

T  
628.1  
MOS

**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**  
**FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA**

Diseño de un Tanque Metálico Elevado  
para Almacenamiento de Agua Potable



BIBLIOTECA 'GONZALO ZEVALLA' 18  
E. I. M. C. P.

# **TESIS DE GRADO**

**Previa a la Obtención del Título de**  
**INGENIERO MECANICO**

Presentada por:

**AMADEO MOSCOSO VELASQUEZ**

*Guayaquil - Ecuador*

1.986

## AGRADECIMIENTO

Muy especial al Ing. Alfredo Torres  
que gracias a su acertada dirección  
he podido culminar este trabajo.

Al Centro de Servicios Computaciona-  
les y la Escuela de Computación por  
la gran colaboración brindada.

A mi amigo Ricardo por su valiosa a-  
yuda en la impresión del texto.

3/10/77



## DEDICATORIA

A mis padres

Que con el enorme caudal de amor y  
paciencia, me supieron brindar en  
todo momento su apoyo espiritual y  
material. Sin ellos hubiera sido  
difícil mi esfuerzo.

A mis hermanas

.....  
ING. EDUARDO ORCES P.  
Decano de la Facultad

.....  
ING. ALFREDO TORRES G.  
Director de Tesis

.....  
ING. JORGE KALIL CH.  
Miembro Principal del  
Tribunal

.....  
ING. RICARDO CASSIS  
Miembro Principal del  
Tribunal

## DECLARACION EXPRESA

"La responsabilidad por los hechos ideas y doctrinas expuestos en esta tesis, me corresponden exclusivamente; y, el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL"

(De acuerdo al Art.6<sup>to</sup> del Reglamento de Exámenes y Títulos profesionales de la ESPOL)

.....  
AMADEO MOSCOSO VELASQUEZ

## R E S U M E N

Los tanques metálicos elevados para almacenamiento de agua potable están cobrando nuevamente vigencia preferentemente en las áreas rurales de nuestro país. Por tal razón, el presente estudio recoge las consideraciones técnicas más importantes, en el diseño de los mismos. Se realiza un programa que nos dice de acuerdo al número de habitantes de una población en particular, que reservorio es el más aconsejable, y los datos más importantes que servirán para tener una idea del costo del mismo. Se ha escogido como prototipo de diseño un tanque elevado para el Cantón Sta. Elena.

## INDICE GENERAL

INTRODUCCION .....	10
<b>I . CAPITULO 1</b>	
CONSIDERACIONES PRELIMINARES.....	13
1.1 Necesidad de la instalación de un reser - vorio de agua.....	13
1.2 El reservorio de agua como complemento de una unidad compacta de potabilización de dicho elemento.....	14
1.3 Factibilidad.....	18
<b>II CAPITULO 2</b>	
ALMACENAMIENTO DE AGUA.....	19
2.1 Generalidades en el almacenamiento de agua.....	19
2.2 Clases de depósitos .....	20
2.3 Utilidad del almacenamiento de agua en depósitos elevados.....	22
2.4 Clases de depósitos elevados.....	22
2.5 El reservorio hidroneumático como posi - ble solución a diferencia del depósito elevado.....	27
2.6 Diferencias entre los dos tipos de depó - sitos.....	28
2.7 Partes constitutivas de los depósitos - elevados metálicos.....	29
<b>III .CAPITULO 3</b>	
CAPACIDAD DE DEPOSITOS ELEVADOS.....	32
3.1 Determinación de la capacidad local de agua circulante.....	32
3.1.1. Diagrama diario del consumo lo - cal de agua.....	37
3.2 Determinación de la capacidad de agua - para la reserva contra incendios.....	39
3.3 Diagrama Población - Volumen de agua.....	42
3.3.1 Selección volumétrica del depósito.....	43

## IV. CAPITULO 4

### INGENIERIA DEL PROYECTO PARA UNA POBLACION DE DOCE MIL HABITANTES.....46

4.1 Factores del diseño.....	46
4.1.1 Configuración geométrica.....	50
4.2 Diseño elástico de depósitos metálicos.....	53
4.2.1 Diseño del Techo, como cascarón cónico.....	54
4.2.2 Diseño del cuerpo cilíndrico.....	95
4.2.3 Diseño de la base, como cascarón semiesférico.....	116
4.2.4 Diseño de las uniones del cilindro con las otras partes.....	123
4.2.5 Diseño tipo de apoyo del depósito. a la estructura que lo sostendrá.....	125
4.3 Diseño de la estructura de la Torre Metá- lica.....	141
4.3.1 Cálculo estático y dinámico de la estructura.....	149
4.3.2 Cálculo de la base de sustentación de la Torre.....	168
4.4 Diseño de las escaleras.....	181
4.4.1 Diseño de las escaleras exteriores y su canastilla de protección.....	182
4.4.2 Diseño de la escalera interior.....	191
4.5 Diseño del Balcón y pasamanos.....	191
4.6 Diseño del control del nivel y campana de aereación.....	210
4.7 Detalle de Accesorios.....	216
4.7.1 Cálculo de Sistema de Bombeo.....	218
4.7.2 Selección de Tuberías de Carga y Descarga.....	223
4.7.3 Selección de Tapa de registro en el techo y entrada lateral de hombre en el depósito elevado.....	225
4.8 Uniones empernadas y soldadas.....	228
4.8.1 Uniones empernadas en tanques ele- vados.....	230
4.8.2 Uniones soldadas.....	231
4.8.3 Ventajas y desventajas de los dife- rentes tipos de uniones.....	235
4.8.4 Elección del tipo de junta.....	238
4.8.5 Diseño detallado de los diferentes tipos de conecciones y juntas sol- dadas que se presentan en este caso.....	240
4.9 Revestimiento protector del tanque de a -	





agua y de la torre.....	248
4.9.1 Especificaciones del chorro de arena.....	249
4.9.2 Especificación de la aplicación del revestimiento.....	253
4.9.2.1 Aplicación a soplete.....	254
4.9.2.2 Aplicación de pistola pulverizadora sin aire.....	256
4.9.2.3 Aplicación con brocha.....	256
4.9.3 Pintada interior del tanque. Preparación de superficie y aplicación de pintura.....	257
4.9.4 Pintada exterior.....	258

## V. CAPITULO 5

PROGRAMACION DE DATOS.....	259
5.1 Fórmulas generales a utilizarse y restricciones para su uso en cálculo programables, por tratarse de depósitos elevados de distintas capacidades.....	259
5.2 Depósitos de Agua de distintas capacidades.....	263
5.3 Miembros principales y secundarios para la estructura de la Torre para dichos depósitos.....	264
5.4 Diagramas peso-capacidad y peso-precio.....	265

## VI. CAPITULO 6

ANALISIS ECONOMICO.....	267
6.1 Cotización de un tanque elevado con torre incorporada para una población de doce mil habitantes.....	267
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	271
APENDICES.....	274
BIBLIOGRAFIAS.....	312

## INTRODUCCION

El presente trabajo, tiene por objeto diseñar un tanque metálico elevado para almacenamiento de agua potable. La mayor parte del diseño se basa en ciertas normas y recomendaciones para una construcción satisfactoria presentadas por la AWWA (American Water Works Association), asociación americana que tiene que ver con todos los trabajos en la que el agua este involucrada. El Instituto Ecuatoriano de obras Sanitarias está regulado en algo por estas normas.

Se empieza haciendo primeramente un breve resumen de como nace la idea básica de hacer un tanque elevado y el por qué de su necesidad. En el capítulo II se presentan los diferentes tipos de depósitos para distribución de agua para consumo humano principalmente. Al final de capítulo se ven las partes constitutivas de los tanques elevados.

En la siguiente sección se hace un análisis para saber la

capacidad que debe tener el depósito en función de ciertos parámetros que se los irá conociendo a medida que se avanza en dicho estudio. Así mismo se encontrará el caudal necesario que se necesitará bombear. Para ello se hará un diagrama logarítmico en la que en función del número de habitantes se obtendrá la volumen del resorvorio.

El capítulo IV es propiamente de diseño, en el se dan los factores internos y externos involucrados, donde se toman en cuenta las recomendaciones de la AWWA para tanques combinadas con las del AISC (American Institute of Steel Construction) para la estructura. Se da la configuración geométrica del mismo. Para el diseño del techo se lo ha considerado autoportado por vigas radiales. Y en cuanto al espesor de la lámina a usarse se la ha diseñado en función de la deformación máxima y no del esfuerzo permisible. En el diseño del cilindro se tomará en cuenta la teoría de cascarones.

Ya que se utilizará un anillo de sustentación del tanque a la estructura, éste se lo diseñará por medio de las ecuaciones de Saint-Venant. Para la estructura se harán dos análisis el uno como si se tratara de un marco rígido y el otro como cercha, y la razón de dicho análisis será una de las conclusiones importantes dentro del presente estudio. En esta parte se hará un algoritmo sencillo

usando el método directo de las rigideces.

Se diseña a continuación la base de hormigón sin darle mayor énfasis puesto que se trata más de una área de la Ingeniería Civil. A continuación se verán los diferentes tipos de conexiones para su futuro diseño. Las escaleras de la estructura y del tanque, el piso del balcón, las barandillas, el tubo de venteo o de equilibrio, y la boya para el control de nivel también serán diseñadas. Para el resto de accesorios se hará simplemente una selección. Luego se describe el decapado a usarse y el tipo de protección anticorrosivo. Además se verán los diferentes tipos de uniones y la justificación para usar uno de ellos.

En el capítulo V se toman en consideración las principales fórmulas a usarse para cálculos programables de tal forma que se pueda hacer un par de diagramas peso-capacidad y peso-precio, generales.

El capítulo final servirá para hacer un análisis económico en la que se da el costo de materiales involucrados en el presente trabajo.

## CAPITULO 1

### CONSIDERACIONES PRELIMINARES

#### 1.1 NECESIDAD DE LA INSTALACION DE UN RESERVORIO DE AGUA

La idea basica que se tiene acerca de la colocación de un reservorio de agua es suplir una necesidad de este elemento con respecto al tiempo, de tal forma que siempre se tenga una cantidad de ella en algún instante.

A través de los años el hombre ha dependido siempre de fuentes naturales, tales como rios, lagos, fuentes y pozos. En el transcurso de ellos la población ha ido en aumento y el consumo de ésta se ha incrementado sustancialmente y ya sea que por consumo poblacional o por proteger a la agricultura de las sequías se construyen grandes reservorios como las presas de agua ya que es frecuente que la demanda sobrepase a las

disponibilidades. Es decir, los reservorios son usados para almacenar agua, para equilibrar flujos, para distribuir o equilibrar presiones y para retenerlas como el caso de la presa. Este tipo de reservorio sirve para ciertas zonas solamente, además su construcción es demasiado costosa.

En los sitios apartados de las grandes ciudades, donde las tuberías no llegan para suplir el vital elemento, las entidades seccionales se ven en la obligación de tratar de encontrar agua ya sea aprovechando el río, el lago, la fuente o un pozo, hacerle un tratamiento químico y colocarla en reservorios para que sean apta para el consumo humano, de ahí que la consideración más importante para cualquier asentamiento humano es quizás que haya un suministro seguro de agua potable. De ahí que el tratamiento químico se lo hace en una unidad compacta de potabilización y el reservorio es uno de sus partes integrantes.

#### 1.2 EL RESERVORIO DE AGUA COMO COMPLEMENTO DE UNA UNIDAD COMPACTA DE POTABILIZACION DE DICHO ELEMENTO

El agua que canalizan los municipios debe ser potable, por lo que para controlar su calidad se efectúan

varias pruebas que se refieren al sabor, color, turbidez (causada por sustancias en suspensión; tales como partículas de arcilla), medida del pH o acidéz y contaminantes biológicos. El sabor y el olor desagradables pueden ser provocados por la presencia de ácido sulfídrico desprendiendo en la descomposición orgánicos como los fenoles, de los cuales solo unas pocas partes por millón, junto con las trazas de cloro utilizados para purificar el agua, pueden producir una notable corrupción. Muchas enfermedades graves como el tifus, el cólera, la desinteria y la hepatitis infecciosa, son provocadas por el agua.

Las plantas depuradoras intentan suministrar agua neutra, esto es con un pH de 7, o ligeramente superior lo que significa cierta alcalinidad. Esto es preferible a la acidéz, que puede provocar mayores daños. Además se hace un control bacteriológico (1), esto es averiguar el número de microorganismos Escherichia Coli. En fin podríamos hablar mucho más acerca de la calidad del agua, pero esto sería apartarse de nuestro objetivo principal. Lo interesante de este asunto es de que antes de consumir esta agua se analice su calidad.

Una vez detectada la calidad del agua se procede al

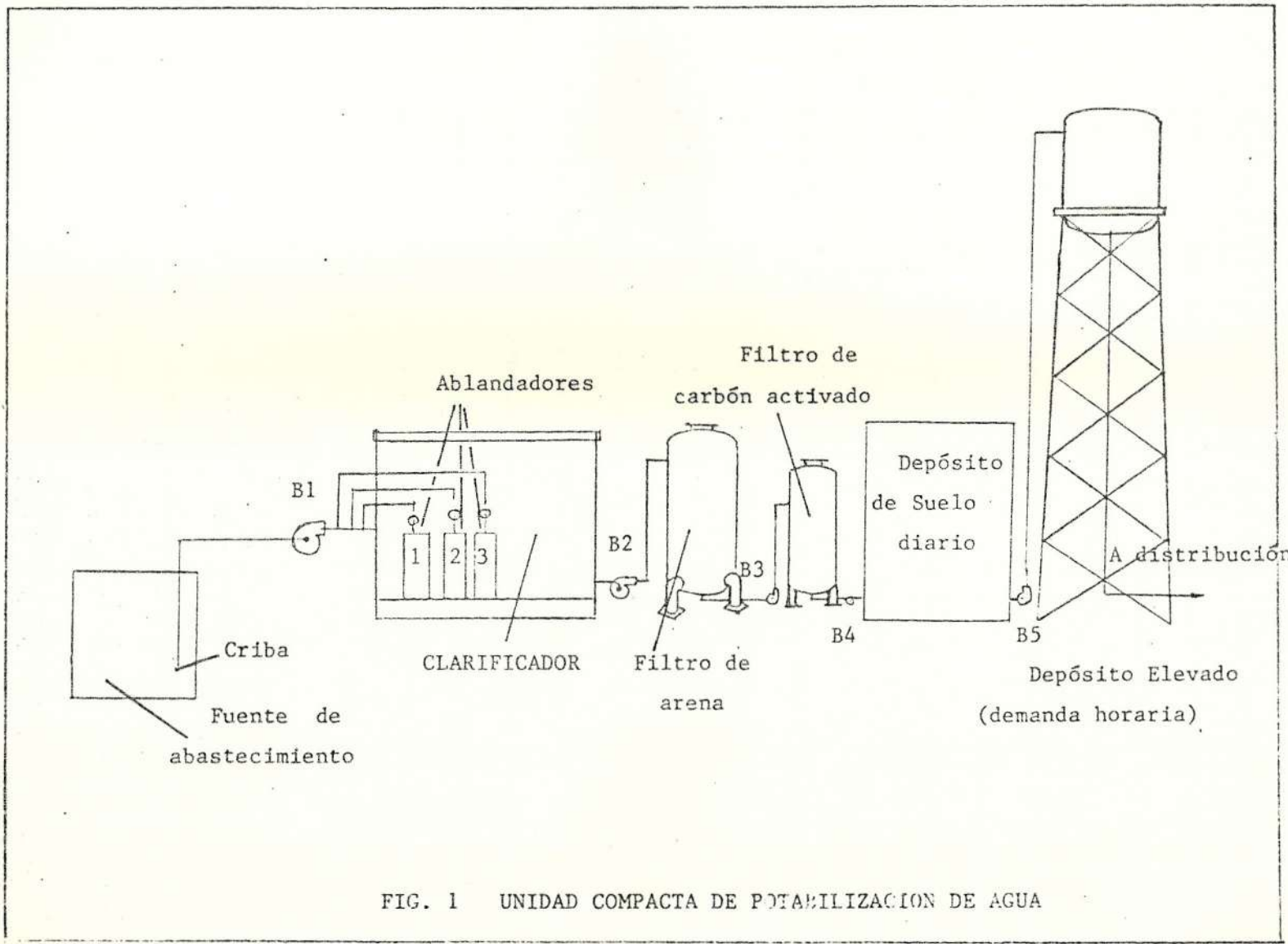


FIG. 1 UNIDAD COMPACTA DE POTABILIZACION DE AGUA



tratamiento respectivo, para esto el bioquímico verá que medios o equipos son los más apropiados. Estos equipos son diseñados para que las materias que se hallan suspendidas en el agua se depositen en el fondo por medio de la sedimentación, la floculación y coagulación como un equipo; la filtración sucesiva, a través de filtros de arena y grava y filtros de resina o carbón activado, la aereación y la esterilización son pasos posteriores para pulirla.

La figura 1 muestra los pasos que sigue el agua para su tratamiento y almacenaje desde la fuente de abastecimiento hasta su distribución .

Un reservorio en el sistema de distribución igualará tasas de flujo, equilibrará presiones, y almacenará agua para emergencias tales como incendios y pertenecen a la clase de Reservorios de distribución que son ajustados a una tasa de demanda variable a una tasa de suministro que no es igual a la tasa de demanda.

En la actualidad ya se están haciendo plantas compactas de pequeña capacidad para poblaciones de hasta 6000 habitantes.

### 1.3 FACTIBILIDAD

Poco tiempo atrás se importaban las plantas compactas de agua, creaban la salida de divisas en este ítem. Ciertas entidades privadas han desarrollado dicha área y han logrado construir la Unidad Compacta de Potabilización del Agua, con todos sus accesorios y equipos, excepto las bombas, enteramente nacionales. El Consejo de Rehabilitación de Manabí, C.R.M ya instaló una unidad de este tipo en una de las pequeñas poblaciones de su jurisdicción y está dando buenos resultados. Igual cosa sucedía con los reservorios de distribución. El Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias y las Empresas Municipales de Agua Potable son los organismos que regulan las capacidades de dichas plantas y por ende la de los tanques elevados. Y puesto que en nuestro medio es relativamente fácil conseguir el material para su construcción, el proyecto por lo tanto resulta factible.

## CAPITULO 2

### ALMACENAMIENTO DE AGUA

#### 2.1 GENERALIDADES EN EL ALMACENAMIENTO DE AGUA

Al hablar del almacenamiento de agua hablamos del almacenamiento para su distribución. Y es un elemento esencial en cualquier sistema de agua y está adquiriendo mayor importancia al continuar el desarrollo, la ampliación de las zonas de servicio y otros usos que aumentan la demanda por agua.

El término "almacenamiento para distribución", en el sentido que se usa aquí, se ha de entender que incluye el almacenamiento de agua en el punto de tratamiento, lista para distribuir (ver fig.1-sec1.2), no así el embalse de agua para propósitos de abastecimiento o de utilización a largo plazo (sec 1.1), se encuentre, o no potabilizada. Esto último es,

apropiadamente, un elemento de las obras de abastecimiento más que del sistema de distribución.

### 2.1.1 FUNCIONES DEL ALMACENAMIENTO PARA DISTRIBUCION

La función principal del almacenamiento (2) es hacer posible el tratamiento del agua durante el tiempo en el que, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, y distribuir y almacenar el agua anticipadamente a su necesidad real, en uno o más lugares de la zona de servicio, cercanas a su consumidor final.

Otra función es que se recomienda mantener intacta la cantidad almacenada para ciertas contingencias, tales como la protección contra incendios (sec 3.2) o la protección contra fallas eléctricas.

## 2.2 CLASES DE DEPOSITOS

En su forma mas simple, distinguiremos entre depósitos elevados y depósitos bajos:

Los depósitos elevados aseguran la presión suficiente para el abastecimiento es decir, su nivel de agua se

encuentra por encima del de la zona a abastecer.

Los depósitos bajos tienen un nivel de agua inferior al de la zona que han de abastecer. Con esta clase de depósitos puede escalonar la altura que debe salvar la bomba que transporta el agua. Una bomba transporta el agua desde la instalación de captación hasta el depósito subterráneo situado junto a ella en la mayoría de los casos. Desde aquí a través de otra bomba se impulsa el agua hacia un depósito elevado, o bien con presión suficiente y una cámara de aire, se lleva directamente hasta la zona a abastecer. Puede suprimirse el depósito bajo, si se emplea en su lugar una instalación de bombeo elevado que trabaje con la presión de entrada, fig.2.

Además de éstos, existen depósitos de agua limpia, de los que se puede extraer el agua necesaria para el lavado en las instalaciones depuradoras, cuando no es recomendable efectuarlo con agua natural.

Las cámaras de aire, dada su limitada capacidad, no pueden considerarse como depósitos de agua.

Todos estos depósitos vistos se los hace de hormigón o de hierro simplemente.

### 2.3 UTILIDAD DEL ALMACENAMIENTO DE AGUA EN DEPOSITOS ELEVADOS

Los depósitos elevados son usados cuando un tanque sobre el terreno no suministrará la presión necesitada. La altura de la elevación es fijada por los requerimientos de presión. Además como ventajas del uso de depósitos elevados están:

- La reducción de bombas y costos de bombeo.
- La reducción de la máxima presión requerida en la descarga, y
- La reducción de la demanda pico de las bombas.

En otras palabras, los depósitos elevados equilibran el transporte y el consumo. Si la cantidad transportada es menor que el consumo el depósito suministra la diferencia. Si la cantidad transportada es superior al consumo, el depósito retiene el exceso.

Los depósitos elevados suponen una cierta seguridad frente a posibles fallos de la instalación de transporte. Esta seguridad es naturalmente mayor cuanto mayor es el depósito. En cualquier caso se trata de una cuestión de costo.

### 2.4 CLASES DE DEPOSITOS ELEVADOS

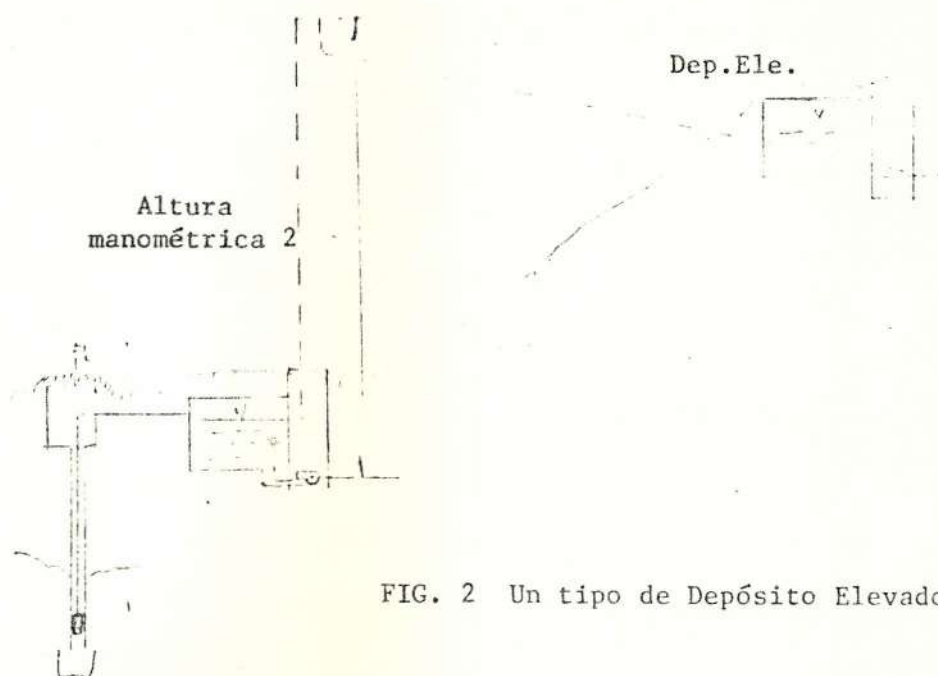


FIG. 2 Un tipo de Depósito Elevado

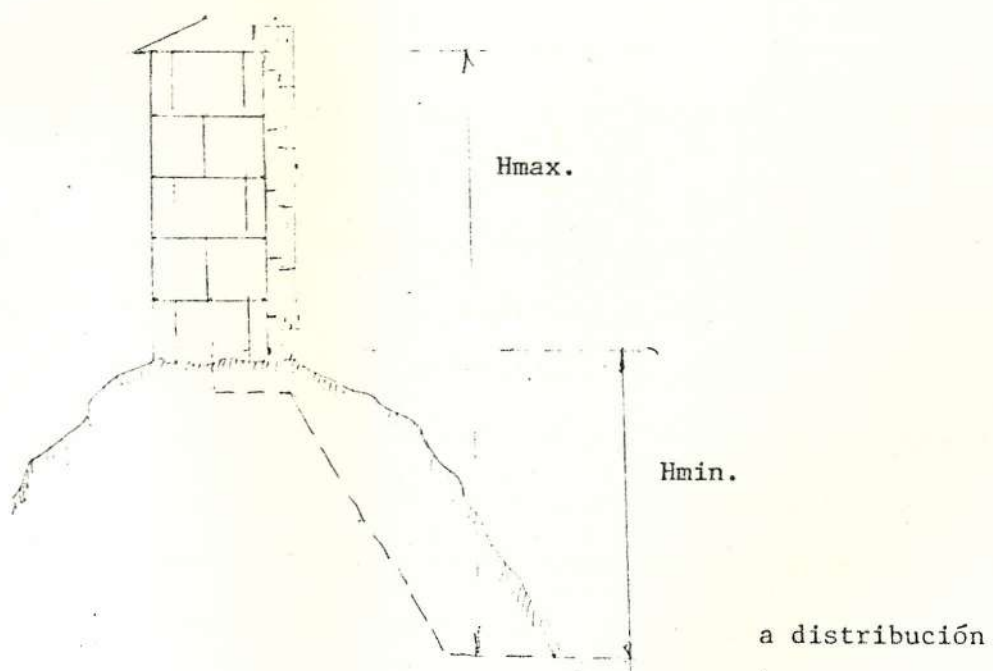


FIG.3 Columna Reguladora

Hay dos tipos de depósitos elevados:

- Columnas reguladoras
- Tanques elevados

#### 2.4.1 COLUMNAS REGULADORAS

Una columna reguladora por lo común consiste de un cascarón cilíndrico, construido de acero o concreto reforzado, que tiene una base plana y descansa sobre un cimiento en el terreno.

