en el futuro el servicio funcionará mejor por la mayor demanda de agua y para las zonas de expansión se ha considerado 0.003 lts/seg/m = Q_{Futuro} .

Al efectuar el cálculo de cada una de las dos redes, se ha tenido en cuenta que en el caso de que solo se llevara a cabo la obra para la Zona Actual, los buzones 36 y 40 del Jirón Chosica y Avenida Ica respectivamente, tengan la profundidad suficiente para que lleguen a ellos, los desagües provenientes de la zona de expansión situada a la izquierda de

la carretera a Ica, y al Pozo Sur la profundidad suficiente para que lleguen a él, los desagües provenientes de la Zona Sur de Expansión.

g).- DIAMETROS, VELOCIDADES Y PENDIENTES:

Diámetros .- Por estar sujetos los tubos a atoros por papeles y otras materias extrañas a los desagües, se recomienda como diámetro mínimo 6" que es el usado en este proyecto casi en todas las calles, a excepción de las tuberías de 8" que se han usado en el Colector de la Red Norte de la Avenida San Martín, en la prolongación de la Avenida Independencia y calle (4) de la zona sur de expansión. También se ha empleado tuberías de 8" en la Avenida Miramar, que es el Colector de toda esta Zona Sur de Expansión y el que determina la profundidad del Pozo Sur, ya que sus tuberías de 8" llegan a él con la pendiente mínima por emplear.

Velocidades.- Las velocidades pequeñas dejan sedimentar las materias arrastradas produciendo atoros e incrustaciones.

Las velocidades grandes tienen dos peligros :

- 1.- Reducen demasiado la altura del tirante de agua, dejando en seco las materias sólidas, que entonces no pueden ser arrastradas de las paredes.
- 2.- Erosionan el material destruyendo el fondo y las paredes del canal.

Por estas consideraciones se recomienda como velocidad mínima, la de 0.45 a 0.50 m/seg. cuando en los conductos solo circula aguas de albañal que es nuestro caso, y como velocidad máxima la de 2 m/seg.

En nuestras dos redes, por ser el gasto por metro lineal de tubería muy reducido, la mayoría de los tramos no cumplen con la condición de velocidad mínima. En estos casos se recurre a las descargas periódicas de agua de las Cajas de Lavado, evitándose así la sedimentación de las materias arrastradas que producen atoros.

En cuanto a la velocidad máxima obtenida es de 0.58 m/seg., que está muy por debajo de la máxima admisible.

Respecto al tirante de agua, se ha llegado a la conclusión de que no debe ser menor de 0.06 m., ó una altura menor de la mitad del radio, para evitar depósitos en las paredes y en el fondo de los conductos. Como no siempre es posible cumplir con esta condición, he recurrido a

las Cajas de Lavado, las cuales se han colocado teniendo en cuenta que sus efectos se pueden dejar sentir hasta una distancia de 300 m.

Pendientes .- Se ha tratado que en el peor de los casos, las tuberías tengan las pendientes mínimas recomendadas en la Pág. 485 del libro " Ingeniería Sanitaria " del Ing° Alfredo Mendiola, o sea :

<u>Diámetro</u>	<u>Pendiente</u>
6"	0.6%
8"	0.4%

En nuestro caso la pendiente máxima obtenida es de 1.43% .
Se han considerado caídas en los Buzones, a fin de no aumentar la velocidad y disminuir el tirante de agua, como también para evitar un aumento de excavación, como sería sino existieran caídas.

La caída máxima considerada es de 1 m.

C A P I T U L O II - O B R A S A C C E S O R I A S

a).- Buzones .- Están destinados a permitir la limpieza del albañal. Se han colocado en todas las intersecciones de las tuberías, cambio de dirección y pendiente. La distancia máxima entre buzones es de 100 m. La profundidad mínima considerada es de 1 m. y la máxima de 3.89 m. en el Buzón N° 19 de la Av. San Martín, Red Norte.