La capacidad útil de almacenamiento es el volumen del tanque cercano a la elevación requerida para dar la presión necesaria de distribución, fig.3. Elevación que puede ser aprovechada por una colina o un terreno alto y luego hacer una columna y aprovechar toda la capacidad del depósito. En comunidades donde tales sitios no están disponibles la columna no es un tipo económico de depósito excepto para el almacenamiento de capacidades relativamente grandes. La capacidad del mismo será la requerida por la población de ahí que la altura pueda variar según la demanda. Los costos se



incrementan rápidamente con la altura de la columna , a causa de los esfuerzos requeridos en las paredes, precautelar los esfuerzos debido al viento y el peso del agua, incrementos que van con el cuadrado de la altura (3).

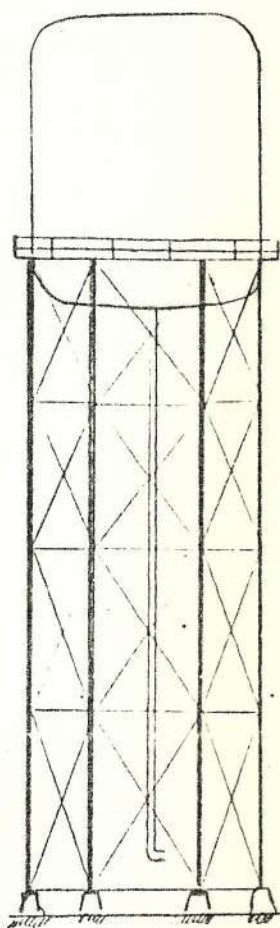
#### 2.4.2 TANQUES ELEVADOS

El nombre "Tanque Elevado" ordinariamente se refiere a la estructura entera, consistente del tanque, la torre, y la tubería elevada, fig.4.

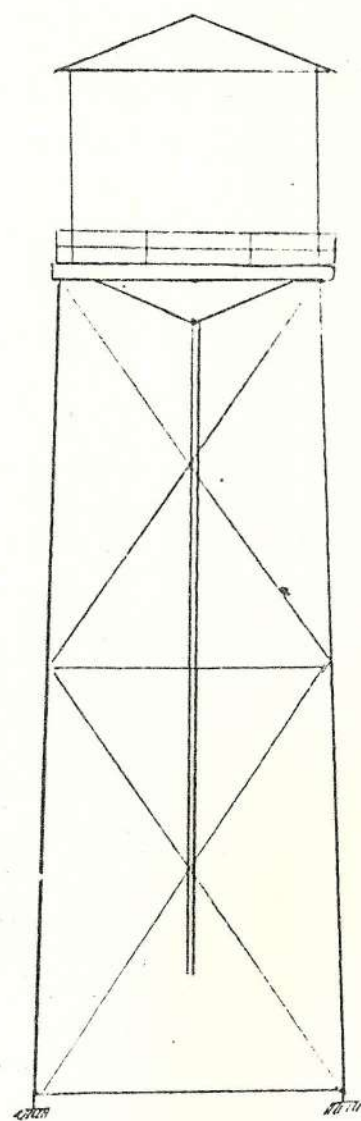
Los tanques elevados son generalmente más baratos que las columnas de agua, por unidad de volumen de capacidad útil para sitios en la cuál los requerimientos de presión necesitan "considerable elevación cerca de la superficie del suelo.

El diseño de tanques elevados involucra lo siguiente:

- La capacidad (sec.3)
- La elevación requerida
- El tamaño y forma de los miembros estructurales requeridos para resistir los esfuerzos (sec.4.3)
- Estabilidad de la estructura y requerimiento



1. Techo y base Semi-elíptica



2. Techo y base cónica

FIG. 4

DIFERENTES CLASES DE DEPOSITOS  
ELEVADOS

del cemento (sec 4.3.1 - 4.3.2).

-El tipo de accesorios y la instalación para las necesidades de operación (sec 4.4-4.5-4.6-4.7).

Pero aparte de lo que involucra un tanque elevado, estos se hacen de concreto reforzado o acero. Los últimos se han abierto paso rápidamente para proporcionar una amplia variedad de formas y diseños, que se pueden usar en varios puntos del sistema de distribución de una ciudad populosa.

Debido al material usado por lo regular (acero A36), el material usado tiene resistencia y límites bien definidos de seguridad. Sin embargo, se encuentra sujeto a la corrosión. Por esta razón es necesario un repintado periódico, aunque esta tarea de mantenimiento es fácil de verificar y relativamente poco costosa.

## **2.5 EL RESERVORIO HIDRONEUMÁTICO COMO POSIBLE SOLUCIÓN A DIFERENCIA DEL DEPÓSITO ELEVADO**

Es el también llamado tanque de presión, muy común en algunas viviendas por su versatilidad y poco consumo de energía eléctrica a este nivel.

En un tanque hidroneumático la presión de aire iguala a la presión de agua en el tanque, regulando la presión tendremos cierta cantidad de agua de este modo se obtendrán dos niveles uno máximo y uno mínimo. Este tipo de reservorio puede a veces ser conveniente en lugares donde se dispone de energía eléctrica puesto que este atiende demandas picos y su funcionamiento es casi constante.

Este tanque se lo utiliza más por sectores en una comunidad, es decir, atiende demandas pequeñas. En estos casos un tanque de presión a veces puede ser más económico que uno elevado.

## 2.6 DIFERENCIAS ENTRE LOS DOS TIPOS DE DEPOSITOS

En cuanto a la construcción del reservorio en si, los dos no presentan complicaciones mayores, sin embargo un tanque hidroneumático requiere de algún tipo de separador de fases entre el estado líquido y gaseoso, es decir, se trata de tener separadas a estas dos por que de lo contrario no podría controlarse la presión, puesto que los manómetros o son de aire o de liquido o de vapor, pero no de agua más aire. Para depósitos hidroneumáticos pequeños esta situación es

controlable puesto que se utiliza una membrana de material sintético, como separación entre las dos fases. Cuando el líquido fluye hacia el reservorio "infla" a dicha membrana y esta a su vez reduce el volumen de aire considerablemente hasta que un manómetro avisa la presión del aire en la cámara que encierra la membrana que será igual a la presión del líquido.

Pueda ser que con un diseño apropiado el costo de hacer un tanque de presión resulte más económico que uno elevado ya que este último necesita de una estructura para la sustentación del mismo.

Sobre todo ahora que prácticamente se dispone en el país de un sistema interconectado a nivel nacional la posibilidad de tener estos tanques dominando en las comunidades más pequeñas, es inminente.

## 2.7 PARTES CONSTITUTIVAS DE LOS DEPOSITOS ELEVADOS METALICOS

El siguiente texto se hace referencia de la figura 5

- 1.-Cuerpo del tanque
- 2.-Base del reservorio (plana,convexa)
- 3.-Techo (cónico de preferencia)
- 4.-Anillo de sustentación de tanque

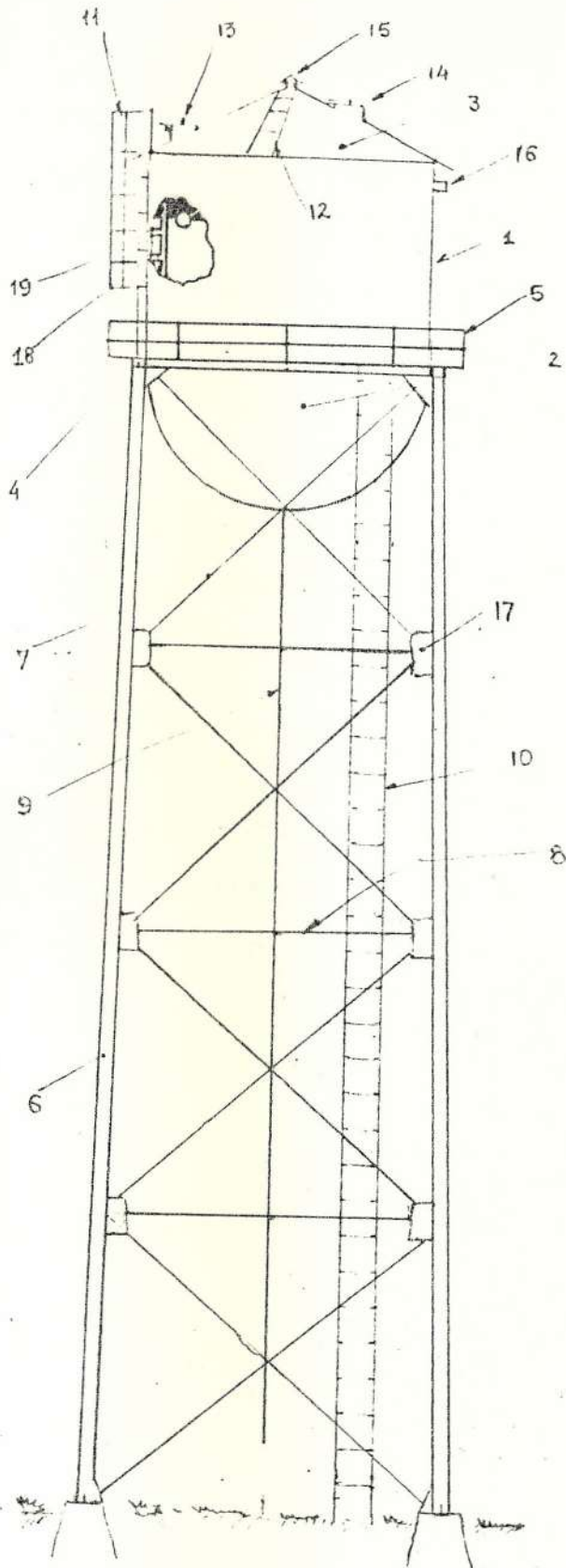


FIG. 5

PARTES CONSTITUTIVAS DE TANQUES ELEVADOS



BIBLIOTECA "GONZALO ZEVALLOS" G  
F. I. A. C. F.

- 5.-Barandas y pasarela
- 6.-Columnas de la estructura
- 7.-Tensores o diagonales
- 8.-Vigas de amarre (si las hubiera)
- 9.-Tubería de subida y/o bajada de agua
- 10.-Escalera exterior de estructura y canastilla
- 11.-Esc. ext. de tanque y canastilla de protección
- 12.-Escalera de techo
- 13.-Compuerta de hombre
- 14.-Compuerta adicional
- 15.-Venteo
- 16.-Sobreflujo o control de nivel de agua
- 17.-Placas de amarre
- 18.-Escalera interior de tanque
- 19.-Control de nivel

## CAPITULO 3

### CAPACIDAD DE DEPOSITOS ELEVADOS

#### 3.1 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD LOCAL DE AGUA CIRCULANTE

Dentro de lo que hemos visto hasta aquí, la cantidad de agua circulante es mayor en los depósitos de suelos que en las torres (sec. 2.4.2) Rara vez un sistema produce o sirve agua a una tasa o gasto promedio. El gasto varía considerablemente en el curso del año y durante el día y cambia en los diferentes sectores del País. El Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias tiene codificada la demanda promedio de agua por habitante y por día según la zona donde se encuentre y es así que:



-Para comunidades socio rural se toman 150 lt/h-día

-Para comunidades socio urbana 220 lt/h-día

Como comparación de las demandas establecidas por dicho organismo, en el año 1979 se fijó a una comisión por parte de la EMAP-G para el abastecimiento de agua (se supone modernizada) en la ciudad de Guayaquil, para esto se chequearon los consumos reales de agua por zona. Resumiendo una pequeña parte de este estudio se concluyó que:

- En la zona de clase alta....	.500 lt/h-d
- En la zona de clase media...	.320 lt/h-d
.....	.270 lt/h-d

En el sector de Ave.Ejército y Luque y sus alrededores fue de..... .150 lt/h-d

En el área suburbana (tanqueros) fue de 95 lt/h-d

La dotación media ajustada de dicho proyecto fue de 275 lt/h-d, ya que el consumo es por hectárea y se considera la demanda poblacional por sector, esto sólo para tener una idea de la demanda diaria.

Introduciendose un poco más en el tema del presente proyecto se escogerá una población que todavía no tiene solucionado el problema del agua potable. Se trata de la península de Sta. Elena (sector urbano).

Según datos dados a conocer por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, INEC, el último censo realizado en 1981, Sta. Elena arrojó 11.194 habitantes. Pero esta población es actual a (1981).

Atendiendo los costos de la construcción del tanque elevado, no deben preverse capacidades muy grandes ya que como se dijo en la sec.2.3 son de necesidad horaria. Para esto se tiene que predecir el futuro, pero es imposible trazar cualquier diseño para el futuro sin registros adecuados de crecimiento poblacional del pasado y del presente.

Consultando al INEC, veamos que ha sucedido con la Península; ver tabla I.

TABLA I

AÑO	POBLACION	%CRECIMIENTO ANUAL
1974	8141	
1975	8520	4.65
1976	8921	4.70
1977	9336	4.65
1978	9768	4.63
1979	10204	4.46
1980	10682	4.68
*1981	11194	4.80
*1982	11720	4.70
*1983	12260	4.60
*1984	12799	4.40
*1985	13372	4.48
*1986	13988	4.60

\* Datos aumentados a partir del censo en 1981 por INEC  
Esta tabla figura en la revista "Proyección de la

Población del Ecuador por Areas Urbanas y rural de Provincias y Cantones años 1974-1986", Abril 1978 del INEC.

Solo hasta 1986, la tabla I tiene codificada la probable población, y ya que necesitamos tener registros por lo menos hasta 1995, para conocer la demanda que habrá, nos vemos obligados a predecir la población por medio de una tasa de crecimiento promedio:

$$\%C = \frac{C_1 \times 100}{n}$$

donde  $C_1$  : tasa crecimiento anual  
desde 1975 hasta 1986  
 $n$  : Número de años comprendidos  
 $\%C$ : Tasa crecimiento promedio  
anual

Reemplazando los datos de la tabla I , se obtuvo :

$$\%C=4.61 \%$$

Trabajando con esta tasa de crecimiento, se realizó la siguiente tabla II:

TABLA II

AÑO	POBLACION	AÑO	POBLACION
1983	12260	1990	16751
1984	12799	1991	17523
1985	13372	1992	18331
1986	13988	1993	19176
1987	14633	1994	20060
1988	15307	1995	20985
1989	16013		

En condiciones normales en países desarrollados un tanque elevado lo hacen con una proyección de por lo menos 25 años. Nuestro país debido a la falta de infraestructura y a la poca atención por parte del gobierno a estas comunidades y además a la falta de colaboración técnica por parte del IEOS, por lo regular la proyección está en 10 o 15 años, como demanda futura de agua.

De esta manera la población estimada en 12 años más según la tabla II será de 20985 habitantes. Si se multiplica la población por la demanda diaria de agua potable por habitante, se obtendrá el volumen de agua requerido por día para toda la población.

Pero; Cuál es la demanda diaria ? En base a qué se la

escoge? . En los párrafos iniciales de esta sección se mencionó de 150 lt/h-d -220 lt/h-d para comunidades socio rurales y socio urbanas respectivamente. La Península no es una zona urbana tipo ciudad de Milagro o Quevedo que son comunidades en desarrollo. A ella la podemos situar entre los dos límites es decir entre socio urbana y rural y es así que la demanda de agua promedio de agua será de 185 lt/h-d.

Multiplicando los 20985 habitantes por la demanda establecida se obtendrá:

3882.2 m<sup>3</sup> diarios de agua potable.

Si se quisiera un depósito de suelo para demanda diaria esta sería su mínima capacidad sin considerar, reservas contra incendios o cualquier indigencia.

Con el dato ya encontrado estamos en condiciones de saber la demanda horaria de agua potable a nivel de consumo por habitante, y eso es lo que haremos en el siguiente artículo.

### 3.1.1 DIAGRAMA DIARIO DEL CONSUMO LOCAL DE AGUA.

Para hacer el diagrama de consumo local de agua se debe tener una idea de las demandas horarias de la comunidad. En todo caso en términos de

porcentajes será del 100 por ciento del consumo promedio. En base a este dato importante las 24 horas de necesidad pueden resolverse como demanda horaria en términos de porcentaje de alguna manera. Una forma un tanto hipotética la hizo la EMAP-G en 1979 dentro del estudio mencionado en la sección 3.1, la que en forma tabulada se la da en la tabla III. Lo máximo que puede ocurrir que la demanda horaria sea del 10% por hora durante 10 horas de necesidad de las 24. Otra sería, y ésta más ajustada a la realidad, la presentada en la tabla IV en la que se distribuye en mejor forma la demanda local horaria según las verdaderas necesidades lógicas de la población.

De esta manera la demanda horaria dará la capacidad real del depósito elevado en base a un estudio hidrográfico de la demanda (3), para dicha comunidad, la cual se la analizará en la sección 3.3.

Representando en forma gráfica un diagrama de consumo local horario como ordenadas y horas del día en las abscisas se obtiene el gráfico 1 del apéndice. que se lo denomina "Curva de Variación

de Consumo".

### 3.2 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE AGUA PARA LA RESERVA CONTRA INCENDIO.

En las grandes ciudades, el tener disponible una reserva de agua para la lucha contra incendio es un

TABLA III

Hora del día	% del consumo diario
0 - 1	0
1 - 2	0
2 - 3	0
3 - 4	0
4 - 5	0
5 - 6	0
6 - 7	0
7 - 8	10.0
8 - 9	10.0
9 - 10	10.0
10 - 11	10.0
11 - 12	10.0
12 - 13	10.0
13 - 14	10.0
14 - 15	10.0
15 - 16	10.0
16 - 17	10.0
17 - 18	0
18 - 19	0
19 - 20	0
20 - 21	0
21 - 22	0
22 - 23	0
23 - 24	0

TABLA IV

Hora del día	% del consumo diario	% acumulación diaria
0 - 1	0.00	0.00
1 - 2	0.00	0.00
2 - 3	0.00	0.00
3 - 4	2.50	2.50
4 - 5	2.50	5.00
5 - 6	5.00	10.00
6 - 7	5.00	15.00
7 - 8	5.00	20.00
8 - 9	2.50	22.50
9 - 10	1.25	23.75
10 - 11	1.25	25.00
11 - 12	10.00	35.00
12 - 13	10.00	45.00
13 - 14	10.00	55.00
14 - 15	2.50	57.50
15 - 16	2.50	60.00
16 - 17	5.00	65.00
17 - 18	5.00	70.00
18 - 19	10.00	80.00
19 - 20	10.00	90.00
20 - 21	5.00	95.00
21 - 22	2.50	97.50
22 - 23	2.50	100.00
23 - 24	0.00	100.00

asunto que merece la atención por parte del Estado .

Pues mientras más gran valor tiene una población, mayor es la reserva contra incendios.

Probablemente la cantidad de agua usada en un año para extinguir incendios es por lo regular una parte despreciable del consumo total, pero durante un incendio la tasa de demanda puede llegar a ser significativa.

Ahora, que la capacidad requerida de almacenamiento de agua para protección contra el fuego debería ser lo suficiente que se necesite en la demanda contra el incendio y puede ser mantenida por 2 horas en comunidades pequeñas, y, de 10 a 12 para las más grandes (3). Supondremos que la Península dispone de un carro cisterna, por lo menos en el cuerpo de bomberos con una capacidad de 20 lt/s. Como referencia las unidades modernas (vehículos cisternas) bombean hasta 75 lt/s. Por lo tanto el caudal asumido para la Península debe considerarse correcto (edificio más alto es de 4 pisos).

Según opiniones vertidas por personeros del IEOS aquí en la costa en comunidades socio rurales los incendios se suceden con muy poca frecuencia. Sin embargo por consideraciones económicas de nuestro medio se



restringirá de 2 horas el periodo de demanda del fuego en una hora solamente.

Además como se dispone del vehículo cisterna con bomba incluida será suficiente tener un reservorio de suelo de tal modo que pueda ser conectada a la línea de distribución del sistema durante la emergencia.

Por otro lado cabe anotar que según algunos operadores, la cantidad de agua que se usa en la limpieza de las calles y en combatir incendios es relativamente pequeña, alcanzando del 1 al 3% de la capacidad local de agua circulante (2).

Resumiendo :

1.-  $20 \text{ lt/s} = 72 \text{ m}^3/\text{h}$

2.-tomando el 2% de la capacidad se obtiene

77.6  $\text{m}^3$  para 1 hora como máximo

Se toma el mayor valor de los dos como cantidad almacenada que deberá estar siempre disponible para su uso inmediato. Ninguna parte de la capacidad prevista podrá ser utilizada para cualquier otro propósito.

### 3.3 DIAGRAMA POBLACION - VOLUMEN DE AGUA

El procedimiento para la determinación de la capacidad del depósito puede demostrarse por medio del diagrama hidrográfico de la demanda del gráfico 1 del apéndice. La curva de acumulación de consumo se la genera por medio de los datos de la tabla IV, suavizandola por medio del polígono de frecuencias el trazado de ésta nos servirá para representar la curva de acumulación de transporte, pudiendo elejirse libremente las pausas de bombeo que en este caso completan 14 horas de reposo dando por resultado un trabajo de 10 horas de bombeo al día. Por obvias consideraciones económicas esta curva tiene que estar lo más apegado posible a la de acumulación de consumo, para poder encontrar la ordenada máxima entre las dos trayectorias.

Se obtiene como resultado el 15% de la demanda local diaria dando como resultado una capacidad para el tanque elevado de  $582.3 \text{ m}^3$  que sumándole la reserva contra incendios anterior nos dará:  $660 \text{ m}^3$ . Si incrementasemos el tiempo de bombeo obtendríamos un tanque de  $600 \text{ m}^3$  total el cual será el dato del diseño de nuestro tanque.

### 3.3.1 SELECCION VOLUMETRICA DEL DEPOSITO

Con lo estudiado hasta el momento ya estamos en condiciones de poder desarrollar un diagrama logaritmico que tenga la población como ordenada de las abscisas como volumen de agua o capacidad del tanque elevado de la comunidad ya sea rural o urbana en base a las consideraciones realizadas, esto es:

- 1.-Pob. rural 150 lt/h-d limite 7000 hab
- 2.-Pob.urb-rural 188 lt/h-d limite 30000 hab
- 3.-Pob.urb-media 220 lt/h-d limite 150000 hab
- 4.-Pob.urb-grande 275 lt/h-d limite 2000000 hab

Para hallar de estos datos el volumen del tanque y con los datos obtenidos del tanque de la Península podremos decir que los porcentajes de la demanda diaria de agua potable varían en una proporción aritmética del 15 al 23% respectivamente tomando como consideración un bombeo de 10 a 11 horas.

En base a estos resultados se elaboró la tabla V la que se puede apreciar en la siguiente página.

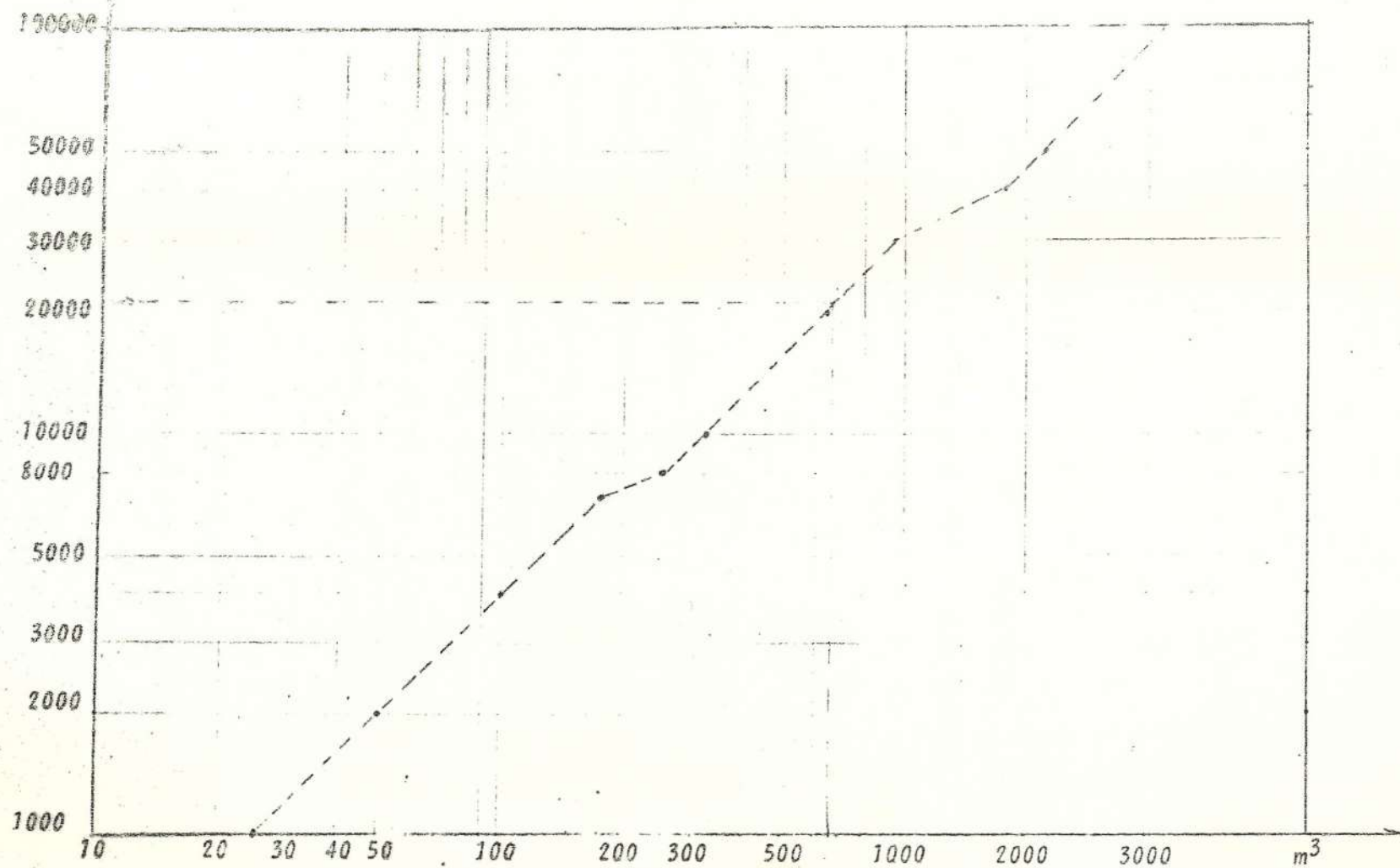
TABLA V

Habitantes inc. tasa creci.	Consumo local diario m <sup>3</sup>	Volumen Depósito Elevado m <sup>3</sup>
1000	150	25
2000	300	50
4000	600	100
7000	1050	175
8000	1500	250
10000	1875	320
20000	3750	640
30000	5625	950
50000	11000	2200

Hay que tener en cuenta que la población actual de Sta. Elena es de 12260 habitantes y su proyección al año de 1995 por lo menos será de 21000 habitantes. Observese que para encontrar esa proyección se utilizó una tasa de crecimiento promedio del 4.61%. Además como ratificación se debe considerar un bombeo promedio de 10 a 11 horas. Es obvio cuando llegue la población a superar la demanda futura de agua el bombeo tendrá que ser mayor. Para seleccionar el depósito es necesario por tanto considerar:

- La tasa de crecimiento de la población que para la Costa es del 4.5 %
- El grado de importancia de una población según si es socio-rural, urbano, rural urbano.
- El número de habitantes actual.

DIAGRAMA POELACION - VOLUMEN



# CAPITULO 4

## INGENIERIA DEL PROYECTO

### PARA UNA POBLACION DE 12000

### HABITANTES

#### 4.1 FACTORES DEL DISEÑO

En la construcción de tanques metálicos elevados para almacenamiento de Agua Potable es necesario referirse a un organismo norteamericano que ha normalizado este tipo de obras, se trata de la American Water Works Association, AWWA D100-73. En ella se encuentran los requerimientos mínimos para un diseño satisfactorio el cual se lo irá haciéndolo conocer a medida que se avance.

Ya que hasta el momento sólo conocemos el volumen que tendrá el depósito y su forma sin dimensiones. No sabemos a que efectos externos o internos estará

sometido dicho depósito y las causas que provocarán esos efectos.

Por lo tanto las siguientes cargas serán consideradas en el diseño de tanques elevados, según la AWWA, a no ser que se indique otra cosa.

#### CARGA MUERTA

En la sección 3.2.1 del manual especifica que la carga muerta será el peso estimado de todos los accesorios y construcción permanente. El peso por unidad de volumen del acero será considerado en 490 lb/p<sup>3</sup> ( $7.85 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>3</sup>).

#### CARGAS VIVAS

La mínima carga viva de diseño para el techo del tanque será entre 15 y 50 lb/p<sup>2</sup> ( $7.32 \times 10^{-3}$  y  $24.4 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>) sobre la proyección horizontal (sec. 3.2.3 y 3.2.6). No se consideran cargas de nieve en nuestro medio.

#### CARGAS DE VIENTO

De la sección 3.2.4 serán asumidas como 30 lb/p<sup>2</sup> ( $14.64 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>) sobre superficies planas verticales, 18 lb/p<sup>2</sup> ( $17.6 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>) sobre áreas proyectadas de superficies cilíndricas y 15 lb/p<sup>2</sup> ( $7.32 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>) sobre áreas proyectadas de superficies cónicas y de doble curvatura que se cumple siempre y cuando la velocidad máxima del viento sea de 100 Mi/h (161 Km/h = 44.7 m/s).

#### CARGA SISMICA

La práctica usual es diseñar la construcción para carga lateral adicional igual a un porcentaje que va del 2.5 al 10% del peso de la construcción y contenido. De donde el porcentaje depende de la intensidad del movimiento telúrico en la proporción siguiente según la AWWA en la sec.3.2.5:

2.5% Para zonas con movimientos de tierra distantes que pueden causar daños a estructuras con periodos fundamentales mayores que un segundo. Corresponde a intensidades V y VI de la escala Mercalli Modificada (M.M), de I a XII.

5.0% Para zonas que corresponden hasta una intensidad VII de dicha escala.



10.%. Para zonas de alto riesgo sísmico que causarán daños mayores. Corresponde a intensidades VIII y más altas de la escala M.M.

#### LAMINAS DEL TANQUE Y ESTRUCTURA

Las láminas del tanque en general tendrán cualquier forma deseada. En nuestro medio la lámina o plancha de acero que se utiliza por lo regular es la de medio contenido de carbono, cuyos esfuerzos de fluencia dependen de la procedencia de la misma. Así por ejemplo la plancha que viene de Corea trae un esfuerzo de fluencia de  $2500 \text{ kg/cm}^2$  ( $35.60 \text{ kips/plg}^2$ ) según pruebas realizadas en el laboratorio de Mecánica de Sólidos de la Escuela Politécnica del Litoral y es la misma que se utiliza para los perfiles rolados en frío que se hacen en nuestro medio. Pero debido al doblado en frío el esfuerzo de fluencia se lo toma como  $2400 \text{ kg/cm}^2$ . Vienen en dimensiones variables:

Pl de  $1.22 \times 2.44 \text{ m}$ .

Pl de  $1.00 \times 3.00 \text{ m}$ .

Pl de  $1.22 \times 3.00 \text{ m}$ .

Luego según el diámetro o altura de un tanque podremos jugar con estas dimensiones y optimizar una obra determinada. Esto es hacerla lo más económico posible,

costando por consiguiente menos.

#### FACTOR DE CORROSION

El factor de corrosión o corrosión permisible es el espesor que debe ser agregado a cada uno de los miembros de un tanque elevado o cualquier obra metalmeccánica, para disminuir el efecto de la corrosión sobre las propiedades internas del metal, producto de los agentes externos a los que estará sometido, tales como la proximidad de la obra al mar. Este factor depende del cuidado con el cual se limpia el área antes del recubrimiento. En general este factor se lo tomará de 1 a 2 mm y las razones para esta decisión se la dará posteriormente.

#### 4.1.1 CONFIGURACION GEOMETRICA

En la sec.2.7 se revisó acerca de las partes constitutivas de los tanques elevados metálicos. La forma del que se vió será la base de nuestro diseño es decir:

- El techo tendrá forma cónica
- El cuerpo del tanque será cilíndrico
- La base del mismo semiésferica

La estructura se la discutirá en la sección 4.3

Se empezará primeramente por definir la fórmula que dará las dimensiones del tanque en función, lógicamente, del volumen deseado. Es casi imposible obtener un volumen exacto con un consumo mínimo de materiales, de ahí que el volumen real será un 2 o 3 por mil mayor del volumen deseado.

#### FORMULA DEL VOLUMEN DEL TANQUE

Sean:

$V$  el volumen deseado del depósito

$V_e$  el volumen real

$H_e$  la altura real del cuerpo cilíndrico que estará en función del número de anillos,  $N$

$D$  el diámetro del tanque = dos veces el radio  $R$

$V_c$  el volumen del cuerpo cilíndrico

$V_m$  el volumen de la semiésfera

$$V = V_c + V_m \quad 4.1.1$$

de donde:

$$V_c = \pi \times D^2 \times H_e / 4 \quad \text{y} \quad V_m = \pi \times D^3 / 12$$

por consiguiente si reemplazamos en 4.1.1 por tanteo se encuentra que con  $N = 7$  anillos de 122 cm cada uno se obtiene que:

$$H = 854 \text{ cm} \quad \text{y} \quad R = 412.3 \text{ cm}$$

Se trabajará de tal manera que la altura del cuerpo cilíndrico sea un múltiplo entero de 122.

#### ANGULO DE INCLINACION DEL TECHO

La elección del ángulo de inclinación del techo es importante ya que si ésta es muy pronunciada la cantidad de material es mayor pero por la conicidad del mismo también es cierto que el espesor que se requerirá será menor. Por la dimensión del tanque no se justifica usar la teoría de cascarones por lo tanto se buscará otra forma de diseño. El ángulo máximo cuando se utilicen correas de techo será de 10 grados según la AWWA sec.3.8, y esto es debido a que hasta esta inclinación la extensión del techo provee el suficiente rozamiento para darle cierto apoyo lateral al lado de compresión de la correa.

## RESUMEN DE DATOS PARCIALES

-Volumen deseado	600 m <sup>3</sup>
-Peso del liquido	602 ton.
-Diámetro del tanque	8.23 m.
-Altura H <sub>c</sub> , cuerpo cilíndrico	8.54 m.
-Generatriz del cono R <sub>c</sub>	4.17 m.
-Radio de semiésfera R	4.13 m.
-Pendiente de techo	10°

## 4.2 DISEÑO ELÁSTICO DE DEPOSITOS METALICOS

Luego de analizar los factores del diseño y la configuración geométrica del depósito elevado se procederá al diseño elástico del tanque propiamente. En primer lugar habrá que empezar diseñando el techo del cual se habló un poco en la sección anterior. Con los resultados que se obtendrán se procederá al diseño del cuerpo cilíndrico para pasar luego al diseño de la semiésfera y el anillo de refuerzo en el borde extremo inferior del cilindro, como base de sustentación del tanque a la torre metálica.

En general se usará la teoría de cascarones para el

cilindro y la semiésfera. El techo se lo diseñará autosoportado de vigas o correas.

#### 4.2.1 DISEÑO DEL TECHO

Primeramente debemos definir los datos que nos servirán para este propósito, ver figura 6.

Sean:

- $P_v$  : Presión del viento sobre área proyectada de superficie cónica =  $7.32 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$

- $Q_v$  : Carga viva sobre la proyección horizontal  $14.58 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$

- $Q_m$  : Carga muerta ( $7.85t \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$ )

- $t$  : Espesor de la placa del techo

- $Q_{tmv}$  : Carga total =  $Q_m + Q_v + P_v$

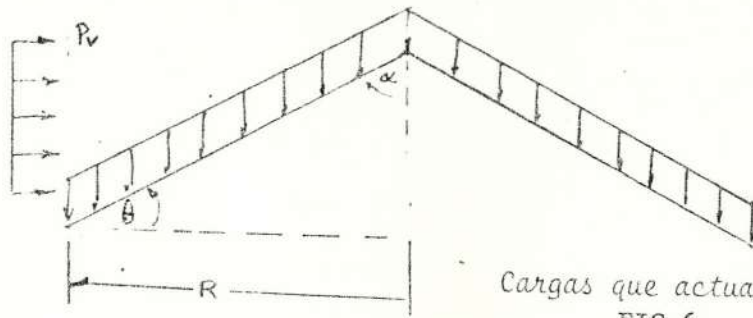
por lo tanto:

$$Q_{tmv} = (7.85t + 7.32 \tan(t) \tan(t) + 14.58) \times 10^{-3}$$

$$Q_{tmv} = (7.85t + 15.8) \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ de área de techo}$$

Con estos datos estamos en condiciones de diseñar el techo..

#### DISEÑO DEL TECHO AUTOSOPORTADO POR VIGAS



Cargas que actuan en el techo  
FIG.6

FIG.7

Mientras mas vigas se dispongan radialmente, es mejor

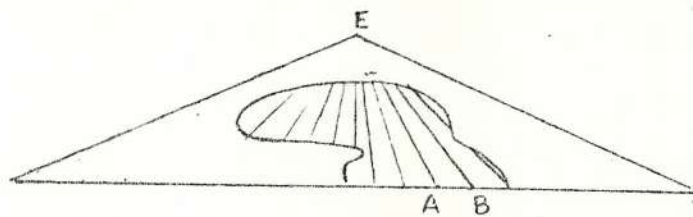
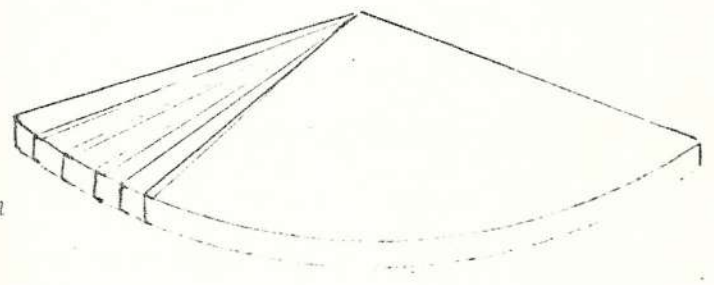
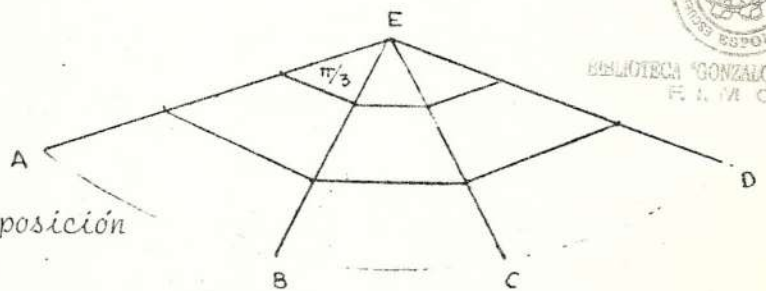


FIG. 8

Esta disposici3n resulta m1s  
economica.

FIG. 9

No es conveniente esta disposici3n



BIBLIOTECA "GONZALO ZEVILLA"  
F. I. M. C. F.

Decimos autosoportado pero cómo?

Sabemos que un cono es una recta en forma de generatriz que gira alrededor de su extremo superior es decir, se trata de un cono perfecto. En otras palabras un cono se forma con la mayor cantidad de generatrices posibles. Si estas generatrices las reemplazamos por vigas, tendremos al final un cascarón de revolución cuyo espesor es la profundidad de la viga (fig. 7). Pero realizar este trabajo sería demasiado costoso. Lo que se hará es colocar vigas con cierta separación angular entre si y colocar encima de ellas una lámina de tal espesor que cumpla con los requerimientos de deflexión máxima, tal como lo muestra la fig.8.

Trabajando de esta manera el espesor de la lámina del techo requerido será menor que la correspondiente a la de teoría de cascarones (sin vigas) a pesar de que en peso total las dos formas varían poco. Sin embargo ésta fig.8 se la prefiere por su facilidad en el montaje y mano de obra más barata. De experiencias vivida en este campo se ha llegado a "armar" techos de 16 m de diámetro con esta distribución en el lapso



cilindro y la semiésfera. El techo se lo diseñará soportado de vigas o correas.

#### 4.2.1 DISEÑO DEL TECHO

Primeramente debemos definir los datos que nos servirán para este propósito, ver figura 6.

Sean:

- $P_v$  : Presión del viento sobre área proyectada de superficie cónica =  $7.32 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>

- $Q_v$  : Carga viva sobre la proyección horizontal  $14.58 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>

- $Q_m$  : Carga muerta ( $7.85t \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>2</sup>)

- $t$  : Espesor de la placa del techo

- $Q_{tmv}$  : Carga total =  $Q_m + Q_v + P_v$

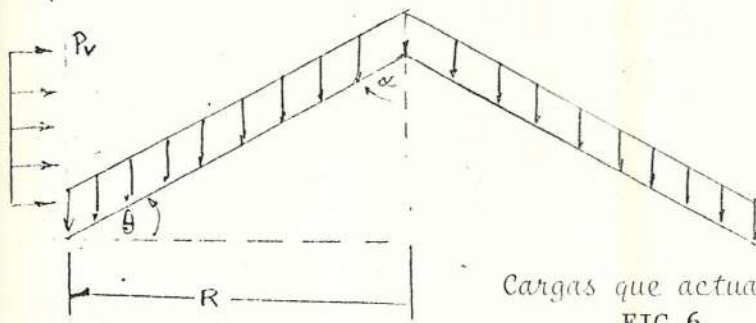
por lo tanto:

$$Q_{tmv} = (7.85t + 7.32 \tan(\theta) t + 14.58) \times 10^{-3}$$

$$Q_{tmv} = (7.85t + 15.8) \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ de área de Techo}$$

Con estos datos estamos en condiciones de diseñar el techo..

#### DISEÑO DEL TECHO SOPORTADO POR VIGAS



Cargas que actúan en el techo  
FIG. 6

FIG. 7

Mientras más vigas se dispongan radialmente, mejor características de conicidad presenta.

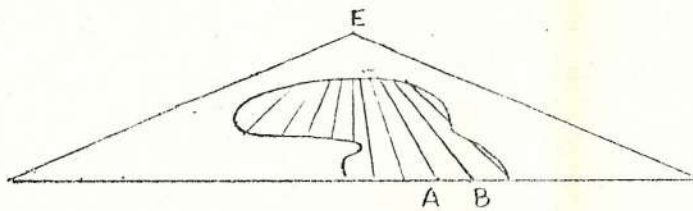
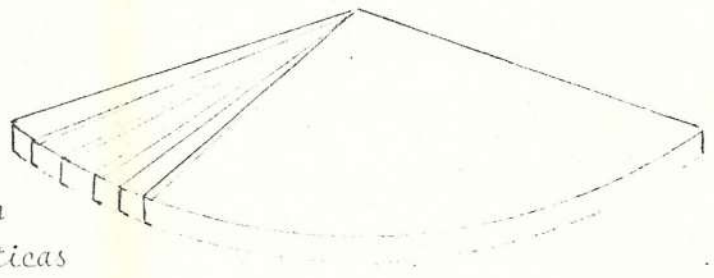
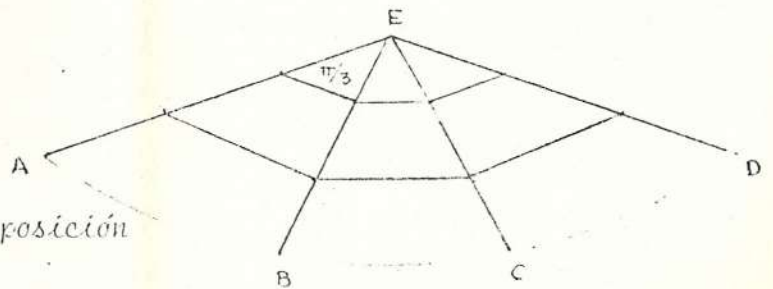


FIG. 8

Esta disposición resulta más económica.

FIG. 9

No es conveniente esta disposición



Decimos soportado pero cómo?

Sabemos que un cono es una recta en forma de generatriz que gira alrededor de su extremo superior es decir, se trata de un cono perfecto. En otras palabras un cono se forma con la mayor cantidad de generatrices posibles. Si estas generatrices las reemplazamos por vigas, tendremos al final un cascarón de revolución cuyo espesor es la profundidad de la viga (fig. 7). Pero realizar este trabajo sería demasiado costoso. Lo que se hará es colocar vigas con cierta separación angular entre si y colocar encima de ellas una lámina de tal espesor que cumpla con los requerimientos de deflexión máxima, tal como lo muestra la fig. 8.

Trabajando de esta manera el espesor de la lámina del techo requerido será menor que la correspondiente a la de teoría de cascarones (sin vigas) a pesar de que en peso total las dos formas varían poco. Sin embargo ésta fig. 8 se la prefiere por su facilidad en el montaje y mano de obra más barata. De experiencias vivida en este campo se ha llegado a "armar" techos de 16 m de diámetro con esta distribución en el lapso

de 3 días con 3 hombres, trabajando 10 horas diarias sin disponer de grúa.

El ángulo entre vigas radiales debe ser tal que no permita una deflexión notoria. Veamos el siguiente caso, fig.9, pag.55.

Para una distribución de vigas como se muestra en la fig.9 la porción AEBA es casi plana quedando el trabajo final como un edro de 6 lados, cuando el diámetro del cono es muy grande, además de que los esfuerzos en las vigas radiales son mayores que los de las vigas de amarre. En relación al caso anterior, quizás lleven la misma cantidad de materiales pero el primero (fig.8) tiene una distribución mejor que lo asemeja más a un cono de revolución.

Intentemos, pues, con un ángulo de tal forma que el arco AB de la fig.8 sea menor o igual que 1.22m. y en algún momento necesitaremos que este ancho se apoye sobre dos vigas. Con un ángulo

$AEB = 15$  gr. se obtiene que  $AB = 1.09$  m. Fijada ésta condición se procederá a encontrar el espesor  $t$  de la lámina del techo, para conocer

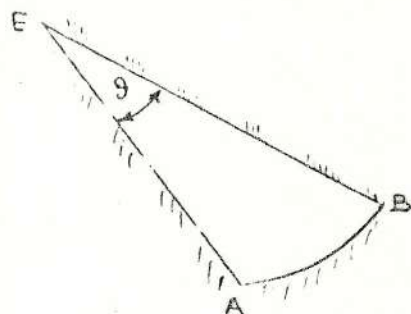
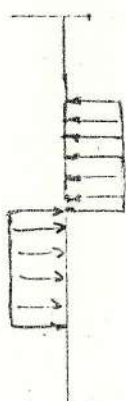
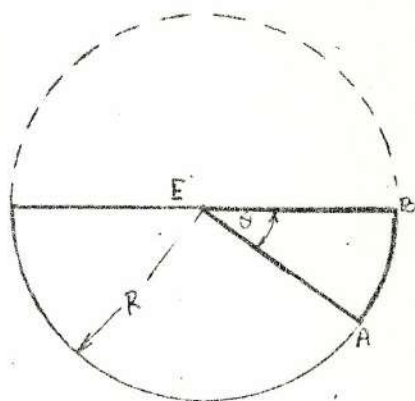
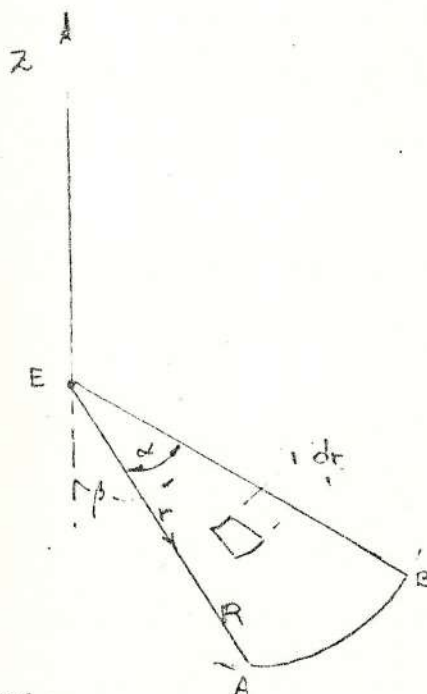


FIG.10 Porción cónica sombreada de la fig.8

FIG.11 Coordenadas polares para el problema de la fig.10



FIGS. 12a,b Placa en forma sector circular

el peso que soportarán las vigas.