En el Plano N° 11. se ven en detalles los tipos de Buzones por emplear, que son los usados en el Departamento de Planeamiento de la Sub-Dirección de Obras Sanitarias.

b).- Cajas de Lavado.- Se han colocado en las cabeceras de los diferentes tramos donde la contribución es pequeña, que hace que el tirante sea también pequeño y las velocidades menores que las mínimas recomendables.

Como resultado de una serie de experimentos ejecutados por el Prof. H. N. Ogden, se llegó a la conclusión de que un golpe de 300 galones (1134 litros) en un tubo de 8" con pendiente menor de 1% es inefectivo mas allá de los 800 a 1000 pies (240 a 300 m), pero en pendientes mas fuertes, una cantidad menor es capaz de producir buenos resultados. Como el mejor efecto se consigue cuando la masa de agua llena completamente el tubo, lavándolo, hemos considerado que sus efectos alcanzan a los 300 m. , ya que todas nuestras Cajas de Lavado están conectadas a tubos de 6" y no de 8".

La capacidad de estas Cajas de Lavado no debe ser menor de 940 litros para tuberías de 6". Se ha adoptado una capacidad de 1260 litros (1.4 x 2.0 x 0.45 m.) con Sifón tipo " Miller " que figura en la Pág. 493 del libro de Mendiola. La caja descarga su agua cuando su altura es de 0.39 m., en cuyo caso el volumen es de 1102 litros (1.4 x 2.0 x 0.39 m.).

La teoría de su funcionamiento es bien conocida, de manera que no se entrará en detalles respecto a esto.

En cuanto a sus dimensiones , figuran en el Plano N° 11. Las Cajas de Lavado se pueden regular para que trabajen dos veces al día y como son 24 C.L. en total, de las cuales 21 son de arranque y 3 intermedias, el volumen de agua que demandarán éstas para sus fun-

cionamientos será de $1102 \times 24 \times 2 = 52896$ litros, que representan el 8.5% del consumo promedio diario, que para el Abastecimiento de Agua se sacó 620 m^3 .

c).- Conexiones a las casas.- Las conexiones de las casas al albañal, son de mucha importancia por estar sujetas a atoros y otros inconvenientes como depósitos de grasa, etc. Cualquier defecto en ellas, producen efectos tan nocivos como si existiera en la red misma de albañales.

El ángulo vertical que hace el tubo de conexión con el albañal, no debe en ningún caso, ser mayor de 45° , porque el peso podría romperlo y el desagüe de las casas causaría interrupción en el albañal.

Estas conexiones se harán con tuberías en Y y tendrán un diámetro mínimo de 4", dependiendo de la clase de edificio (casas particulares, mercados, fábricas) y con una pendiente uniforme no menor de 2%.

CAPITULO III - PLANTAS DE BOMBEO PARA EL DESAGUE DE LA POBLACION

Por tener nuestra ciudad pendientes demasiadas pequeñas, he considerado que tanto la Red Norte como la Red Sur, descarguen en su respectivo Pozo.

Como no sería posible descargar por gravedad el desagüe del Pozo Sur al Pozo Norte, por no contar con el desnivel necesario, he creído conveniente instalar dos Plantas de Bombeo, que funcionarán en la siguiente forma :

El desagüe que llega al Pozo Sur (que tiene su rejilla para detener los cuerpos sólidos extraños al desagüe) pasa a la Cámara de Bombeo, donde las bombas se encargan de impulsarlas al Buzón N° 12 del colector de la Av. San Martín, Red Norte, para que por gravedad llegue junto con los desagües de esa Red, al Pozo Norte (con su rejilla para detener los cuerpos extraños al albañal), y de allí a la Cámara de Bombeo correspondiente, donde las bombas se encargarán de impulsarlas a la Planta de Tratamiento instalada a unos 230 m. de ésta, en la cota 5 m. s. n. m. , tal como se ven en los Planos N° 2.7.8.

Las bombas serán de tipo centrífugas especiales para aguas negras, que permiten el pasaje de sólidos de 3" como mínimo y en general de 4" a 6".