Tomemos la porción AEBA de la superficie cónica sombreada de la figura B representada en la fig.10, pag. ant, EB y EA son las vigas radiales de techo, Beta el ángulo AEB = 15 gr. A través de la longitud EA y EB la lámina esta sujeta elásticamente (no hay empotramiento perfecto) en un 75% de rigidez. El arco AB esta sujeto también en un 90%. Prácticamente el espesor de la placa AEBA se relaciona con el corrimiento o deflexión máxima debido a la carga Q uniformemente distribuida.

Para este problema se utiliza generalmente la solución de la ecuación diferencial de Lagrange que relaciona la deflexión en cualquier punto de la placa con las cargas a que este sometida (5) que se la representa en la ec.4.2.1.1

$$\frac{d^4w}{dx^4} + \frac{2d^4w}{dx^2dy^2} + \frac{d^4w}{dy^4} = \frac{q}{D} \quad 4.2.2.1$$

de donde w : la deflexión

q : carga total por unidad de área

y  $D$  : Rigidez a la flexión de una placa

$$D = E \times t^3 / [12 (1+\nu^2)]$$

Esta ecuación diferencial de las placas ha sido resuelta sólo para el caso de formas relativamente simples y para ciertos tipos simples de cargas.

Para el problema de la fig.10 tomamos como referencia las coordenadas polares, ver fig.11, pag58

Para esto supondremos que la superficie EAB es plana, de este modo la ecuación 4.2.1.1 se transforma en :

$$\Delta \Delta w = q / D \quad 4.2.1.2$$

donde el operador  $\Delta$  es :

$$\Delta = \frac{d^2}{dr^2} + \frac{d}{rdr} + \frac{d^2}{r^2 d^2}$$

En el caso de que el extremo circular de la fig.11 este empotrado las condiciones de borde

$$(w)_{r=a} = 0 \quad (dw/dr)_{r=a} = 0 \quad 4.2.1.3$$

Y para simplemente apoyado:

$$(w)_{r=a} = 0 \quad M_r)_{r=a} = 0 \quad 4.2.1.4$$

aquí  $M_r$  es el momento radial por unidad de longitud cuyo valor es:

$$M_r = -D \left[ \frac{d^2 w}{dr^2} + \nu \left[ \frac{dw}{r dr} + \frac{d^2 w}{r^2 dr^2} \right] \right] \quad 4.2.1.5$$

La solución general de la ecuación 4.2.1.2 es de la forma :

$$w = w_0 + w_1$$

En el cual  $w_0$  es una solución particular de la misma y  $w_1$  es la solución de la ecuación homogénea asociada. La solución dada por A. Clebsch (5), ec.4.2.1.6

$$w_1 = R_0 + \sum_{m=1}^{\infty} R_m \cos(m\theta) + \sum_{m=1}^{\infty} R'_m \sin(m\theta)$$

, donde  $R_0, R_1, \dots, R'_1, R'_2, \dots$  son funciones de la distancia radial  $r$ , solamente.



Reemplazando cada una de las series en la ecuación homogénea asociada a 4.2.1.2, se obtiene una solución general para  $m > 1$  :

$$R_m = A_m r^m + B_m r^{-m} + C_m r^{m+2} + D_m r^{-m+2} \quad 4.2.1.7$$

Las constantes  $A_m, B_m, \dots, D_m$  en cada caso particular deben ser determinadas para satisfacer las condiciones de borde.

Desarrollemos, entonces la solución general para una placa con la forma de sector, en la que los bordes rectos de la misma están simplemente apoyados (experimentos hechos por Nádai, (5)). El extremo circular, como condición del problema está empotrado. En la realidad ni está empotrado totalmente, ni tampoco está simplemente apoyado. Lo más conveniente es encontrar una solución media entre ambas, pero para ello tendremos que hallar dichas soluciones en forma separada. Consideremos el sector AEB cuyos bordes radiales fig.12a, pag.58, forman un ángulo teta determinados. Los lados rectos EB y EA están simplemente apoyados. La carga distribuida es representada en tal caso por la serie de Fourier fig.12b.

$$q = \sum_{m=1,3,5} \frac{4q}{m(\pi)} \sin(mk\theta) \quad (a)$$

donde :  $\theta = \pi/k$  siendo  $k$  un número entero positivo (1,2,3...) y la ecuación diferencial de la deflexión de la superficie es:

$$\Delta \Delta w = \sum_{m=1,3,5} \frac{4q}{m(\pi)} \sin(mk\theta) \quad (b)$$

La solución particular de esta ecuación que satisface las condiciones de borde a lo largo de los radios EA y EB es:

$$w_0 = \sum_{m=1,3} \frac{4q r^4 \sin(mk\theta)}{m(\pi) [16 - m^2 k^2] [4 - m^2 k^2] D}$$

La solución de la ecuación diferencial homogénea asociada a 4.2.1.2 que satisface las condiciones a lo largo de los radios EA y EB es según 4.2.1.8:

$$w_1 = \sum_{m=1,3,5} [A_m r^{mk} + B_m r^{m(k+2)}] \sin(mk\theta) \quad (d)$$

Combinando las expresiones (c) y (d) obtenemos la expresión completa para la deflexión  $w$  de un sector singular de ángulo  $\pi/k$ .

Las constantes  $A_m$  y  $B_m$  son determinadas para cada caso particular de las condiciones a lo largo de la frontera circular de la placa. En consecuencia, en el

1er. caso. Con borde circular apoyo simple

$$w|_{r=a} = 0$$

$$\frac{d^2 w}{dr^2} + \nu \left\langle \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} + \frac{1}{r^2} \frac{d^2 w}{d\theta^2} \right\rangle_{r=a} = 0 \quad (e)$$

Sustituyendo la suma de las series (c) y (d) por  $w$  en estas ecuaciones se obtienen los siguientes resultados para  $A_m$  y  $B_m$  :

$$A_m = \frac{q a^4 [mk + 5 + \nu]}{a^{m(k+2)} m \pi [16 - m^2 k^2] (2 + mk) [mk + 5(1 + \nu)] D}$$

y para ,

$$B_m = - \frac{q a^4 [mk + 3 + \nu]}{a^{mk+2} m(\pi) (4+mk) [4-m^2k^2] [mk+0.5(1+\nu)] D}$$

Con los valores de las constantes, la expresión para la deflexión de la placa se transforma en:

$$\begin{aligned} & \frac{q a^4}{D} \sum_{m=1,3,5} \frac{r}{a} \frac{1}{m(\pi) [16-m^2k^2] [4-m^2k^2]} + \\ & + \frac{r}{a} \sum_{m=1,3,5} \frac{[-]^{mk} (mk + 5 + \nu)}{m(\pi) [16-m^2k^2] (2+mk) [mk+0.5(1+\nu)]} + \\ & + \frac{r}{a} \sum_{m=1,3,5} \frac{[-]^{mk+2} (mk + 3 + \nu)}{m(\pi) (4+mk) (4-m^2k^2) (mk+0.5(1+\nu))} \sin(mk\theta) \end{aligned}$$

donde  $k = 1, 3, 5, 6, 7, 8, \dots$

y  $\theta = \pi/k$  : ángulo del sector circular en cuestión

Como podemos observar, se ha omitido expresamente los valores para  $k=2$  y  $k=4$ , ya que en estos puntos la función no es continua, pero de la ref. 5 pg.297, se dan algunos valores para estos casos en la tabla 65.

La expresión final para la deflexión en un punto dado pueden ser representadas en cada caso particular por la siguiente fórmula :

$$w = \text{alfa } q a^4 / D \quad 4.2.1.10$$

Donde el valor alfa esta en la tabla 65 (5), con algunas relaciones de  $r/a$ , y son tomados a lo largo del eje de simetria del sector.

Del mismo modo para el,

2do.-caso. Con borde circular empotrado, bordes rectos simplemente apoyados.

$$w)_{r=a} = 0 \quad dw/dr)_{r=a} = 0$$

Sustituyendo las series (c) y (d) anteriores en la ecuación diferencial de la deflexión, se obtienen  $A_m$  y  $B_m$ , las que reemplazada en la misma nos queda:

$$w = \frac{q a^4}{D} \left[ \frac{r^4}{a^4} \frac{1}{m \pi [16 - m^2 k^2][4 - m^2 k^2]} + \right. \\ \left. + \frac{r^{mk}}{a} \frac{2(2 - mk)}{m \pi [16 - m^2 k^2][4 - m^2 k^2]} + \right. \\ \left. + \frac{r^{mk+2}}{a} \frac{2(4 - mk)}{m \pi [16 - m^2 k^2][4 - m^2 k^2]} \right] \sin mk\theta$$

Pero recordemos que los bordes rectos EA y EB

irán sujetos a lo largo de las vigas EA y EB fig.13,pag.68 es decir no tienen una condición de apoyo enteramente soportada. Debido a las sujetaciones se producirán momentos flexionantes en la placa, en dichos bordes rectos. Por lo tanto hay que considerar la otra posibilidad para hallar el promedio de ambas ya que estamos en un típico caso de "empotramiento elástico". Resolver dicho problema con bordes rectos empotrados es un problema bastante complicado, la bibliografía es bastante escasa para poder tratar el tema.

En su lugar se presentará una solución que puede ser bastante aproximada, esto es por analogía con una placa rectangular con carga distribuida lineal. Para hacer esta analogía debemos tener resultados para poder compararlos.

La fig.14,pag.65 muestra un sector circular de ángulo  $teta$ , con todos sus bordes simplemente apoyados, sometida a una carga  $q$  uniformemente distribuida. Podemos decir que su correspondiente análoga es una placa sometida a una carga linealmente distribuida, con los bordes apoyados fig.15, pag.65, con un área equivalente. la cual como es obvio tendrá un

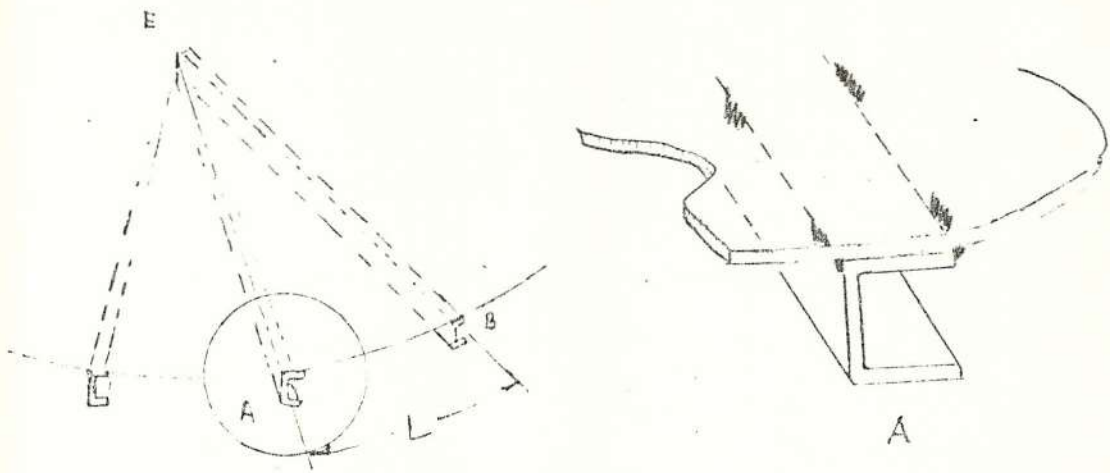


FIG. 13

Modo de sujeción de los bordes rectos

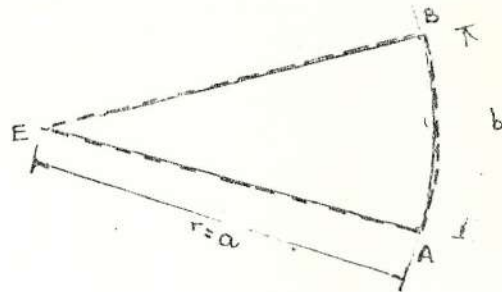


FIG. 14

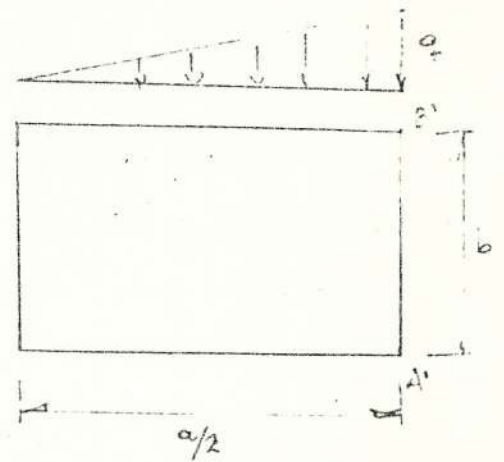


FIG. 15

PRIMER CASO

Analogía entre los extremos simplemente apoyados de las dos figuras.

mismo peso.

Del mismo modo la fig. 16 es análoga a la de la fig. 17 es decir el arco AB es equivalente a la longitud A'B' para este caso dichos bordes están empotrados y las líneas punteadas hablan del apoyo.

Necesitamos una condición media entre las figuras 18 y 19.

Por consiguiente, por analogía, podemos decir que la fig. 20 es aproximadamente igual a la fig. 21.

En la tabla VI se dan las deflecciones para cada caso.

Analizando los valores de la constante alfa en la tabla notamos que la relación entre los casos 2a y 1a es de 0.836. De manera análoga entre los casos 2 y 1 es de 0.86. Como se puede apreciar la relación entre ambos casos, el del sector circular y el de la placa rectangular para un mismo peso y sujeto a condiciones similares es prácticamente la misma puesto que una diferencia de sólo el 3% entre ambas relaciones, es despreciable.

-Conclusión :



ANALOGIA ENTRE UN SECTOR CIRCULAR  
Y UNO RECTANGULAR DE AREA EQUIVALENTE

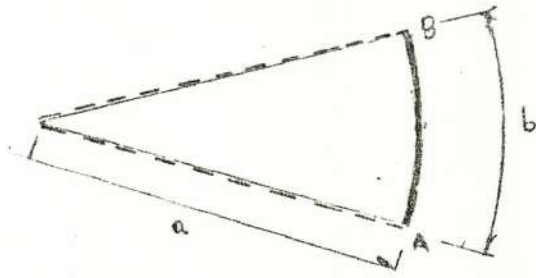


FIG. 16

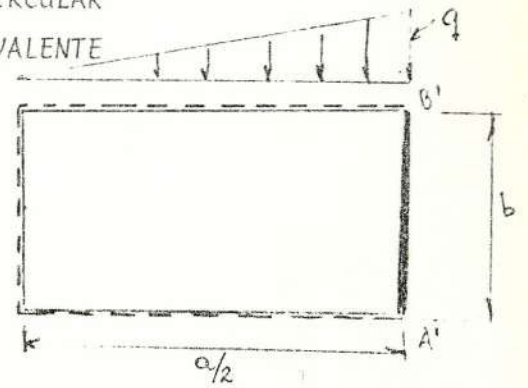


FIG. 17



FIG. 18



FIG. 19

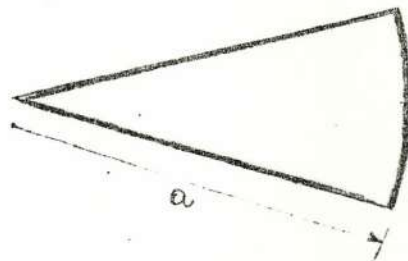


FIG. 20

≈

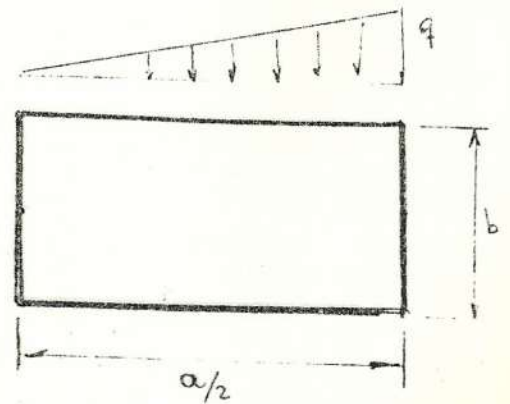
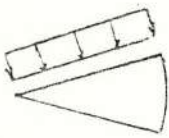
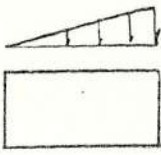
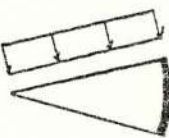
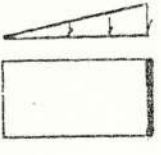
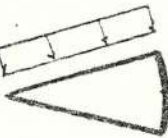
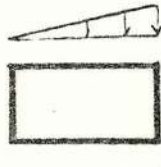


FIG. 21

					
1	1a	2	2a	3	3a
BORDES SIMPLEMENTE APOYADOS		EXT. CIR. EMP. BORDES RECTOS APOYADOS	3 BORDES APOY. 1 IZQ. EMP.	TODOS LOS BORDES EMPOTRADOS	
$\pi/k=15^\circ; k=12$	$a/2b=1.93$	$\pi/k=15^\circ; k=12$	$a/2b=1.93$	$\pi/k=15^\circ$	$a/2b=1.93$
$r/a=0.8$	$x/a/2=0.6$	$r/a=0.8$	$x/a/2=0.6$		$x/a/2=0.6$
for.4.2.1.9	tab.17(ref. 5)	for.4.2.1.10	tab.34(ref.5)	¿?	tab.36 (ref.5)
$\alpha =19.95E-6$	$23.33E-6 = \alpha$	$17.19E-6 = \alpha$	$19.51E-6 = \alpha$		$10.53E-6 = \alpha$
$\alpha qa^4/D = \omega$	$\alpha qa^4/D = \omega$	$\alpha qa^4/D = \omega$	$\alpha qa^4/D = \omega$		$\alpha qa^4/D = \omega$

T A B L A VI

VALORES DE ALFA PARA LAS DIFERENTES CONDICIONES DE APOYO  
DE PLACAS DE AREAS EQUIVALENTES.

"Puesto que entre el caso 3a y 2a (entre placas rectangulares) hay una relación de 0.54. De la misma manera concluiremos que entre el caso 3 y el caso 2 habrá una relación similar, digamos de 0.56, con un posible error de más o menos del 5%

Por lo tanto el valor correspondiente para alfa en  $r/a$  igual 0.8 (frontera de la máxima deflección), es de  $9.62 \times 10^{-6}$  para un teta igual a  $\pi/k = 15$  gr, esto es para  $k=12$ ".

En el caso extremo en que  $k=1$ , esto es  $\text{teta}=\pi$ , haciendo una comparación similar, guardando las características del sector, así como el área de la misma se obtiene una relación equivalente a 0.6 (cabe anotar que el valor de alfa no esta en el orden que para ángulos menores aunque las relaciones sean casi similares).

Como se puede apreciar la relación entre un sector circular con bordes rectos apoyados y bordes circular empotrados respectos al mismo sector pero con todos los bordes empotrados varía desde:

0.56 para  $k=12$

y 0.60 para  $k=1$

de donde aplicando la fórmula de la razón

aritmética nos queda que:

$$\text{razón} = 0.00363$$

Ahora si llamamos a:

s.c.e : sector con borde circular empotrado

s.c.a : sector con borde circular apoyado

entonces, ec.4.2.1.11

$$s.c.k = s.c.e/s.c.a)_k = 0.6 - 0.00363(k-1).$$

Este factor multiplicará a la fórmula de la 4.2.1.10 y se obtendrá la deflexión del sector circular con sus bordes empotrados. En forma abreviada:

$$w_{s.c.e} = [s.c.e/s.c.a]_k \text{ alfa } qa^4/D \quad 4.2.1.12$$

Pero como se dijo anteriormente hay un empotramiento elástico equivalente al 75% del perfecto, en consecuencia:

$$w_{elam.} = [1-.75]w_{s.c.a} + .75w_{s.c.e} \quad 4.2.1.13$$

donde  $w_{s.c.a}$  es la deflexión para un sector circular con bordes rectos apoyados y borde circular empotrado (ec.4.2.1.10). Por lo tanto la ec.4.2.1.13 toma la siguiente forma:

$$w_{el, \max} = w_{s.c.a} [0.25 + 0.75(s.c.e/s.c.a)_k] \quad 4.2.1.1$$

Que es la relación que se utilizará para el cálculo de la deflexión de un sector circular con empotramiento elástico, motivo del presente análisis en cualquier punto del mismo.

#### DEFLEXION MAXIMA DEL TECHO

Es común en el cálculo de deflexiones de vigas que se encuentran simplemente apoyadas considerar como criterio de diseño la deflexión permisible como:

$$w_{\max} \leq L / 360$$

donde  $L$  es la luz de la viga. Sin embargo esta deflexión a veces puede ser excesiva ya que por lo regular es necesario sentirse seguro si el servicio que va a prestar tiene que ver con personas. De experiencias en este campo se toman 3 mm como límite.

Para la deflexión de la placa de techo usaremos el mismo criterio ya que por lo regular los esfuerzos estarán muy por debajo de los fijados para diseños.

De esa manera si tomamos en consideración la fig.22 la longitud que tendríamos que tomar en cuenta sería aquella en la cual ocurre la máxima deflexión y ya que justamente la parte que va a impedir que se deflexione más la placa es el lado más corto.

Adoptando este límite y con ayuda de la expresión 4.2.1.10 para el cual alfa es  $17.19 \times 10^{-6}$  con  $r/a$  igual a 0.8 y  $\theta = 15$  gr. por tanto  $k=12.5$  se obtiene de la ec.4.2.1.14:

$$w_{máx} = 0.2857 \text{ cm.}$$

para  $q = (15.8 + 7.85t) 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$

$$t = 0.5 \text{ cm}$$

$$a = Rt = 417 \text{ cm}$$

$$s.c.e/s.c.a)_{10-12} = 0.56$$

por lo tanto:

carga muerta = peso de láminas de techo

$$q_m = 7.85t \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_m = q_m \times \text{area}$$

se obtiene

$$Q_m = 4232 \text{ kg.}$$

Este peso  $q_m$  adicional a la carga viva  $q_v$  y de viento  $p_v$  representada por  $q_{tmv}$  tendrán que ser soportadas por las vigas radiales de techo.

Para dicho cálculo nos basaremos en el área tributaria que cada viga está soportando. En este caso la viga soporta una carga distribuida lineal equivalente a:

$$q' = q_{tmv} \times b \quad (\text{kg/cm})$$

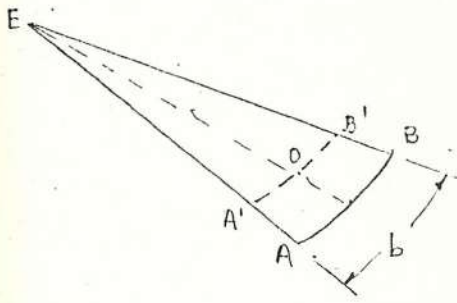
donde \*

$$b = \text{arco } A'A'' \quad (\text{fig 22})$$

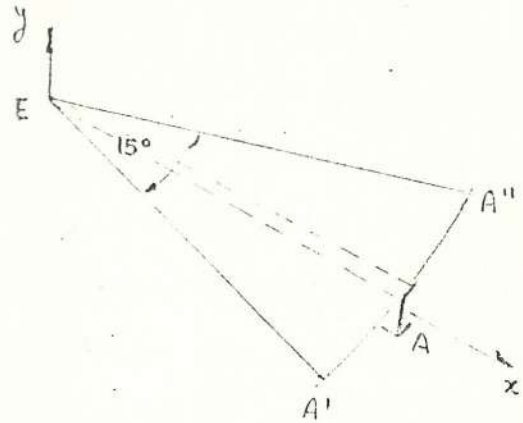
por tanto  $b = 109.6 \text{ cm}$

#### DISEÑO DE LAS VIGAS DE TECHO

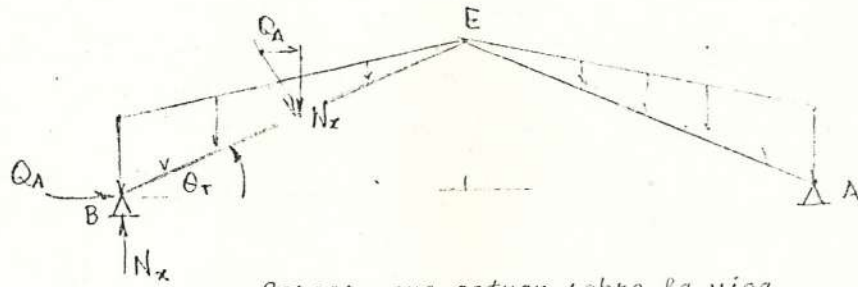
Tomando la expresión  $q' = 2.17 \text{ kg/cm}$  (uniformemente variada) y analizando la fig.23 se puede decir que el área en consideración representa el área tributaria de techo la cual es soportada por una viga tal como la EA de peso despreciable con respecto a la carga que estará sometida. Así como EA hay 23 vigas más que están soportando el peso de techo  $q_m$  más las cargas vivas y de viento, esto es  $q'$  descrita anteriormente.