Cálculo de las bombas de la Red Sur.- Hemos visto en la Pág. 72, que la longitud total de tuberías tanto para la zona actual como la futura es de 3890 metros para la Red Sur, que con un gasto de 0.003 lts/seg/m. dan 11.67 lts/seg. que deben entran al Pozo Sur por las Avenidas Ica y Miramar como se verá en el cuadro de cálculos de las Redes de Desagües. Estas tuberías entran al Pozo Sur con la cota - 0.37 m. s. n. m., que es también la cota del fondo de este Pozo. De allí el desagüe pasa a la Cámara de Bombeo, ubicada al otro lado de la carretera a Paracas, único sitio apropiado para su instalación, situada a 20 m. del Pozo . luego usando entre el Pozo Sur y su Cámara de Bombeo correspondiente $D = 8''$ y $S = 0.004$ se tiene $H = S L = 0.004 \times 20 = 0.08$ m. Tenemos pues:

Cota de llegada de las tuberías al Pozo Sur = - 0.37

" " " " la tubería a C. de Bombeo = - 0.45 = 0.37 + 0.08

Para mayores detalles, ver Plano N° 12.

La Cámara de Bombeo, situada a un nivel inferior a la cota -0.45, tiene un volumen equivalente a 2 minutos de lo que entra, es decir: $11.67 \times 60 \times 2 = 1400$ litros $= 1.4 \text{ m}^3$. y como el diámetro de esta cámara es de 1.60 m. (diámetro interior), se tendrá como profundidad h de ésta :

$$V = \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 \times h$$
$$1.4 = 0.785 \times 2.56 \times h \text{ de donde } \dots\dots h = 0.70 \text{ m.}$$

Démosle 1 m. de profundidad, luego:

$$\text{Cota fondo Cámara de Bombeo} = - 0.45 - 1.00 = - 1.45 \text{ m.}$$

Como el lugar donde está ubicada esta Cámara, en la superficie, tiene una cota de 2.50 m. s. n. m., se tiene :

$$\text{Profundidad fondo Cámara de B.} = 2.50 - (- 1.45) = 3.95 \text{ m.}$$

La pérdida de carga por fricción, al impulsarse el desagüe desde esta Cámara al Buzón N° 12 de la Red Norte, por medio de una tubería de concreto de 6" con $Q = 11.67$ lts/seg. y $L = 312$ m. en la que $S = 7\%$, es $H = S L = 0.007 \times 312 = 2.184$ m.

De los datos anteriores se tiene :

$$\text{Cota de llegada del desagüe al Buzón N° 12} = 1.57 \text{ m. s. n. m.}$$

$$\text{" mínima del deagüe en la C. de Bombeo} = \underline{-1.45} \quad \text{"}$$

$$3.02 \text{ m., luego:}$$

$$\underline{\text{Altura dinámica total}} = 3.02 + 2.18 = 5.20 \text{ m.}$$

Considerando que hay otras pérdidas de carga como por codos, en la tubería de aspiración, etc. podemos adoptar como:

$$\underline{\text{Altura dinámica total}} = H = 6.00 \text{ m.}$$

Cálculo de las bombas para la Cámara de Bombeo Norte. - Este cálculo por ser parecido al anterior, nos limitaremos a decir lo siguiente :

En la Pág 72, hemos visto que la longitud total de las tuberías es de 6028 m. (Area actual y Futura), que con un gasto de 0.003 lts/seg. por metro lineal, dan 18.08 lts/seg. que deben entrar al Pozo Norte, provenientes de las dos redes: Norte y Sur consideradas. Este gasto llega por el colector de la Av. San Martín al Pozo Norte, a la cota de (-) 1.04 m. s. n. m., y de allí pasa a la Cámara de Bombeo situada a la cota 3.05 m. s. n. m. y a una distancia de 20 m. de él, por una

tubería con $D = 8''$, $S = 0.004$, luego $H = S L = 0.004 \times 20 = 0.08$ m.

Tenemos pues :

Cota de llegada de la tubería al Pozo Norte = - 1.04

" " " " " " a C. Bombeo = - 1.12.