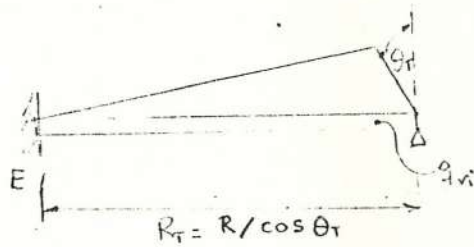
La máxima deflexión ocurre en O  
FIG.22



Area tributaria de la viga  
FIG.23



Cargas que actúan sobre la viga  
FIG.24



Condiciones de apoyo de la viga  
FIG.25



Diagrama de cuerpo libre  
FIG.26



De esta manera la condición de carga en el techo apoyo simple mostrado lo es en un 75% ya que todo el contorno es soldado, pero por la dilatación de la parte cilíndrica a la que irá conectado se producirá cierto giro que equivale a un 25% de la condición de empotramiento. Consideremos la viga EA de las figs. 25 y 26. La ecuación de la elástica para ambas es 4.2.1.15:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M - \frac{q'x^3}{6R/\cos(\text{teta})} + V_{ex} + \frac{q'(x-R)^3}{6(Rt-R)\cos(\text{teta})}$$

que según la condiciones de borde:

$$x = 0 \implies y' = 0, y = 0$$

$$x = Rt \implies y'' = 0, y = 0$$

se deducen, ecs. 4.2.1.16

$$VE = 1/4 * q' * R / \cos(\text{teta}) * (9/10)$$

$$ME = 1/12 * q' * R^2 / (\cos(\text{teta})^2) * 7/10$$

$$VA = q' * R / 2/\cos(\text{teta}) - VE$$

Con los sentidos y giros indicados.

Además se ha omitido el peso propio de la viga para este cálculo por ser muy bajo y con poca incidencia sobre los resultados.

Para el caso de la figura 23 en la que el borde A fuese empotrado las condiciones de borde serían

$$x = 0 \quad \implies \quad y' = 0, \quad y = 0$$

$$x = R_t \quad \implies \quad y' = 0, \quad y = 0$$

de las que resulta las ec.4.2.1.17:

$$V_E = 3/20 * q' * R / \cos(\text{teta})$$

$$M_E = 1/30 * q' * R^2 / (\cos(\text{teta})^2)$$

$$V_A = 1/2 * q' * R / \cos(\text{teta}) - V_E$$

y el punto para el cual ocurre la máxima deflexión, ec.4.2.1.18:

$$x^3 - 24/2 * R / q' * V_E * x + 24 * R/q' * M_E = 0$$

donde los valores de  $V_E$  y  $M_E$  son los valores con 25% apoyo empotrado y 75% apoyo simple.

En estas condiciones para una pendiente  $\text{teta} = 10\text{gr.}$ ,  $R = 412.3 \text{ cm}$  y  $q' = 2.17$  cumpliendo las

condiciones 75%

$$H_A = 4726.7 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = 0.05208 q'R^2 / [\cos(\text{teta})]^2 = 19694.5 \text{ kg cm}$$

$$V_A = 452 \text{ kg}$$

$$V_E = 0.20625 q'R / \cos(\text{teta}) = 186.8 \text{ kg.}$$

y de 4.2.1-15  $M_{ED} = 12857.1 \text{ kg cm}$  en  $x = 0.587R$

Además:

$$EIy = -M_E \frac{x^2}{2} - \frac{q'x^3 \cos(\text{teta})}{120 R} + \frac{V_E x^3}{6}$$

cuyo valor máximo es:

$$EIy = -q'R^4 / 527 \text{ kg cm}^2 \quad 4.2.1.19$$

Especificando una deflexión de tal manera que sea menor que  $L/360$ , digamos 4 mm, obtendremos:

$$I \geq 141.5 \text{ cm}^4$$

Es decir, tendremos que elegir una sección que cumpla con este requisito.

El momento de inercia debe ser tal que cumpla con los siguientes requisitos:

- a.- No represente dificultad en el momento de realizar el decapado químico o mecánico de la vida, así como su posterior pintado, en todo instante debe tener partes que sean fácilmente accesible.
- b.- Que sea la más económica dentro del literal anterior
- c.- Que se le encuentre en el mercado sin ningún problema, y
- d.- Que cumpla con los requisitos de la American Institute of Steel Construction (AISC).

Para nuestro problema el perfil que cumple con estos requisitos es el canal C rolado en frío, cuyas dimensiones son : 12.5-5.0-0.4 cm. con un  $I$  igual a 192  $\text{cm}^4$  y un peso por unidad de longitud,  $q_v = 0.0665 \text{ kg/cm}$ .

Ahora nos toca saber si cumple o no con los requisitos de la AISC.

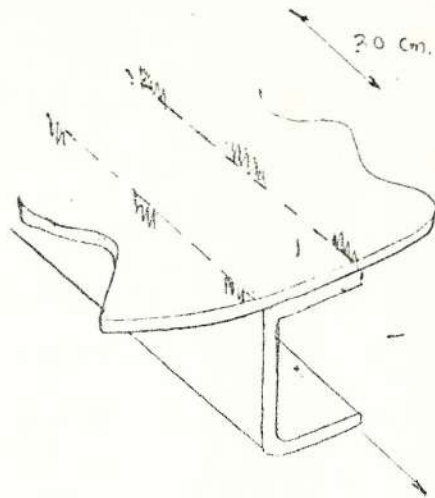
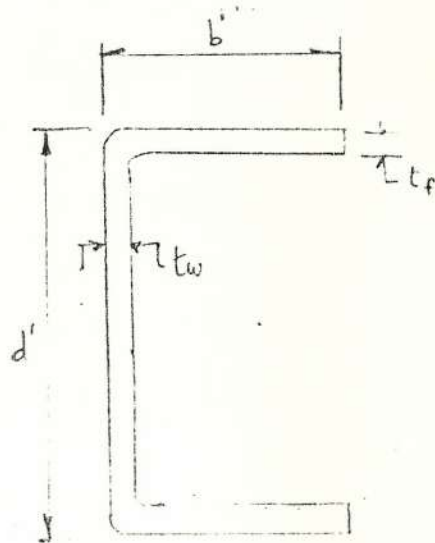
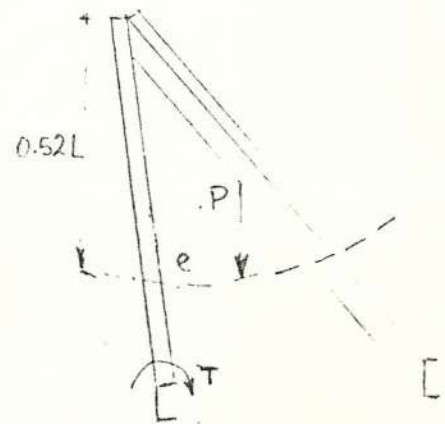


FIG. 27

Longitud entre apoyos laterales

El ala no rigidizada tiende a girar

FIG. 28



Dimensiones de la seccion de la viga  
FIG.29

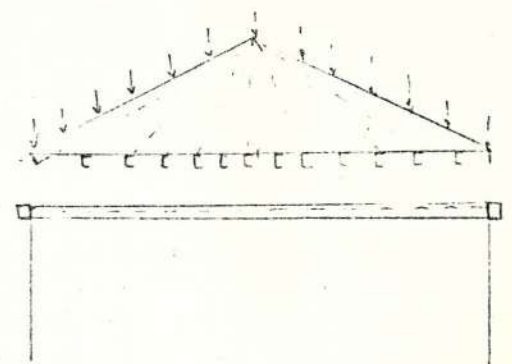


FIG.30

Carga que soporta el anillo rigidizante de techo.

Es práctica común arriostrar la viga con las láminas del techo en espaciamiento regulares cada 30 cm de centro a centro del tipo de junta que se utilice (perno a perno o de cordón de soldadura a cordón de soldadura, ver fig. 27).

Observando bien la distribución de puntos de unión puede decirse que se trata de un empotramiento elástico equivalente a un 80%. Lo único que impide que sea mayor es el torque  $T$  de la sección transversal ocasionado por una carga  $P$  de máxima deflexión a nivel de la plancha a una distancia  $e$  del centroide del canal, ya que inclusive la carga no se haya en el plano de corte del canal, ver fig. 28.

Resumen de datos para chequear si el canal es satisfactorio o no según la AISC.

$$M_E = -19695.0 \text{ kg cm}$$

$$M_A = 4726.7 \text{ kg cm}$$

$$R_A = 454.2 \text{ kg}$$

$R_{ha}$  : Fuerza axial entregada al cuerpo cilíndrico del tanque

$l$  : La longitud no arriostrada = 30 cm es decir la conexión le da apoyo lateral en el lado de compresión de la viga igual a  $l$ .

$L$  : la longitud del canal =  $R$

-Dimensiones y propiedades del canal, fig. 29:

$d = 12.5$  cm

$b = 5.0$  cm

$t_w = 0.4$  cm =  $t_f$

$S_x$  : Módulo de resistencia =  $30.7$  cm<sup>3</sup>

$A$  : Sección transversal =  $8.47$  cm<sup>2</sup>

$r$  : radio de giro =  $1.51$

Nomenclatura adicional

$f_a$  : Esfuerzo axial actual calculado ( $R_{na}/A$ ),  
kg/cm<sup>2</sup>

$f_b$  : Esfuerzo de flexión provocada por el mayor  
momento en la viga ( $M_E/S_x$ )

$F_a$  : Esfuerzo de compresión axial que sería  
permitido si sólo existiera carga axial

$F_b$  : Esfuerzo de flexión compresivo que sería  
permitido si sólo existiera carga axial

$k$  : Coeficiente que depende del tipo de conexión de  
la viga

$C_c$  : Razón de esbeltez de columna que separa  
zonas elásticas e inelásticas.

$F_y$  : Esfuerzo de fluencia del material de la  
viga  $2400$  kg/cm<sup>2</sup> ( $34.14$  kips/plg<sup>2</sup>).

a.- La fórmula a utilizarce para vigas sometidas

a esfuerzos de flexión y axiales es la 1.6-1a y 1.6-1b del manual cuando  $f_a/F_a \leq 0.15$ . En caso contrario la 1.6-2

asi...

$$f_a = R_{na} / A = 6.14 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de  $F_a$ :

$$kl/r = 16.1$$

$$C_c = [2 \pi^2 E / F_y]^{0.5} ; C_c = 131.4$$

Ya que  $kl/r < C_c$  se utiliza la fórmula 1.5-1 del manual y se obtiene:

$$F_a = 1391.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (19.79 k/plg}^2\text{)}$$

puesto que  $f_a/F_a \ll 0.15$  se utiliza la fórmula 1.6-2

$$f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} \leq 1$$

De donde podemos omitir la relación  $f_a/F_a$ .

En consecuencia:

$$f_b = M_x / S_x = 634.6 \text{ Kg/cm}^2$$



Para hallar el valor de  $F_b$  tenemos que conocer si la viga tiene apoyo lateral completo en este caso se presentan tres alternativas; que la viga sea compacta, semicompacta o no compacta. En cada caso hay un valor de  $F_b$  asociado que varía entre  $0.66F_y$  y  $0.6F_y$  (sec. 1.5.1.4 AISC).

Si no tiene apoyo lateral completo se presentan 3 casos:

1.-  $l < l_e$  ; la viga se comporta como si tuviera apoyo lateral completo con la misma variación de  $F_b$  vista anteriormente.

2.-  $l_e < l < l_u$  ; donde  $l_u$  es la máxima longitud sin apoyo lateral en el ala de compresión por el cual el esfuerzo de flexión permisible puede ser tomado como  $0.6F_y$ .

3.-  $l > l_u$  ; se siguen los requerimientos de la sec.1.5.1.4.5 (AISC).

de donde:

$$l_e = 352r_y / F_y \quad l_e = 3Er_y t_f / (F_y d)$$

Se escoge la que menor  $l_e$  nos proporcione. Por lo tanto :

$$l_e = 90.9 \text{ cm (35.8 pulg.)} > 30 \text{ cm}$$

por lo tanto cae en el primera categoría sin apoyo lateral completo . De ahí que se analizará según el tipo de viga que es.

De la sección 1.5.1.4.1 AISC tenemos que:

1.-Las alas serán continuamente conectadas al alma? si

2.-  $b/(2t_f) \leq 65/F_y^{-2}$  ;  $6.25 < 11.12$  O.K

3.-  $(d-t_f) / t_w < 640/F_y^{-2}$  ;  $30.25 < 109.5$  O.K

4.-  $l=30$  cm debe ser menor que

$$\frac{76b}{F_y^{-2}} \leq \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \quad \text{En la que } A_f : \text{ Area del ala de compresión}$$

$$A_f = b(t_f) + (d/2)t_w / 3 ; \quad A_f = 2.83 \text{ cm}^2$$

Si reemplazamos los valores obtenidos, concluiremos que la longitud no apoyada es satisfactoria, por consiguiente  $F_b = 0.66F_y$  es decir se trata de un perfil compacto y  $F_b = 1584 \text{ kg/cm}^2$  ( $22.5 \text{ kips/pg}^2$ ).

Reemplazando en 1.6-2 AISC se obtiene que  $f_b/F_b$  es menor que 1.

En consecuencia el canal elegido es satisfactorio para las condiciones del problema.

Ahora es cuando se incluye el factor de

corrosión de 1 mm por lo menos para las correas. Por tanto el nuevo canal debe ser 12.5-5.0-0.5 y por razones obvias bajo las condiciones propuestas esta sección también es satisfactoria. Cabe indicar que las láminas del techo tienen ya su factor incluido ya que debe recordarse que se supone que la porción de planchas entre 2 vigas radiales consecutivas, convorã por efecto de la conicidad, disminuyendo su deflexión y por ende el espesor de la placa.

Inclusive puesto que por lo regular los canales tiene buen peralte el momento de Inercia será más grande que el que en realidad se necesite, tal como sucedió con el ya revisado. En consecuencia no estaremos cometiendo ningún error al dejar el canal 12.5-5.0-.4 .

De esta forma el peso total que tendrá que soportar el cilindro como carga muerta es (fig.30):

$$\text{Peso} = q_m A_{\text{cono}} + n_v q_{v1} R_c$$

en la que :  $n_v$  es el número de vigas de techo

$q_{v1}$  peso de cada viga por cm

Re generatriz del cono  
por consiguiente:

Peso = 2779 kilos

Este peso podríamos reducirlo aún más si aumentamos el número de vigas, disminuyendo el espesor de la placa. Intentemos con un nuevo ángulo entre vigas  $teta = \pi/k$  donde  $k$  sea 18 y  $teta = 10$  gr. Es decir, dividimos el techo de forma cónica en 36 partes iguales. De este modo y con ayuda de las ec. 4.2.1.10 y 4.2.1.14 obtenemos los siguientes resultados

área de techo	542236.4	cm <sup>2</sup>
arco de borde, b	73.1	cm
alfa	4.7E-6	
espesor de placa, t	0.4	cm
deflección, w	0.145	cm
carga muerta mas viva por area	0.01894	kg/cm <sup>2</sup>
Peso de láminas en el techo, Pt=1703.	kg	
-Correas de techo		
carga sobre la viga por uni.long. q'	1.384	cm
Canal	10 - 5 - .4	
peso por uni.longitud, qv	0.0603	kg/cm



Número de canales, $2k=n_c$	36	uni.
Peso total canales, $P_c$	894.8	kg.
Momento extremo en la viga	3362.0	kg cm

Peso parcial de placas y vigas 2597.8 kg.

Por lo tanto el nuevo diseño se justifica trabajando con una separación tal que el arco descrito por el borde exterior del techo, b oscile en los 73 cm.

#### DISEÑO DEL ANILLO O RIGIDIZANTE

O elemento de unión entre techo y cilindro del tanque.

Es común en el diseño de tanques metálicos colocar como medio de fijación entre el techo del mismo y el cuerpo cilíndrico, un anillo rigidizante que nos servirá para absorber el momento y la fuerza de empuje producidos en la unión a causa justamente de la inclinación del techo, fig.31. En la fig.32 como se puede apreciar, la fuerza de compresión  $N_x$  actúa directamente sobre el cuerpo cilíndrico y esta misma fuerza se descompone en dos componentes,

$N_{xv}$  y  $N_{xh}$ . A su vez la componente de  $N_{xh}$  produce un empuje radial directamente al anillo de refuerzo cuyo valor depende de la inclinación del techo.

Por trigonometría se obtiene que:

$$Q_m = N_x \operatorname{sen}(\text{teta}) \operatorname{cos}(\text{teta}) \quad 4.2.1.20$$

en la que  $Q_m$  es el empuje y  $N_x$  es :

$$N_x = qtmv(\text{area de techo}) / (2\pi R) \quad 4.2.1.21$$

Además de la misma fig.32 puede observarse que el anillo se encuentra sometido a un momento torsor por unidad de longitud, causado por el empotramiento parcial del sistema techo-viga en el extremo. Este momento se supone que actúa en la línea media de radio  $r$ , que se lo tomará como  $R$ , ya que las dimensiones del anillo comparadas con dicho radio son despreciables. Según (6), en las secciones sombreadas de la fig.33 debe existir un momento flector de valor  $(Mat * R)$ , al tomar momentos respecto al diámetro  $ox$ , el cual generará en la sección que se considera un esfuerzo normal cuyo valor es:

CARGAS QUE ACTUAN EN EL ANILLO RIGIDIZANTE

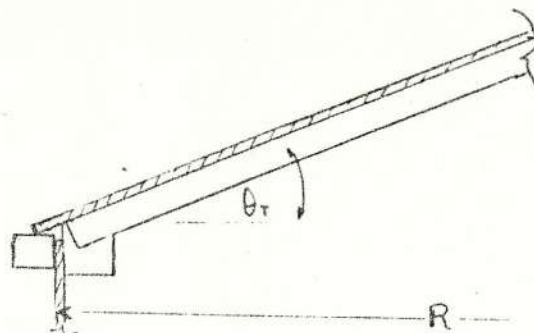


FIG. 31

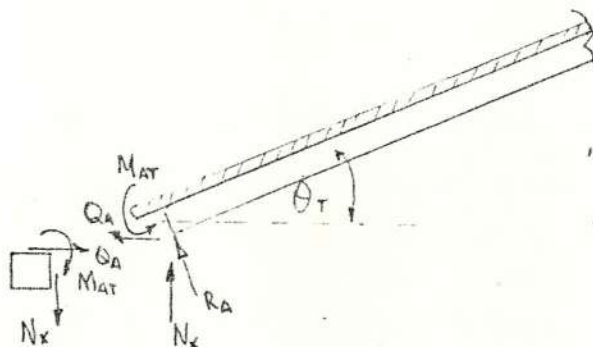


FIG. 32

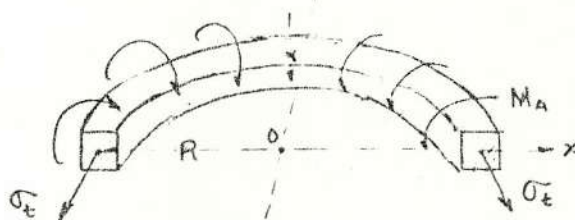


FIG. 33

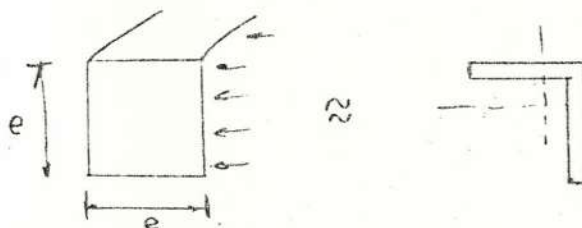


FIG. 34

$$\sigma)_n = (\text{Mat} * R) y / I_r \quad 4.2.1.22$$

donde "y" es la distancia del centroide de la sección a la fibra más alejado del eje de la misma

$I_r$  :Momento de inercia de la sección respecto al eje x, y

$$\text{Mat} = M_m / b \quad 4.2.1.23$$

$M_m$  es el momento en el extremo de la viga que al dividirlo para b, se lo distribuye uniformemente.

Ahora que el esfuerzo  $\sigma)_n$  no es el único que actúa, tenemos que considerar el esfuerzo normal de tensión que esta produciendo el empuje.

Para esto, como se aprecia en la fig.34, el anillo es en realidad un cilindro delgado sometido a presión interna  $p_i$ , esto es:

$$p_i = Q_m / e \quad ; e: \text{altura del anillo}$$

Por lo tanto el esfuerzo ocasionado según (6), pag 244



$$\sigma_{nt} = p_1 R / [(R+e)-R]$$

que simplificando se obtiene:

$$\sigma_{nt} = Q_a R / A_r \quad 4.2.1.24$$

en la que  $A_r$  es el área de la sección transversal del anillo.

Por consiguiente el esfuerzo normal de tensión será la suma de ambos, es decir:

$$\sigma_r = \sigma_n + \sigma_{nt} \quad 4.2.1.25$$

Esfuerzo que debe ser menor o igual a  $0.66F_y (=1584 \text{ kg/cm}^2)$ .

De esta manera se obtuvieron los siguientes resultados:

Momento torsor Mat	46.010	kg cm/cm
Empuje $Q_a$	0.220	kg/cm
-Anillo de refuerzo	6 6 .6	
peso por uni. long.	0.053	kg/cm
Long. del anillo	2591.0	cm
Peso total ángulo	139.8	kg
$N_x$	4.364	kg/cm

$$\sigma_{nt} = p_1 R / [(R+e)-R]$$

que simplificando se obtiene:

$$\sigma_{nt} = Q_a R / A_r \quad 4.2.1.24$$

en la que  $A_r$  es el área de la sección transversal del anillo.

Por consiguiente el esfuerzo normal de tensión será la suma de ambos, es decir:

$$\sigma_r = \sigma_n + \sigma_{nt} \quad 4.2.1.25$$

Esfuerzo que debe ser menor o igual a  $0.66F_y (=1584 \text{ kg/cm}^2)$ .

De esta manera se obtuvieron los siguientes resultados:

Momento torsor Mat	46.010	kg cm/cm
Empuje $Q_a$	0.220	kg/cm
-Anillo de refuerzo	6 6 .6	
peso por uni. long.	0.053	kg/cm
Long. del anillo	2591.0	cm
Peso total ángulo	139.8	kg
$N_x$	4.364	kg/cm

En la siguiente sección, para el análisis del cuerpo del tanque se hará un estudio aproximado de la unión techo-anillo-cilindro. Se supone actuando sólo la carga axial

Peso total del techo 2737.2 kg.

#### 4.2.2 DISEÑO DEL CASCARON CILINDRICO

De lo que se ha podido apreciar hasta el momento son las deformaciones y esfuerzos permisibles los que nos permiten hacer el diseño respectivo.

Para un cascarón cilíndrico necesitamos conocer todos los parámetros y variables que en ella se involucran tales como, momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas circunferenciales y longitudinales. La teoría de cascarones es un valioso recurso que nos encausará a la combinación de todas estas fuerzas para la obtención de las deformaciones y esfuerzos que se producirán.

En la fig.35. puede observarse, como ilustración un cuerpo cilíndrico y los parámetros mencionados en el párrafo anterior, en las que:

$N_x$  : Fuerza normal en la dirección longitudinal

$N_{\theta}$  : Fuerza normal en la dirección circunferencial

$Q_x$  : Fuerza cortante en la dirección radial

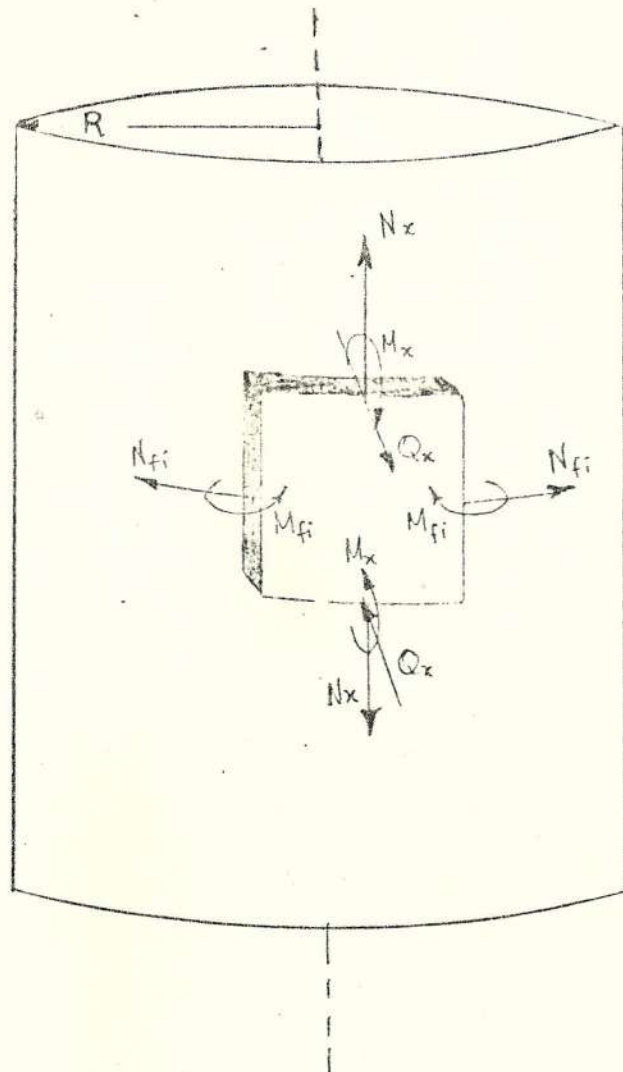


FIG. 35 Parámetros de un Cascarón Cilíndrico

$M_x$  : Momento flector longitudinal

$M_{\phi}$  : Momento flector circunferencial

Todas por unidad de longitud de circunferencia.

Además los esfuerzos en  $x$ , en  $\phi$  y radial son:

$$F_x = 6 M_x/t^2 + N_x/t$$

$$F_{\phi} = 6 M_{\phi}/t^2 + N_{\phi}/t \quad 4.2.2.1$$

$$F_r = (3/2)Q_x/t$$

respectivamente y  $t$  es el espesor del cascarón .

El esfuerzo permisible  $F_p$  para el diseño de tanques según la AWWA debe ser:

$$F_p = (\text{Eficiencia de junta})1054.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 0.85(1054.4) = 896.26 \text{ kg/cm}^2 \quad (12750 \text{ lbs/plg}^2)$$

Por otro lado:

$$N_{\phi} = -Ewt/R \quad 4.2.2.2a$$

$$Q_x = -D \frac{d^3w}{dx^3} \quad 4.2.2.2b$$

$$M_x = -D \frac{d^2w}{dx^2} \quad 4.2.2.2c$$

$$M_{\phi z} = vMx \quad 4.2.2.2d$$

de donde  $D$  es la rigidez a la flexión de una placa cuyo valor es:

$$D = Et^3 / [12(1-\nu^2)]$$

$\nu$ : la razón de poisson igual a 0.3 para el acero.

Ya que todas las fuerzas están en función de  $w$ , la ecuación diferencial que gobierna a los cascarones cilíndricos es (5).

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4B^4 w = \frac{Z}{D} \quad 4.2.2.3$$

en la que  $Z$  es la intensidad de carga que actúa en la dirección de la deformación, que para nuestro caso por tratarse de una carga hidrostática que varía con relación a  $x$  es:

$$Z = -p_w (d - x)$$

donde  $p_w$  es el peso específico del agua = .001

$d$  es la altura total del cuerpo cilíndrico

Como podemos ver la ec.4.2.2.3 tiene una solución homogénea y una solución particular asociada.

resolviéndola nos queda que:

$$w = e^{-Bx}(C_1 \cos Bx + C_2 \sin Bx) + e^{-Bx}(C_3 \cos Bx + C_4 \sin Bx) - p_w(d-x)R^2/(Et) \quad 4.2.2.4$$

En la cual  $C_1, C_2, \dots, C_4$  son las constantes de integración las cuales deben determinarse en cada caso particular de las condiciones de borde en los extremos del cilindro.

Los valores de  $B$  pueden escribirse así:

$$B^4 = Et / 4R^2D = 3(1 - \nu^2) / R^2t^2$$

que reemplazando el valor de  $\nu$  nos queda:

$$B = 1.2854 / (Rt)^{-0.5} \quad 4.2.2.5a$$

Como se puede apreciar el valor  $B^2t$  es constante para un cilindro de radio  $R$ .

Para la construcción de tanques de acero, como se dijo anteriormente, consta de láminas metálicas de espesores variables y de una altura

determinada (en nuestro caso planchas de 122 cm). Luego para cada porción cilíndrica se utiliza la ecuación 4.2.2.4. Y es una condición de que los efectos locales (solo en las juntas) debido a los parámetros indicados, producen eso, sólo flexión local, pero para esto debe cumplirse que  $L \leq 2\pi/B$ . Por lo tanto, cada porción cilíndrica tendrá en la mitad la misma deflexión y el mismo esfuerzo como un cascarón cilíndrico largo. De este modo, si cada porción de nuestro tanque cumple con el criterio de longitud mínima las constantes de integración C3 y C4 serán igual a cero disminuyendo por lo tanto el mínimo de incógnitas casi a la mitad. Es decir, para este caso particular de un cilindro constituido de 7 anillos cilíndricos superpuestos uno del otro nos darán:

14 constantes de integración desconocidas  
y 7 espesores

lo que da un total de 21 incógnitas, para la parte cilíndrica solamente.

El problema es algo complejo ya que cada segmento no se lo puede tratar independientemente, si no que es necesario



relacionarlo entre sí con el techo y con el fondo debido a la continuidad de carga.

Por lo tanto la ecuación de  $w$  queda:

$$w = e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) - p_w (d - x) R^2 / Et$$

La expresión  $p_w (d - x)$  es la presión en un punto cualquiera.

#### MOMENTO Y FUERZAS CORTANTES EN LAS JUNTAS

La fig.36 muestra cada segmento de pared sometido a diferentes momentos y fuerzas cortantes de discontinuidad debido a la diferencia de espesores existente entre ellos. Para la facilidad del cálculo programable se ha decidido colocar subíndices numéricos para cada anillo, de ese modo: El primer subíndice,  $I = 1$  indica que se trata de anillo superior y el segundo,  $J = I + 1$ , del inferior de tal manera que por ejemplo  $M_{I+1,I}$  representa el momento flector circunferencial de la junta entre el anillo  $I$  y el anillo  $J$ . De igual forma para el resto de parámetros.

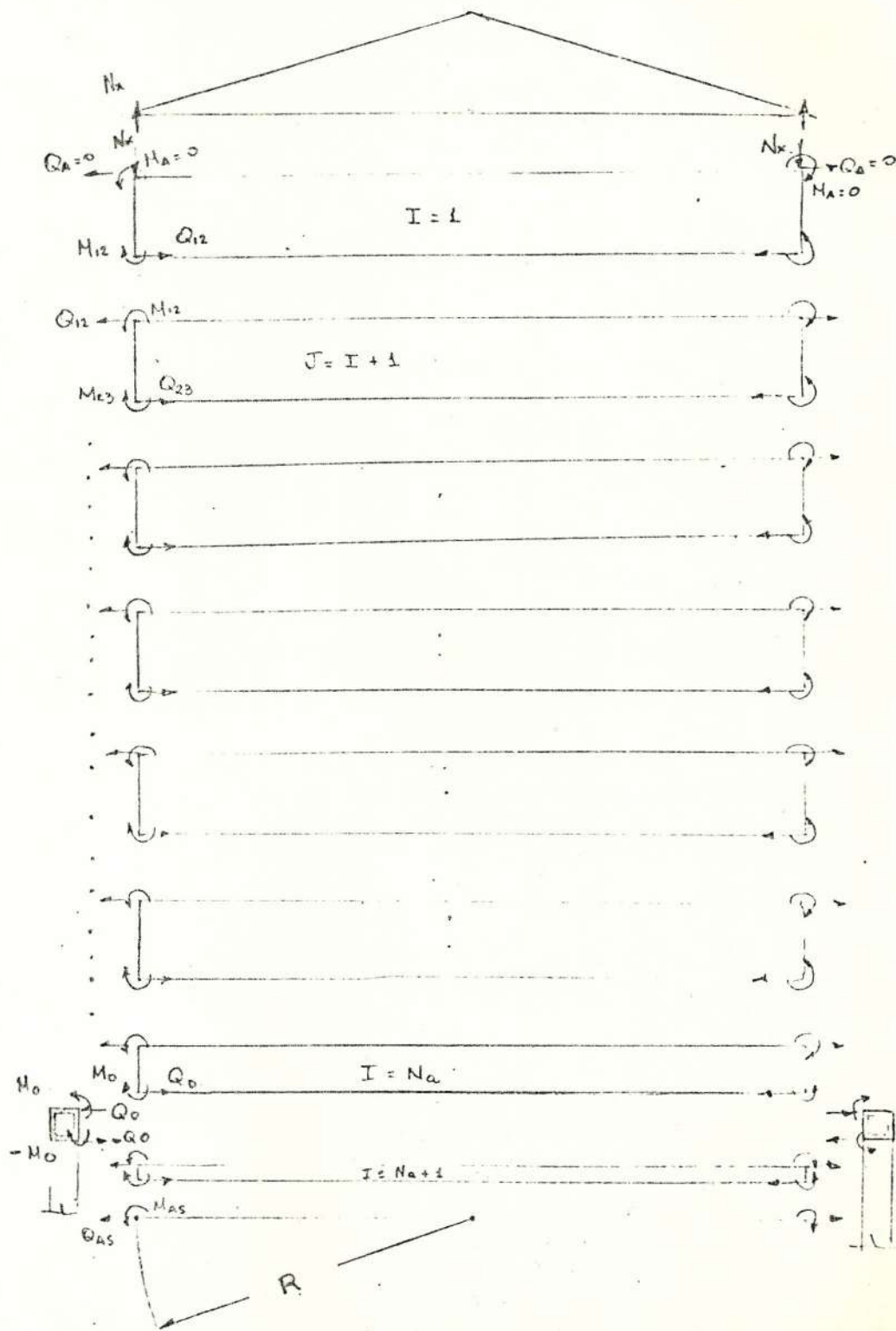


FIG. 36 Momentos y Cortantes en cada junta

Ya que entre un segmento y otro adyacente existen discontinuidades es preciso añadir momentos y fuerzas cortantes para que exista continuidad, fig. 37, es decir:

- 1.- La deformación en la parte más baja del segmento superior debe ser igual a la deformación en la parte más alta del segmento adyacente. Esto se repetirá para cada junta, esto es:

$$w_{I,0} = w_{I+1,1}$$

- 2.- La pendiente o giro de la junta común a dos segmentos adyacentes también es igual es decir:

$$\frac{d(w_{I,0})}{dx} = \frac{d(w_{I+1,1})}{dx}$$

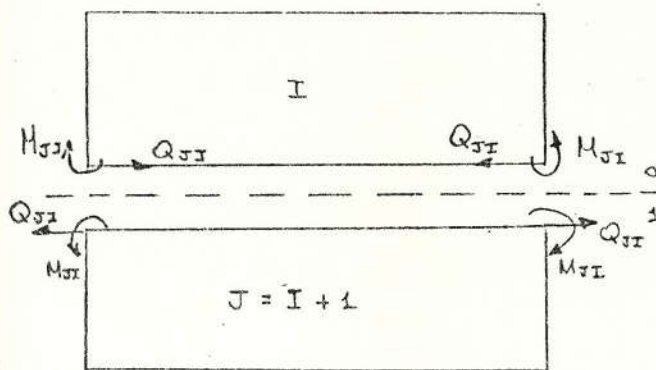


FIG. 37

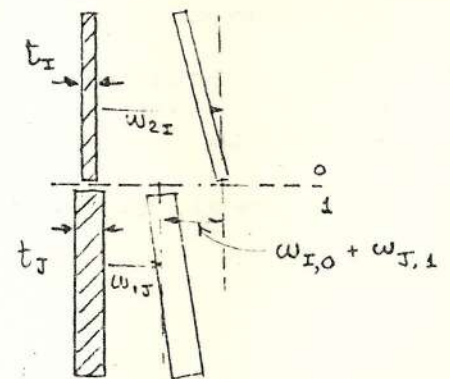


FIG.38

PARA EVITAR LAS DISCONTINUIDADES ES PRECISO AÑADIR MOMENTOS Y CORTANTES EN LAS JUNTAS

de donde: remitiendonos a la fig.37:

$w_{1,0}$  : deflexión del cascarón I en el punto cero

$w_{J,1}$  : deflexión del cascarón I+1 en el punto 1.

En el diagrama adjunto fig.38 tenemos:

$w_{1J}$  :desplazamiento libre del cascarón J en el punto 1 producida por la presión p.

$w_{21}$  :desplazamiento libre del cascarón I en el punto 0 producido por la presión p

en la que:

$$w_{1J} = pR / Et_J \quad w_{21} = pR / Et_I$$

Según lo indicado en el primer numeral anterior debe cumplirse que la suma de los valores numéricos de las deflexiones en el borde de los cascarones cilíndricos que están unidos entre sí es igual a la diferencia  $w_{21} - w_{1J}$  de las deflexiones radiales libres producidas por la presión de ambos cascarones (5).

$$w_{J,1} + w_{1,0} = w_{21} - w_{1J} \quad 4.2.2.7$$

Con la ayuda de la ec.248(5), en  $x = 0$ , obtenemos

$$w_{I,0} = - (B_I M_{I0} + Q_{I0}) / 2B_I^3 D_I \quad 4.2.2.8a$$

Del mismo modo:

$$w_{J,1} = - (B_J M_{J0} + Q_{J0}) / 2B_J^3 D_J \quad 4.2.2.8b$$

En forma similar de las ec.281,ref.5

$$\begin{aligned} \text{zeta}(Bx) &= e^{-Bx} \text{sen } Bx \\ \text{teta}(Bx) &= e^{-Bx} \text{cos } Bx \\ \text{psi}(Bx) &= \text{teta}(Bx) - \text{zeta}(Bx) \\ \text{fi}(Bx) &= \text{teta}(Bx) + \text{zeta}(Bx) \end{aligned}$$

Obtenemos:

$$\frac{dw_{I,0}}{dx} = \frac{(2B_I M_{I0} + Q_{I0})}{2B_I^2 D_I} \quad 4.2.2.9a$$

$$\frac{dw_{J,1}}{dx} = \frac{[2B_J M_{J0} + Q_{J0}]}{2B_J^2 D_J} \quad 4.2.2.9b$$

Igualando estas dos últimas expresiones y reemplazando los valores de 4.2.2.8 en 4.2.2.7 y resolviendo el sistema de ec. y conociendo que  $B^2 t$  es constante se obtendrá:

$$M_{I0} = \frac{-p_{I0} (T_{I0}^2 - 1)}{2B_I^2 [ T_{I0}^3 + T_{I0}^2 + 2T_{I0}^{1.0} + T_{I0} + 1 ]} \quad \text{=====> 4.2.2.10a}$$

$$Q_{Ij} = - 2 M_{Ij} B_I ( T_{Ij}^2 + 1 ) \quad 4.2.2.10b$$

de donde:  $T_{Ij} = t_j / t_i$

$$y, \quad p_{Ij} = p_e ( d - (N_a - I) * L ) \quad 4.2.2.11$$

en la que:  $N_a$  es el número de anillos o segmentos que conforman el cuerpo cilíndrico

-I es la ubicación de un segmento en particular, comenzando desde arriba

-L es la altura de cada segmento (122 cm)

-IJ representa la unión entre 2 cilindros adyacentes, que en adelante será I.

Como se puede apreciar de las fórmulas 4.2.2.10 que ha medida que los espesores entre anillos cilíndrico continuos decremente, el momento  $M_I$  y la fuerza cortante  $Q_I$  decrementa también. Sin embargo el decremento es más drástico para el momento en caso de discontinuidad.

Quedan por definir ahora el resto de variables que gobiernan cada segmento cilíndrico para por medio del esfuerzo permisible y la continuidad en los extremos de cada anillo, encontrar los espesores de cada segmento. De lo que se ha visto cada anillo está sujeto a momentos en sus bordes y carga debido a la presión hidrostática.

Para hallar el máximo esfuerzo en la placa, tenemos que expresar la deformación resultante, el momento circunferencial y longitudinal, la fuerza cortante, la fuerza normal circunferencial y longitudinal todas en función de  $x$ . Y este análisis se debe repetir para cada anillo.

Partiendo del anillo anexo al del techo y siguiendo hacia abajo hasta el anillo  $I=6$  tenemos, ver fig.39, próxima página.

El siguiente análisis es repetitivo para los segmentos numerados del 1 al 6.

En dicha fig. se puede observar que deliberadamente se ha omitido el momento  $M_{at}$  y el cortante  $Q_a$  en la unión techo-tanque, puesto que el ángulo los absorbe. Por tanto sólo la fuerza de membrana  $N_x$  de compresión actúa en el borde, e irá en aumento a medida que nos acerquemos a la base del cilindro. Es decir :

$$N_{x_i} = -N_{xp} - p_n [NaL - (Na-I)L - x] t \quad 4.2.2.12$$

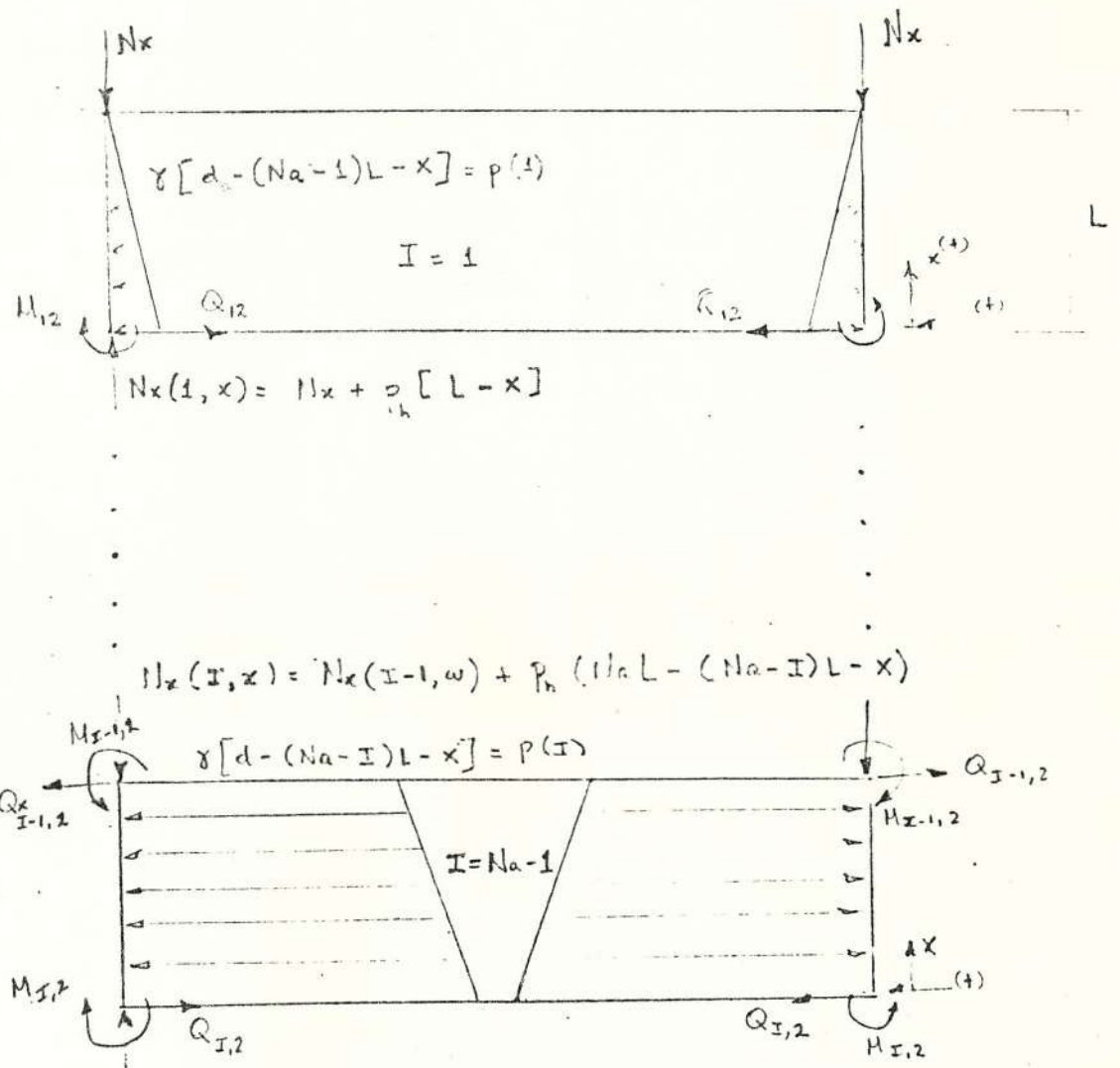


FIG. 39a,b Variación de las variables con respecto a la altura



de donde:  $N_{xp} = N_x$  el peso del techo y la carga viva por unidad de longitud.

$p_H$  : peso específico del acero  $0.00785 \text{ kg/cm}^3$

$x$  : long. de cada subdivisión en cada anillo

$t_r$  : espesor de placa en el anillo I

Hay que anotar también, que el desplazamiento radial  $w_x(I)$  depende de:

a.-deformación debido a las cargas en el borde superior  $w_{x11}$

b.-deformación libre debido a la presión hidrostática en el anillo  $w_{xp}$

c.-deformación producida por el efecto de momento y cortante en el borde inferior de dicho anillo  $w_{x12}$ .

Considerando el principio de superposición, la deformación resultante la podemos expresar como la suma de las 3 deformaciones individuales. Del mismo modo para el momento y cortante.

En consecuencia:

$$w_x(I) = w_{x11} + w_{x12} + w_{xp} \quad 4.2.2.13$$

en la que:

$$w_{x11} = \frac{2R^2 B_1 [B_1 M_a \psi[B_1(L-x)] + Q_a \text{teta}[B_1(L-x)]]}{E t_r}$$

$$w_{x_{12}} = - \frac{2 R^2 B_1 [ B_1 M_{12} \psi(x) + Q_{12} \text{teta}(x) ]}{Et_1}$$

$$w_{x_p} = - \frac{p_m [d - (Na - I)L - X] R^2}{Et_1}$$

Ahora :

$$M_x(I) = M_{x_{11}} + M_{x_{12}} \quad 4.2.2.14$$

$$M_{x_{11}} = \frac{(B_1 M_x \text{fi}[B_1 (L-X)] + Q_x \text{zeta}[B_1 (L-X)])}{B_1}$$

$$M_{x_{12}} = [B_1 M_J \text{fi}(B_1 x) + Q_J \text{zeta}(B_1 x)] / B_1$$

$$M_{\neq 1}(I) = \nu M_x(I) \quad 4.2.2.15$$

Además:

$$Q_x(I) = Q_{x_{11}} + Q_{x_{12}} \quad 4.2.2.16$$

$$Q_{x_{11}} = -2B_1 M_x \text{zeta}[B_1 (L-x)] + Q_x \psi[B_1 (L-x)]$$

$$Q_{x_{12}} = -2 B_1 M_J \text{zeta}(B_1 x) + Q_J \psi(B_1 x)$$

Por otro lado:

$$N_{\neq 1}(I) = -Et_x w_x(I) / R \quad 4.2.2.17$$

En consecuencia:

$$F_x(I) = 6 M_x(I) / t_x^2 + N_x(I) / t_x$$

$$y \quad F_t(I) = 6 M_{r_1}(I) / t_x^2 + N_{r_1}(I) / t_x$$

Estas operaciones se repiten para cada anillo. Pero además deben cumplirse las ecuaciones de continuidad, por consiguiente:

$$w_x(I, 1)_{x=0} = w_x(I+1, 0)_{x=122}$$

donde los subscripts 1 y 0 se refieren al borde inferior del anillo I y al borde superior del anillo I+1 respectivamente.