El volumen de la Cámara de Bombeo para 2 minutos de lo que entra es:

$18.08 \times 60 \times 2 = 2160$ litros = 2.16 m³. y como el diámetro interior es de 1.60 m. se tiene :

$$2.16 = \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 \times h \dots \text{de donde } h = 1.08 \text{ m.}$$

Démosle 1.50 m. de profundidad, luego :

Cota fondo Cámara de Bombeo = - 1.12 - 1.50 = - 2.62 m.

Profundidad fondo C. " = 3.05 - (-2.62) = 5.67 m.

La pérdida de carga por fricción, al impulsar el desagüe desde esta Cámara al Tanque Imhoff, por medio de una tubería de concreto de 8" con $Q = 18.08$ lts/seg. y una longitud $L = 230$ m. se tiene en el Abaco de Tuberías $S = 3.4$ ‰, con lo cual $H = S L = 0.0034 \times 230 = 0.78$ m.

De los datos anteriores se tiene :

Cota de llegada del desagüe al Tanque Imhoff = 5.00 m. s. n. m.

" mínima del desagüe en la C. de Bombeo = - 2.62 "

7.62 m. luego:

Altura dinámica total = $7.62 + 0.78 = 8.40$ m.

Considerando que hay otras pérdida de carga se puede adoptar :

Altura dinámica total, = H = 9.00 m.

Potencias necesarias para la bomba y el motor de la Red Sur :

Datos: $Q = 11.67$ lts/seg.

$H = 6.00$ m.

$e = 0.80$

$E = 0.80$

$$\text{Potencia Bomba} = \frac{Q H}{75 e} = \frac{11.67 \times 6.00}{75 \times 0.80} = 1.16 \text{ HP.}$$

$$\text{Potencia Motor} = \frac{1.16}{0.80} = 1.45 \sim 1.5 \text{ HP.}$$

Potencias necesarias para la bomba y el motor de la Red Norte:

Datos: $Q = 18.08$ lts/seg.

$H = 9.00$ m.

$e = 0.80$

$E = 0.80$

$$\text{Potencia Bomba} = \frac{Q H}{75 e} = \frac{18.08 \times 9.00}{75 \times 0.80} = 27.03 \text{ HP.}$$

$$\text{Potencia Motor} = \frac{27.03}{0.80} = 3.38 \sim 3.5 \text{ HP.}$$

Usaremos pues motores de 1.5 y 3.5 H.P.

El equipo por emplear será del "Tipo Duplex", que figura en el último Catálogo de " Economy Pumps, Inc.", con sistema automático de arranque y parada, mediante un flotador, para lo cual cuenta con dos topes, como se vé en la Cámara de Bombeo, y cuya instalación figura en el Plano N° 12.

En este Plano figura también, la forma como llegan los desagües a cada uno de los Pozos, con sus respectivas Cámaras de Bombeo y Casetas de Bombas.

Se nota también que cada uno de los pozos tiene su rejilla, para detener los sólidos gruesos, extraños al desagüe, y su rebosadero al mar, para que en el caso de que el sistema de bombas no funcionara, el desagüe se haga directamente al mar.

CAPITULO IV - PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LOS DESAGUES.

La Planta de Tratamiento, tiene por objeto convertir la materia orgánica ofensiva que se encuentra en las aguas del albañal, en productos completamente estables e inofensivos, que pueden ser aprovechados por el hombre.

El tratamiento primario por emplear, consistirá de Sedimentación, Digestión de lodos y Lechos de secado para los lodos. Con este objeto trataremos sólo de las características de un Tanque Imhoff, que quizá tenga mucho que desear, ya que su tratado y diseño corresponde a la especialidad de Ingeniería Sanitaria.

Esta Planta de Tratamiento se ha ubicado en una zona situada en las afueras de la ciudad, que en la actualidad es de cultivo. En el Plano N° 8. se puede ver su ubicación exacta.

Tanque Imhoff .- De los libros especializados en el tratamiento de desagües, como los siguientes :

" Sewage Treatment " por Imhoff and Fair.

" Sewerage and Sewage Treatment " por W. A. Hardenbergh.