Para el cálculo de los espesores de las placas del cascarón cilíndrico tiene que tomarse también en consideración el anillo rigidizante que irá en este anillo y la conexión con la semiésfera

#### ANILLO Na

Este segmento cilíndrico tendrá prácticamente en su extremo inferior, antes de conectarse con la semiésfera, un rigidizante cuya función será la de distribuir el peso, como se verá en una sección posterior, ver fig.40

En esta unión cilindro-rigidizante se producirá una deformación común para ambos. Veamos la

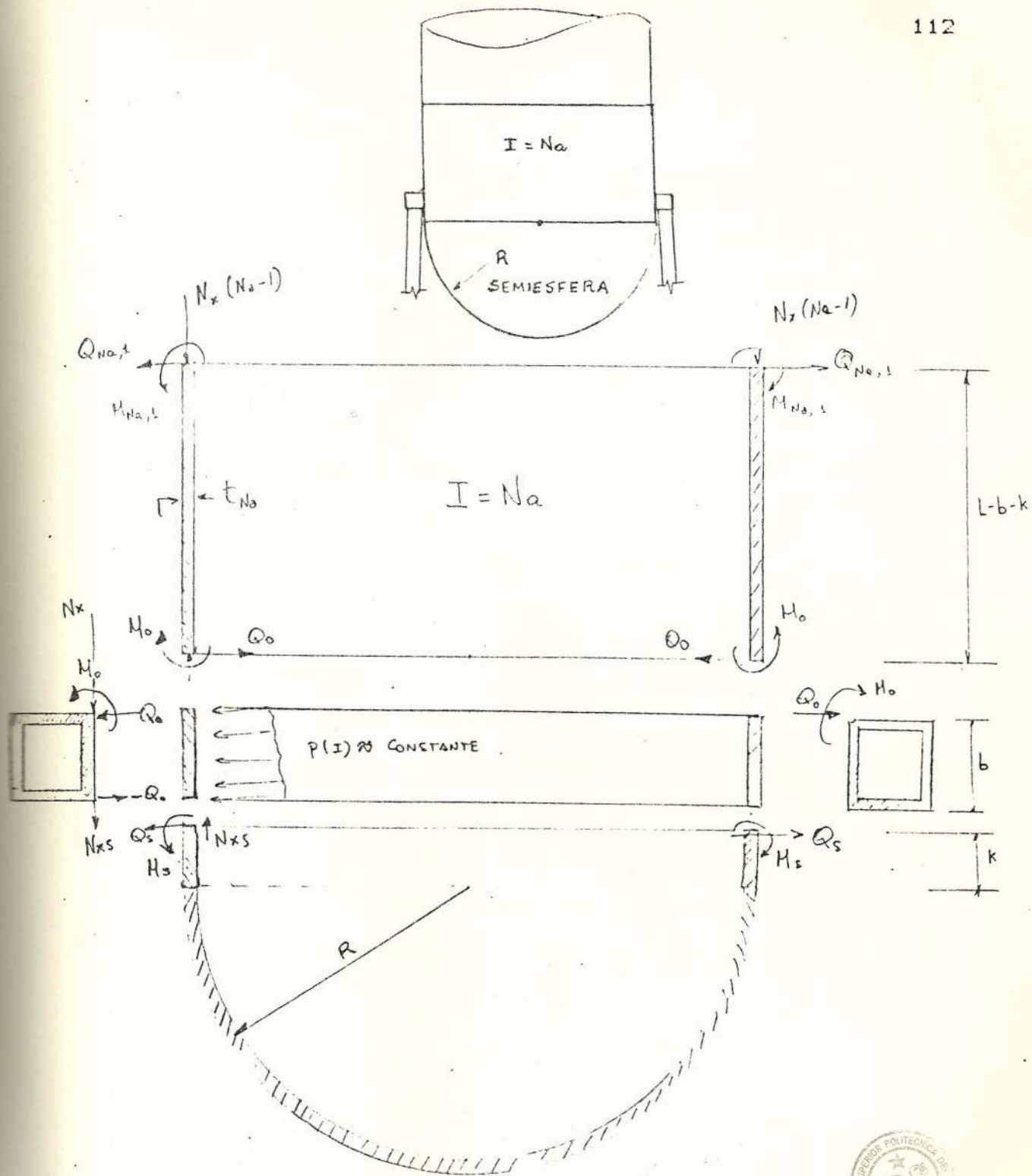


FIG. 40. Conexión del Anillo  $Na$  con las otras partes



deformación del cilindro:

$$w = e^{-Bx} [C1 \cos Bx + C2 \operatorname{sen} Bx] - p_w (d-x) R^2 / E t_{Ne}$$

donde las constantes C1 y C2 dependen de las condiciones en la base del segmento en consideración.

$$w)_{x=0} = C1 - p_w R^2 / E t_{Ne} \quad y$$

$$\frac{dw}{dx} \Big|_{x=0} = B(C2 - C1) + p_w R^2 / (E t_{Ne})$$

Ahora recordemos que, de la sec 4.2.1:

$$\sigma)_{nt} = Q R / A_r$$

es el esfuerzo de tensión en un anillo producido por Q

su elongación sería:

$$e = \sigma)_{nt} / E$$

y su desplazamiento  $w1 = eR$ , por lo tanto:

$$w1 = QR^2 / (EA_r)$$

donde  $A_r$  es el area neta del rigidizante

Del mismo modo el esfuerzo normal causado por el momento en el borde sería:

$$\sigma)_{n} = M a R y / I_r$$

su elongación:

$$e = \sigma)_{n} / E$$

y la rotación de la tangente en el borde:

$$V1 = R \cdot \operatorname{abs}(e) / y$$

Por lo tanto debe cumplirse que:

$$w)_{x=0} = w1 \quad (a)$$

$$\frac{dw}{dx} \text{ en } x=0 = V1 \quad (b)$$

Es decir tanto el desplazamiento como la rotación en el borde del segmento cilindrico debe ser igual al desplazamiento y rotación producidas en el rigidizante. De esta manera se resuelve el sistema de ecuaciones (a) y (b) y se obtienen  $c1$  y  $c2$ .

Estas constantes las reemplazamos en la ecuación de la deformación. Y luego derivamos las expresiones  $b$  y  $f$  de la ref.5 pags,467 y 468 y obtenemos un nuevo sistema de ecuaciones, esta vez apareciendo como incógnitas  $Ma$  y  $Q$ . Puesto que necesitamos conocerlas para poder encontrar los esfuerzos y luego el espesor del anillo en esta parte. Por consiguiente

$$\frac{1}{(BD)_{Na}} Ma + \frac{1}{2(B^2D)_{Na}} Q = \frac{p_w R^2}{Et_{Na}}$$

$$\left( \frac{1}{2(B^2D)_{Na}} - \frac{R^2}{E I_r} \right) Ma - \frac{R^2}{A_r E} Q = \frac{p_w R^2 d}{Et_{Na}} - \frac{p_w R^2}{E(Bt)_{Na}}$$

El sistema así formado se lo resuelve con los datos del anillo rigidizante (sec.4.2.5)

$$A_r = 79.2 \text{ cm}^2$$

$$I_r = 17569.4 \text{ cm}^4$$

el radio  $R$  de la semiésfera = 412.3 cm y las propiedades del cascarón cilíndrico.

Cabe resaltar que el anillo  $la$  tendrá una altura de  $L-b-k$ , donde:

$L$  es la altura normal de la placa si no llevara rigidizante

$b$  es el ancho del anillo rigidizante

$k$  es la distancia que hay entre la junta cilindro-esfera y la base inferior del anillo rigidizante.

La longitud  $k$  es de tal forma que el momento y el cortante en la junta se aproximan a cero. Y esto se lo hace para que el espesor solicitado en el cascarón semiesférico sea el más pequeño posible (aproximadamente cero)

En cada una de las juntas tiene que haber continuidad es decir tanto la deflexión, el momento y el cortante para una unión en particular es de la misma magnitud. Por otro lado se tomará en cuenta el hecho de que  $L-b-k$  cumpla con los requisitos de cascarón largo.

#### 4.2.3 DISEÑO DE LA BASE, COMO CASCARON SEMIESFERICO

Para encontrar el espesor de la semiésfera partimos como antes del esfuerzo que en este caso se transforma en :

$$F_{fi})_{max} = \frac{\delta M_{fi})_{max}}{t(\theta)^2} + \frac{N_{fi}}{t(\theta)}$$

$$F_{\theta})_{max} = \frac{\delta M_{\theta s}}{t(\theta)^2} + \frac{N_{\theta s}}{t(\theta)}$$

$F_{fi})_{max} > F_{\theta})_{max}$

de donde:

$F_{fi})_{max}$ : Esfuerzo máximo en la dirección del meridiano.

$F_{\theta})_{max}$ : Esfuerzo máximo en la dirección de los paralelos.

Cabe indicar que la deformación producida en la union de la faja de altura  $k$ , fig.40, con la semiésfera dependerá mayormente de la conexión semirígida del anillo de refuerzo. En la fig.41, pag.sig., se puede apreciar las deformaciones individuales tanto de la faja  $k$ , como de la semiésfera. La nomenclatura utilizada es parecida a la que se vio en la pag. 104:

$w_{1k}$  y  $w_{2k}$  son las deformaciones debido a las fuerzas de membranas en los puntos 1 y 0,



PARAMETROS QUE ACTUAN EN EL DISEÑO DE LA SEMIESFERA

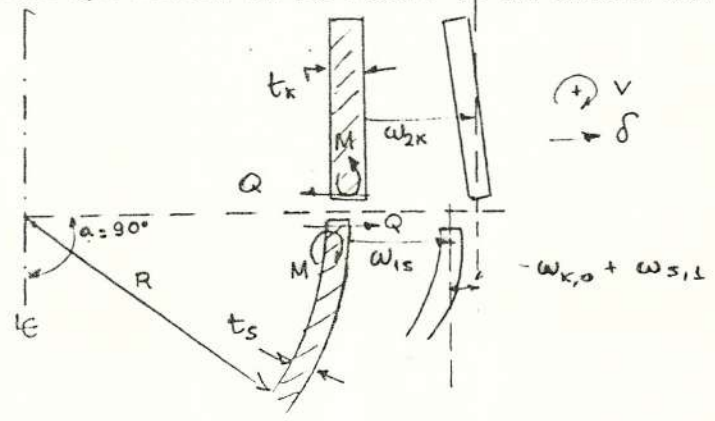


FIG. 41

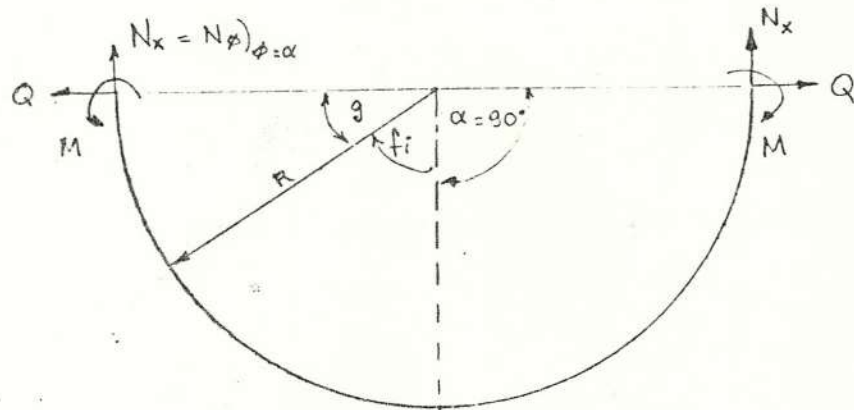


FIG. 42

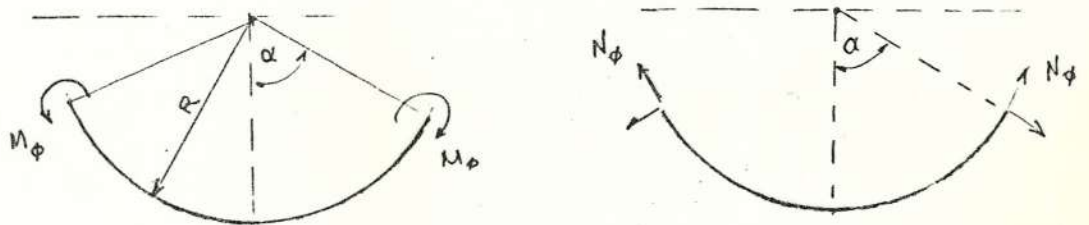


FIG. 43a,b

repectivamente .

$w_{k,0}$ : deflexión del anillo k, en el punto 0.

$w_{s,1}$ : deflexión del cascarón semiesférico S en el punto 1.

De la ley de Hooke podemos decir que:

$$w_{10} = R \left[ \frac{1}{E t_m} (N_{0m} - \nu N_{fi}) \right] \quad \text{y} \quad w_{2k} = R \left[ \frac{1}{E t_k} (N_{0c} - \nu N_x) \right]$$

de donde:

$$N_{0m} = p_w R \left[ \frac{d}{2} + \frac{R \cos^3 \phi_i + 3 \sin^2 \phi_i \cos^2 \phi_i - 1}{3 \sin^2 \phi_i} \right]$$

$$N_{fi} = p_w R \left[ \frac{d}{2} + \frac{R (1 - \cos^3 a)}{3 \sin^2 a} \right]$$

$N_{0c}$ : Fuerza de membrana en el punto 0. =  $p_w d R$

$N_x = N_{fi}$ ,  $\phi_i = \pi/2$ . Por tanto para  $\nu = .3$  obtenemos:

$$w_{10} = \frac{p_w R^2}{E t_m} [0.35d - 0.433R] \quad \text{y} \quad w_{2k} = \frac{p_w R^2}{E t_k} [0.85d]$$

para  $\phi_i = 90^\circ$  de donde  $N_{fi}$  es la fuerza de membrana en la dirección del meridiano y prácticamente su valor varía en forma lenta con relación a  $M_{fi}$ . Por lo tanto para hallar el esfuerzo máximo meridional, el momento en esa dirección tiene que ser máximo, por lo tanto:

$$\frac{d M_{fi}}{d f_i} = 0$$

De acuerdo al método proporcionado por Geckeller las ecuaciones exactas para un cascarón de revolución y en particular para un segmento esférico se pueden reducir. Ver fig.42

Luego según (5):

$$\frac{d^4 Q_{fi}}{d f_i^4} + 4l^2 Q_{fi} = 0 \quad 4.2.3.1$$

Cuya solución general, considerando que no tiene hoyos en el centro del cascarón y está sometido en sus bordes a momentos y cortantes, es:

$$Q_{fi} = C e^{-lg} \operatorname{sen}(lg+o)$$

donde :  $g = a - f_i$

$C$  y  $o$  son las constantes.

y el ángulo de giro o de rotación:

$$V = - \frac{2l^2}{E t s} C e^{-lg} \cos(lg+o) \quad 4.2.3.2$$

El momento a través del meridiano es, ec.4.2.3.3

$$M_{fi} = - \frac{D}{R} \frac{dV}{d f_i} = \frac{R}{12 \cdot s} C e^{-l f_i} \operatorname{sen}(lg+o+\pi/4)$$

Y ya que el problema es una superposición, es decir de la fig. 43a:

Condiciones de borde:

$$M_{fi}|_{x=0} = M_a$$

dirección positiva:  $\rightarrow Q^+$

momento y giro horario: (+)

y para la fig. 43b:

$$M_{fi}|_{x=0} = M_a$$

$$N_{fi}|_{x=0} = Q_a \cos a$$

Resumiendo obtenemos:

$$M_a = - \frac{R}{2l} \frac{Q_a \operatorname{sen} a}{\operatorname{sen} \alpha} \operatorname{sen}(\alpha + \pi/4) \quad 4.2.3.4$$

de donde despejando  $\alpha$ , nos queda:

$$\alpha = \tan^{-1} \left\{ \frac{1}{\frac{2l}{R} \frac{M_a}{Q_a} - 1} \right\} \quad \alpha = \pi/2 \quad 4.2.3.5$$

$$y \quad C = - \frac{Q_a}{\operatorname{sen} \alpha} \quad \alpha = \pi/2 \quad 4.2.3.6$$

con los valores de  $\alpha$  y  $C$  se obtiene que:

$$\text{cuando } \frac{d M_{fi}}{d x} = 0 \implies \alpha = -\alpha/l = \pi/2 - \alpha$$

$$\alpha = \pi/2 + \alpha/BR$$

Por lo tanto de 4.2.3.3

$$M_{fi}|_{\max} = - \frac{R}{2l} \frac{Q_a}{\operatorname{sen} \alpha} \quad 4.2.3.7$$

Por consiguiente reemplazandola en la ecuación del esfuerzo con  $l=B_e R$

$$Ffi)_{max} = \frac{-Qa e^0}{2B_e (t_e)^2} + \frac{Nfi}{t_e} \quad 4.2.3.8$$

Con todas las fórmulas descritas, y las de continuidad ,

$$WX_{I,1})_{x=0} = WX_{I+1,0})_{x=122} \quad \text{para } Na+1 \geq I \geq 1$$

de donde :  $Na+1$  representa a la semiesfera,

El 1 significa el borde inferior del segmento I

El 0 significa el borde superior del segmento I+1

Estamos en condiciones de averiguar los espesores para cada anillo cilíndrico y para la base semiesférica, faltando un detalle:

Como se dijo anteriormente el esfuerzo máximo unitario para las láminas del tanque es de  $1054.4 \text{ kg/cm}^2$  ( $15000 \text{ lb/plg}^2$ ), de acuerdo a la sec 5.11.1 del manual de la AWWA, reducido por la eficiencia de junta usada que en este caso es del 85% para juntas soldadas lo que da un esfuerzo permisible de  $896.26 \text{ kg/cm}^2$  para las partes que no tengan concentración de esfuerzos,

en el caso de que las hubiera el máximo sería de 657.26 kg/cm<sup>2</sup> (9350 lb/pulg<sup>2</sup>). Este último esfuerzo es el indicado para la base semiesférica ya que en su parte más baja, irá conectada la tubería por medio de una brida y eso causa concentración de esfuerzos. Además se controlará el pandeo cuando el tanque esté vacío

$$F_{crit} = -0.605cEt_1/R \quad 4.2.3.9$$

en la que  $c = 1 - 0.901(1 - e^{-f}) \implies f = [1/16][R/t_1]^{-2}$

Con todo lo visto se obtuvieron los siguientes espesores:

$$\begin{aligned} t_1 &= .5 \\ t_2 &= .5 \\ t_3 &= .5 \\ t_4 &= .5 \\ t_5 &= .6 \\ t_6 &= .6 \\ t_7 &= .635 = t_k \\ t_8 &= .5 \end{aligned}$$

Todos los espesores incluyen el factor de corrosión. Los resultados completos constan en el apéndice B, con los espesores exactos.

#### 4.2.4 DISEÑO DE LAS UNIONES DEL CILINDRO CON LAS OTRAS PARTES.

##### CONEXION TECHO - CUERPO CILINDRICO

Las figuras 44,45,46, muestra los tipos más comunes de conexiones.

El de la fig.44 se lo utiliza generalmente en tanques de gran diámetro. Los de la fig.45 y 46 para diámetros de tanques pequeños por lo regular. Aunque su diseño y montaje es a veces mas trabajoso debido a la conicidad del techo.

Para tanques de diámetro demasiado grandes y bajos se utilizan estructuras sostenidas por columnas, fig.47

##### CONEXION CILINDRO - ESFERA - COLUMNAS fig.48

Las funciones del anillo cumplen por lo general 3 casos:

1. Absorben el desplazamiento lateral de la junta cilindro-esfera
2. Sirve como apoyo para el balcón si éste lo

DIFERENTES TIPOS DE CONEXIONES TECHO-CUERPO  
DEL TANQUE

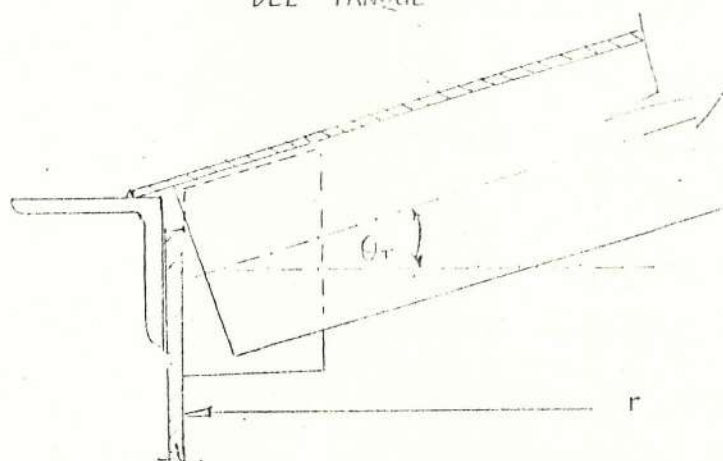


FIG. 44

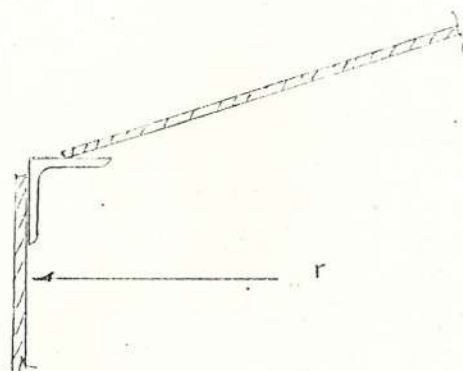


FIG. 45

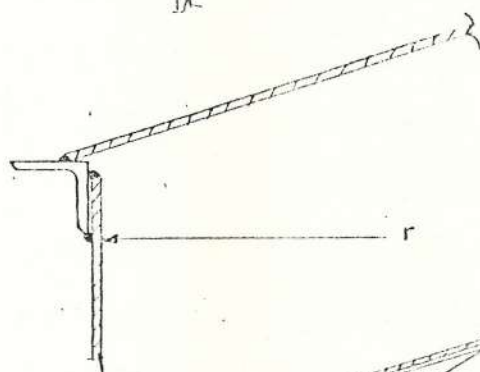


FIG. 46

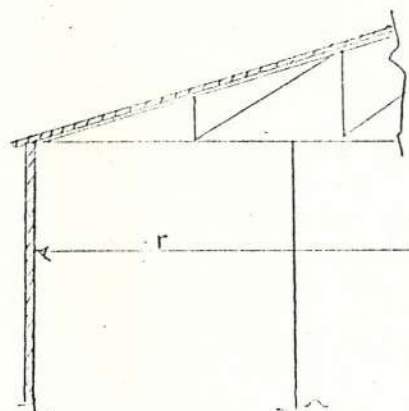


FIG. 47



lleva, y

3. Para uniformizar esfuerzos, a través de toda la circunferencia del tanque, ya que por lo regular el tanque elevado, como se vio en la sec 2.7, está "sentado" sobre cierto número de columnas que éstas en el caso de la fig.48a, origina una fuerza de compresión que punzona a la base. en el de la fig.48c, por la dificultad en el montaje cuando se trata de tanques elevados. Por consiguiente el tanque de la fig.48b, se presenta como una buena alternativa.

#### 4.2.5 DISEÑO TIPO DE APOYO DEL DEPOSITO A LA ESTRUCTURA QUE LO SOSTENDRA

Como se dijo en la sección anterior, el anillo rigidizante en la parte inferior del cuerpo cilíndrico servirá como elemento de unión del tanque al cuerpo de la estructura de acero. Tal como se ve en la fig. 48b. De las funciones allí mencionada es la más crítica, obviamente, para uniformizar el esfuerzo a causa de la fuerza de compresión que cada columna de la estructura ejercerá sobre el anillo. Por lo tanto el diseño de dicho anillo se lo hará despreciando el desplazamiento lateral de la junta cilindro -

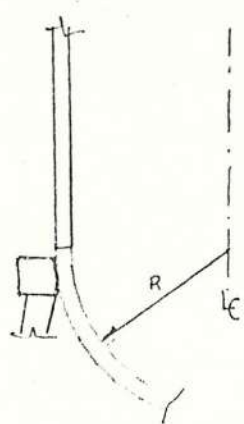


FIG. 48a

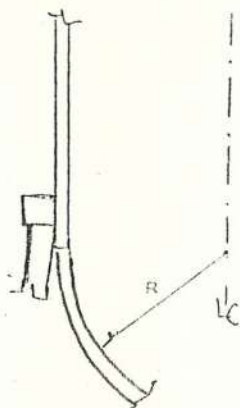


FIG. 48b

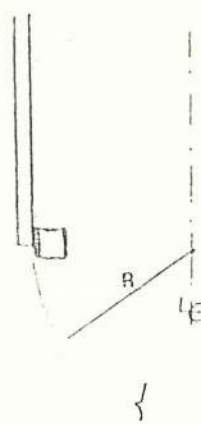


FIG. 48c

CONEXIONES ANILLO DE SUSTENTACION DE TANQUE

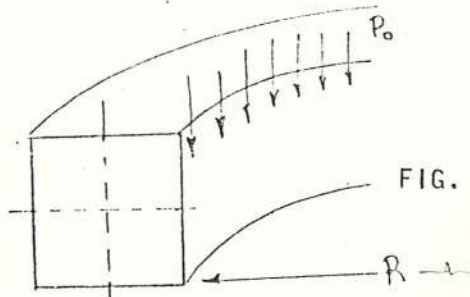


FIG. 49a

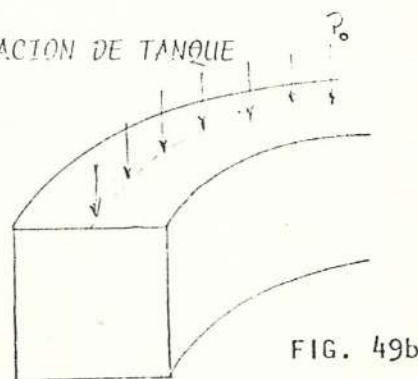


FIG. 49b

La carga de la fig. 49a, es la superposición de las 49b y 50.

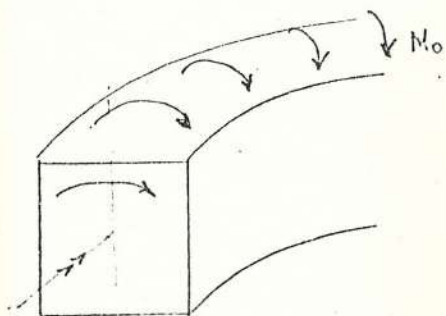


FIG. 50

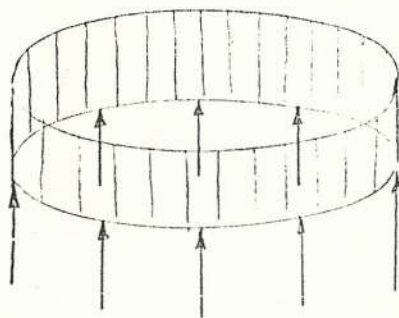


FIG. 51

Carga distribuida, sobre las columnas del tanque

esfera y el efecto de apoyo para el balcón, puesto que estos esfuerzos son muy pequeños, comparados con los de carga crítica ya mencionados, de ahí que no tendrá incidencia en los resultados en que se obtendrán.