" Ingeniería Sanitaria " por J. A. Cosculluela, y como de :

" " " " " A. Mendiola, se puede decir lo

siguiente :

Los Tanques Imhoff, constan de dos cámaras: una superior de sedimentación, y otra inferior de digestión ó depósito de fangos.

El proceso del tratamiento es como sigue :

El desagüe que llega a la cámara de sedimentación, deposita los sólidos en suspensión, los que resbalan sobre las paredes de esta cámara, que por tener forma inclinada, llegan a la cámara de digestión, mientras los gases provenientes de este proceso no interfieren en la sedimentación, debido a una especial disposición del fondo de la cámara de sedimentación.

Empleando el principio de la utilización de los microbios, para la depuración en la cámara de digestión, los sólidos sedimentan en condiciones favorables para su descomposición anaeróbica.

Los anaerobios, son aquellos microbios que no necesitan oxígeno del aire para vivir, y se desarrollan en las capas inferiores, favora-

bles por el reposo; viven a expensas de las materias orgánicas, dando por resultado la producción de un residuo inofensivo o humus, generalmente de color negro, lleno de gases en su masa, que drena y seca bien cuando se extiende en los lechos de secado, sirviendo usualmente como abono, ó como material de relleno.

Características del Tanque Imhoff :

a).- Cámara de Sedimentación.- En la Pág. 64 del libro de Imhoff, el período de sedimentación de un tanque para tratamiento primario, se acostumbra a considerarlo en dos horas. Períodos de sedimentación mas largos, se usan para desagües muy duros.

Considerando el consumo máximo diario para el año 1789, que es de 1.4 x 200 lts/hab/día , se tiene un :

$$\text{Volumen Cámara Sedimentación} = \frac{3800 \times 1.4 \times 200 \times 2}{24} = 88.6 \text{ m}^3.$$

b).- Cámara de Digestión .- En la Pág. 211 del mismo libro, se tiene que para temperatura normal de digestión de 60°F = 11°C, corresponde una capacidad de 1 pie³/persona, y en la Pág. 212 dice que toda capacidad debe ser aumentada en un 50%, si la población servida es menor de 5000 habitantes, o sea que en nuestro caso por ser la población de 3800 habitantes, la capacidad sería de 1.5 pie³/persona. El volumen es entonces :

$$\text{Volumen Cámara Digestión} = 1.5 \times 3800 = 5700 \text{ pie}^3 = 161 \text{ m}^3.$$

c).- Lechos de Secado.- En la Pág. 230 del libro de Imhoff, dice que el lodo digerido proveniente del Tanque Imhoff, será secado en cámaras de arena que son expuestas al aire y sol. Estas camas o lechos, son generalmente de 30 a 40 cm. de espesor, formados por capas de grava o piedra partida, sobre las que se coloca una capa de arena de 10 a 15 cm. de espesor. Estos lechos son drenados por tuberías de 6" espaciadas de 8 a 10 pies.

El área de estos lechos se calcula con 1 pie²/persona, con lo que se tiene :

$$\text{Area Lechos de Secado} = 1 \times 3800 = 3800 \text{ pies}^2 = 342 \text{ m}^2.$$

Efluente de la Planta de Tratamiento.- Se hará directamente al mar.

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

"Ingeniería Sanitaria" por el Ing°. A. Mendiola.

" " " Sallovitz.

Apuntes " Abastecimiento de Agua P. y Alcantarillado " - Ing° A. Pons.

"Aguas Subterráneas" por García Yepes.

"Reinforced Concrete Reservoirs and Tanks"- W.S.Gray.

" " " Water Tower, Bunkers, Silos"- Gray.

"Hormigón Armado" por Goldenhorn.

"Reinforced Concrete Structures" por Dean Peabody.

Apuntes " Concreto Armado " por el Ing°. J. Sarmiento.

"Sewage Treatment" por Imhoff and Fair.

"Sewerage and Sewage Treatment" por W. A. Hardenberch.

"Ingeniería Sanitaria" Tomo II, por J. A. Cosculluela.

"Concreto Armado" por Moral.

Catálogo "Economy Pumps, Inc."