Empezando el presente diseño diremos que el tipo de carga que soporta el anillo rigidizante es el que se muestra en la fig. 49, es decir, la carga  $P_0$  actúa en el borde interior del anillo, o lo que es lo mismo en la superficie exterior del cuerpo cilíndrico del tanque. Y esta carga es la suma total del líquido cuando este completamente lleno, más la carga muerta (peso de tanque metálico más accesorios, balcón y pasamano), según la AWWA sec. 3.2.1 y 3.2.2.

1.- El problema inicial de la fig. 49a, puede tratarse por superposición de las fig. 49b y 50. El problema de la fig. 51 puede tratarse por el método de Saint - Venant (8) para vigas curvas con cargas y apoyos cargados en el plano perpendicular al de curvatura. Los efectos que produzcan se los sumará al efecto de la fig. 50, el de un anillo sometido a un par torsor a lo

PARAMETROS QUE ACTUAN EN EL DISEÑO DEL ANILLO DE SUSTENTACION

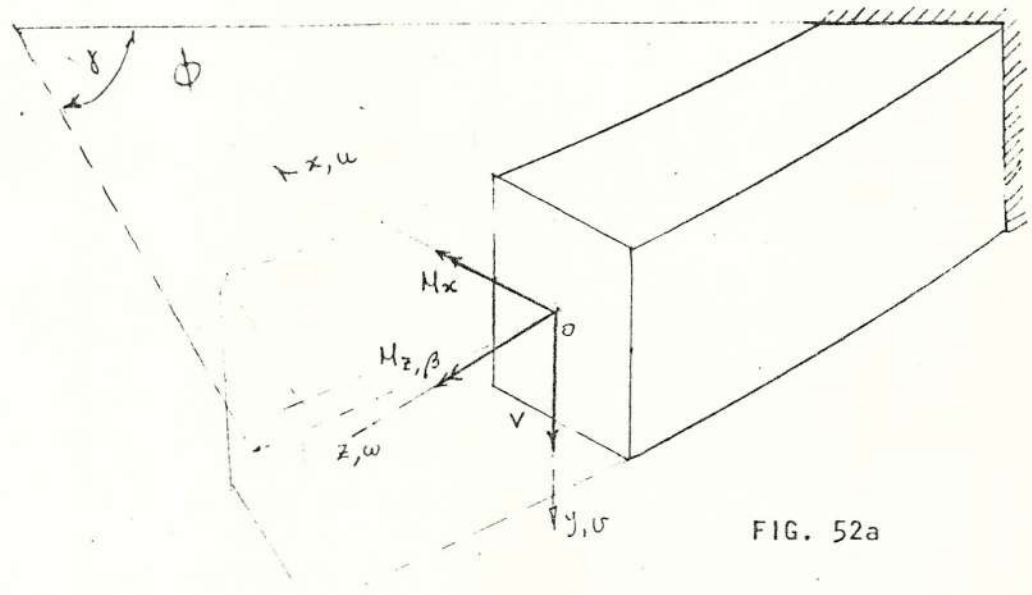


FIG. 52a

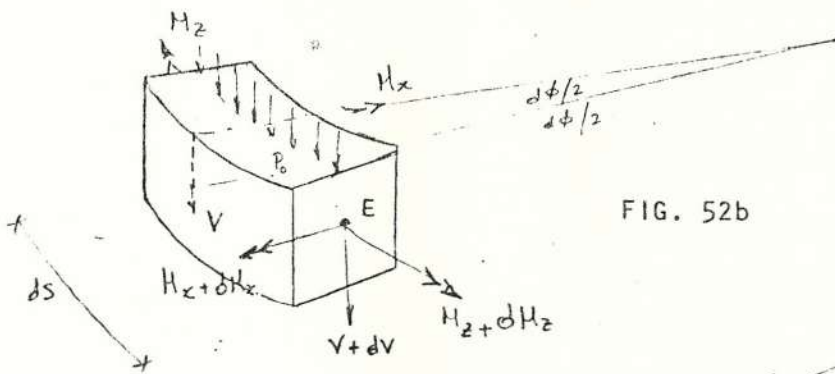
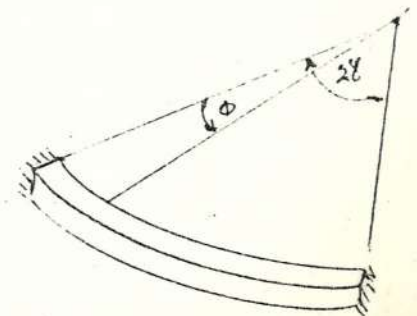


FIG. 52b

FIG. 52c



largo de su línea media según Timoshenko (6).

Veamos el desarrollo por separado, para cada uno de los casos a superponerse (1er. caso el de la fig. 49b):

Considere la viga curvada sujeta en un extremo y que tiene un momento de inercia  $I_x$  constante, cuyas características son como se ve en la fig. 52a..

La viga es referida al sistema de coordenadas  $Oxyz$  con el origen en el centroide de la sección transversal de la viga.

El eje  $x$  y el eje  $y$  coinciden con los ejes principales de inercia de la sección y el eje  $z$  coincide con la tangente a la línea centro en  $O$ . El plano  $xz$  coincide con el plano de curvatura inicial de la viga. Las dimensiones se toman como positivas según indica la fig. 52a, y el arco  $S$  de la línea centro medida desde el extremo fijo. Si  $M_x$  y  $M_z$  son respectivamente momentos actuando en la sección transversal en  $O$  alrededor de los ejes  $x$  i  $z$  (donde  $M_x$  es el momento flector y  $M_z$  el torsor),  $V$  la fuerza cortante en la dirección del eje  $y$ ,  $v$  el

desplazamiento del centroide en la dirección del eje y Beta el ángulo de giro de la sección alrededor de z tomado positivo si la rotación es contra las manecillas del reloj,  $EI_x$  la rigidez a la flexión,  $K(= GJ)$  la rigidez torsional; teta, el ángulo de torsión por unidad de longitud en la misma sección transversal,  $R_0 = R + b/2$  es el radio inicial de curvatura en la línea centro de la viga cuadrada de lado b. Las ecuaciones de Saint-Venant para el momento torsor y flector son, haciendo la siguiente notación:

$$Y = v/R_0$$

$$a = EI_x/R_0$$

$$u = K/EI_x \quad 4.2.5.1$$

$$\mu = PoR^3/EI_x$$

$$M_x = a \left( \text{Beta} - \frac{d^2y}{d(\text{fi})^2} \right) \quad 4.2.5.2$$

$$M_z = (\mu) a \left( \frac{d(\text{Beta})}{d(\text{fi})} + \frac{dy}{d(\text{fi})} \right) \quad 4.2.5.3$$

Donde  $P_0$  es la carga por unidad de longitud de la viga,  $2(\text{gm})$  es la distancia angular entre los puntos de soporte; y  $\text{fi}$  es medido desde el bisector del ángulo entre 2 puntos de soporte

elemento de longitud  $ds$  (fig.52b) y de (8) se llega a lo siguiente:

$$C = 2 \frac{gm}{\sin gm} f_i \sin f_i - \frac{gm}{\sin gm} (1 + gm \cot gm) \cos f_i$$

$$D = \mu + 3 + (\mu + 1) gm (\cot gm)$$

$$E = f_i^2 - 2 + \frac{(\mu + 1) gm}{\sin f_i} f_i \sin f_i + \frac{gm}{\sin f_i} (D) \cos f_i$$

$$\frac{\text{Beta}}{\text{niu}} = \frac{\mu + 1}{2 \text{niu}} C$$

$$Y / \text{niu} = (E) / 2\mu + A' \quad 4.5.2.5$$

$$\frac{M_x}{a \text{niu}} = 1 - \frac{gm}{\sin gm} \cos f_i \quad 4.5.2.6$$

$$\frac{M_z}{a \text{niu}} = f_i - \frac{gm}{\sin gm} \sin f_i \quad 4.5.2.7$$

En el caso de que la deflección  $v$  este impedida en los soportes, por consiguiente en  $Y=0$  para  $f_i = gm$  y la constante  $A'=E$ . El análisis efectuado solo es válido para vigas con ejes de simetría en que los ejes principales coincidan con los ejes  $x$  e  $y$ , como se dijo anteriormente. De allí que se prefiera que el anillo de sustentación tendrá una sección cuadrada y hueca, por ser más económica. No podría utilizarse un toroide por

condiciones de apoyo.

Las relaciones adicionales a usarse son (fig.53a):

$$J = \frac{4t_1 t_3 t_2 (b - t_2)^2 [b - (t_1 + t_2)/2]^2}{t_2 (b - t_2) (t_3 + t_1) + 2[b - (t_1 + t_3)/2] t_3 t_1}$$

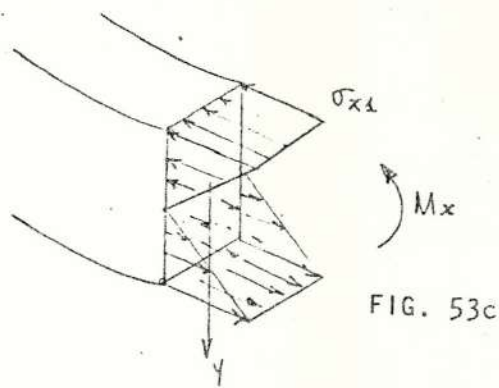
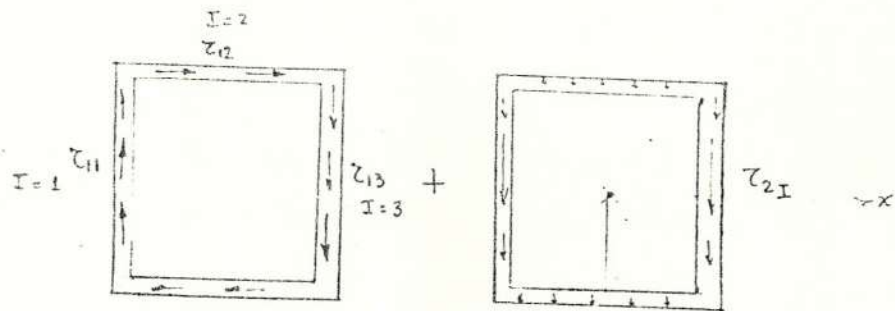
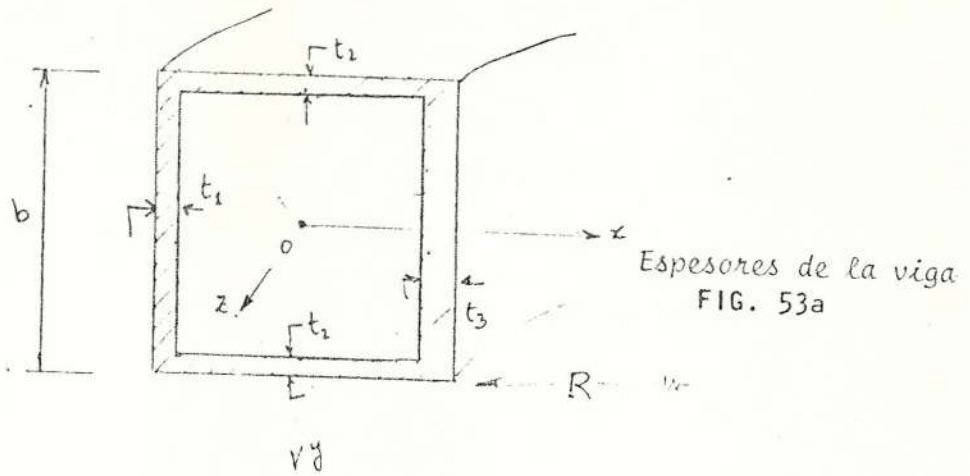
$$I_r = (b^4 - (b - t_1 - t_3)^4) / 12 \quad 4.2.5.8$$

$$\text{Area } A = b^2 - (b - t_1 - t_3)(b - 2t_2)$$

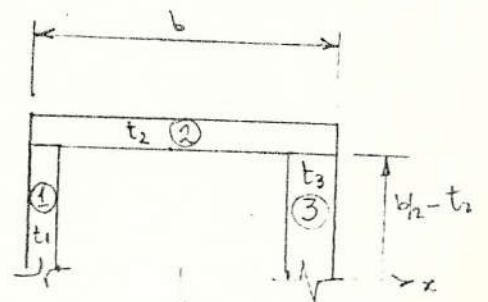
La fig.53a muestra los espesores de la sección de la viga curva. En realidad estos espesores con relación a las dimensiones de la sección serán pequeños, de ahí que podemos decir que los ejes principales de la misma casi coinciden con los ejes  $x$  e  $i$  y elegidos.

En la fig.53b se observa que el momento torsor produce un esfuerzo cortante  $\tau_{11}$  que depende del espesor a considerarse. Por lo tanto si los espesores son diferentes  $\tau_{11}$ ,  $\tau_{12}$ , y  $\tau_{13}$  serán diferentes entre si. Este efecto se lo sumará al cortante producido por el momento  $M_x$ ,





El momento flector produce además un esfuerzo normal



El momento estático depende de la porción que se considere

que actúa en la dirección positiva mostrada. Por consiguiente se justifica el hecho, por este lado, de que el espesor del extremo convexo 1 del anillo, tenga un espesor menor que el del extremo interno del anillo 3, puesto que, como podrá apreciarse:

$$\tau_{12} < (\tau_{22} - \tau_{11}) < (\tau_{13} + \tau_{22})$$

de donde  $\tau_{22}$  es el valor máximo para  $y=0$  y mínimo para las fibras que conforman el espesor 2. De ahí que el cortante resultante en las partes superior e inferior del anillo variará muy poco con respecto a  $\tau_{12}$ .

Como es obvio el momento  $M_x$  esta causando principalmente el esfuerzo normal, tal como se ve en la fig.53c, aunque es de señalar que el sentido de  $M_x$  dependerá del ángulo  $\phi$  visto en líneas anteriores.

Teniendo ya en consecuencia la facilidad de tabular los momentos flectores y torsores estamos en condiciones de generar los esfuerzos normales y cortantes de la sección y ellos se determinarán por las fórmulas dadas para vigas

rectas. El error que se comete, debido a la curvatura de la viga, rara vez tendrán importancia al lado de los errores imponderables e inevitables que acompañan a las condiciones de sustentación, por lo tanto:

$$\tau_{1x} = \frac{Mz}{2(b - t_2)[b - (t_1 + t_3)/2]t_1} \quad 4.2.5.9$$

$$\sigma_{mx} = \frac{Mx}{I_r} [b/2] \quad 4.2.5.10$$

de donde el subscripto I depende del lado de la sección que se esté considerando.

Además si :

$Q_e$  : es el momento estático y  $V$  : Po R fi

$$\tau_{2x} = V Q_e / [I_x (t_1 + t_3)] \quad 4.2.5.11$$

$t_1 + t_3$  es el ancho que se considera para:

$$0 < x < |b - t_2|$$

$$Q_e = \text{Area} \cdot y_c$$

que nos indica que depende de la porción que se está considerando y que es mayor cuando (fig.54):

$$Q_{e1} = bt_2(b/2 - t_2/2) + (b - 2t_2)(t_1 + t_3)$$

es decir a lo largo del eje X, tanto para el lado 1 como para el lado 3, de esa figura.

Para la parte 2 se obtiene:

$$Q_{e2} = bt_2(b/2 - t_2/2) \quad \text{para } |b/2 - t_2| < y <= |b/2|$$

Como se puede apreciar  $Q_{e1}$  y  $Q_{e2}$  son los valores máximos para sus respectivos lados. Por consiguiente en las fibras superiores:

$$\tau_{u22} = V/I_x (Q_{e2}/b)$$

por lo que  $\tau_{u21} \gg \tau_{u22}$ , cuando las dimensiones de la sección son grandes comparadas con los espesores. Es decir,  $\tau_{u22}$  no influirá mayormente en los resultados. Por consiguiente llamaremos a  $\tau_{u21}$  simplemente  $\tau_{u2}$ .

II.- En este caso nos referiremos a la figura 5D, la carga excéntrica  $P_o$  produce un momento torsor adicional:

$$M_o = P_o b R (g_m - f_i)/2$$

4.2.5.12

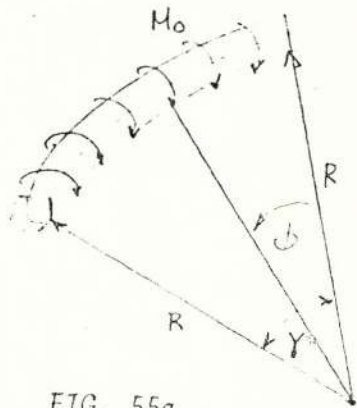


FIG. 55a  
La carga excéntrica  $P_0$  produce un momento torsor adicional

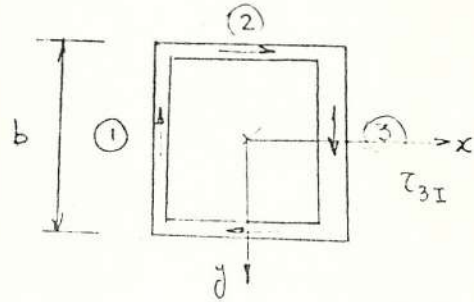
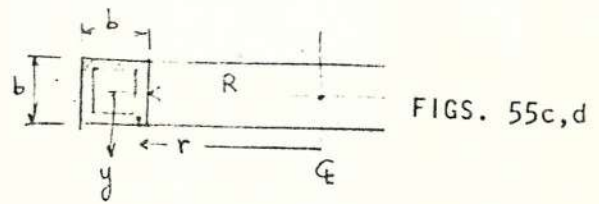
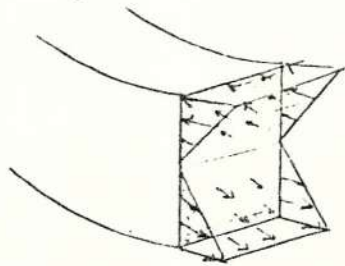


FIG. 55b  
Variación de  $\tau_{3I}$



El momento adicional produce un esfuerzo adicional

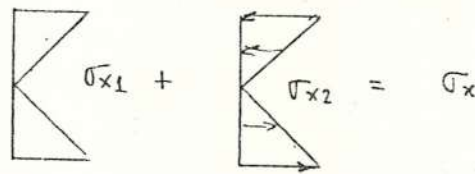
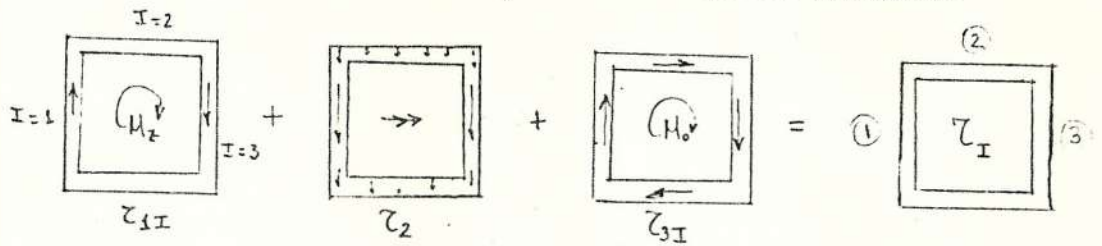


FIG. 56  
ESFUERZOS TOTALES EN LA VIGA CURVA

que produce un esfuerzo normal causado por la curvatura de la viga.

Por lo tanto, ver fig. 55b

$$\tau_{xz} = \frac{M_o}{2[b - t_2][b - (t_1 + t_2)/2]t_x} \quad 4.2.5.13$$

Y según Timoshenko (6), el momento torsor  $M_{ot}$  igual a  $Pob/2$ , produce un momento flector  $M_{x_2}$  que de acuerdo a la fig. 55a es:

$$M_{x_2} = M_{ot} (R + b/2) \text{sen } \phi_i \quad 4.2.5.14$$

Puesto que no hay carga axial en la fig. 55a y sabiendo que

$$\sigma_{mx_2} = E \text{ teta } y / (R + b/2) \quad 4.2.5.15$$

donde teta es la rotación de la sección y cuyo valor se depende del siguiente integral de área:

$$\int_{-b/2}^{b/2} \int_R^{R+b} \frac{E \text{ teta } y^2 \text{ dr dy}}{r} = M_{x_2} \quad 4.2.5.16$$

Considerando que se trata de una área hueca, tendremos que el integral tomará en cuenta este detalle y simplemente será la diferencia entre el ángulo de área  $b_2$  y el rectángulo hueco de área  $(b - 2t_2)(b - t_1 - t_3)$ , por consiguiente si igualamos las ecuaciones 4.2.5.14 y 4.2.5.16 se obtendrá el valor de teta, que reemplazado en la ecuación de  $\text{sigmx}_2$ , quedaría, la ec. 4.2.5.17 ver fig.55c.

$$\text{sigmx}_2 = \frac{6 P \cos \theta / 2 (R + b/2) b \sin \theta}{R \left[ b^3 \ln \frac{R+b}{R} - (b-2t_2)^3 \ln \frac{R+b-t_1}{R+t_3} \right]}$$

en las fibras extremas superior e inferior si consideramos a  $\text{sigmx}_2$  su valor absoluto. Resumiendo podemos decir que el esfuerzo cortante crítico es la suma de todos los esfuerzos cortantes aquí encontrados para cada lado de la viga curvada, la fig.56 aclara lo que se ha dicho. Del mismo modo para el esfuerzo normal. Entre ambos se obtendrá la sección requerida que cumpla con los requisitos mínimos de esfuerzos permisibles:

$$f_x = .66 (F_y) \quad ; \quad F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = .40 (F_y)$$

o que es lo mismo:

$$\tau_{u1} + \tau_{u2} + \tau_{u3} \leq f_v$$

$$\sigma_{m1} + \sigma_{m2} \leq f_x$$

Como se dijo en líneas atrás, el subíndice indica la cara que se está considerando. Los resultados pueden verse resumidos en la tabla VII, los datos propuestos son:

$$P_o = 262 \text{ kg/cm}$$

$$R = 412.3 \text{ cm}$$

Y los resultados que se obtienen son:

$$\text{Lado de la viga hueca} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor en el lado convexo } t_1 = .5 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor en los lados sup. e inf} = .5 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor en el borde interno} = .8 \text{ cm}$$

$$\text{Numero de columnas } N_c = 8$$

El esfuerzo de tensión permisible es:  $0.66(2400)$

El cortante permisible es :  $0.4(2400)$



TABLA VII

ANGULO	ESFUERZO			
	NORMAL	Tau1	Tau2	Tau3
0.0	1208.77	600.17	600.17	375.11
2.5	1265.69	577.61	577.61	361.01
5.0	1232.29	551.72	551.72	344.82
7.5	1108.63	519.16	519.16	324.48
10.0	894.94	476.63	476.63	297.89
12.5	591.63	420.83	420.83	263.02
15.0	199.28	348.49	348.49	217.80
17.5	-281.37	256.36	256.36	160.22
20.0	-849.40	141.25	141.25	88.28
22.5	-1503.72	0.0	0.0	0.0

#### 4.3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE LA TORRE METALICA

En la actualidad hay muchos textos que tratan el asunto relacionado al estudio de las estructuras y al diseño propio de sus miembros. Sin embargo se dará una breve introducción, sobre todo para aclarar la idea si lo que trataremos sería una estructura rígida, semirígida o articulada.

Básicamente existen dos tipos de estructuras:

- 1.- Armaduras o cerchas
- 2.- Estructuras rígidas

Una armadura es un sistema estructural diseñado de tal manera que sus elementos quedan sometidos a fuerzas axiales al ser perturbado. Por lo tanto para su estabilidad física deben ir dispuestos triangularmente, por lo general. Las uniones entre

miembros se diseñan de tal forma que no poseen capacidad para transmitir momentos.

Una estructura rígida es un sistema estructural cuyas uniones se han desarrollado para actuar monolíticamente o dar continuidad total entre los miembros que se intersectan. Y como es obvio al ser perturbado, sus miembros experimentan deformaciones axiales, cortantes, de torsión y flexión.

Podemos decir que dependiendo de la unión y de la esbeltez de los miembros la estructura se la considera rígida o como una armadura. Para la torre metálica, motivo del presente estudio, se sacarán resultados para ambos casos y luego se harán las debidas correcciones, si las hubiera.

Ahora bien, la torre sosteniendo al tanque es una estructura espacial como muestra la fig.57, en la que se ha representado al tanque como una carga distribuida uniformemente. Resolver dicha estructura por métodos convencionales resultaría un problema muy dificultoso ya que tendríamos un problema hiperestático interna y externamente. Para disminuir el problema, se analizará cada marco o armadura plana ABCD de la misma figura sometida a dicha carga en forma

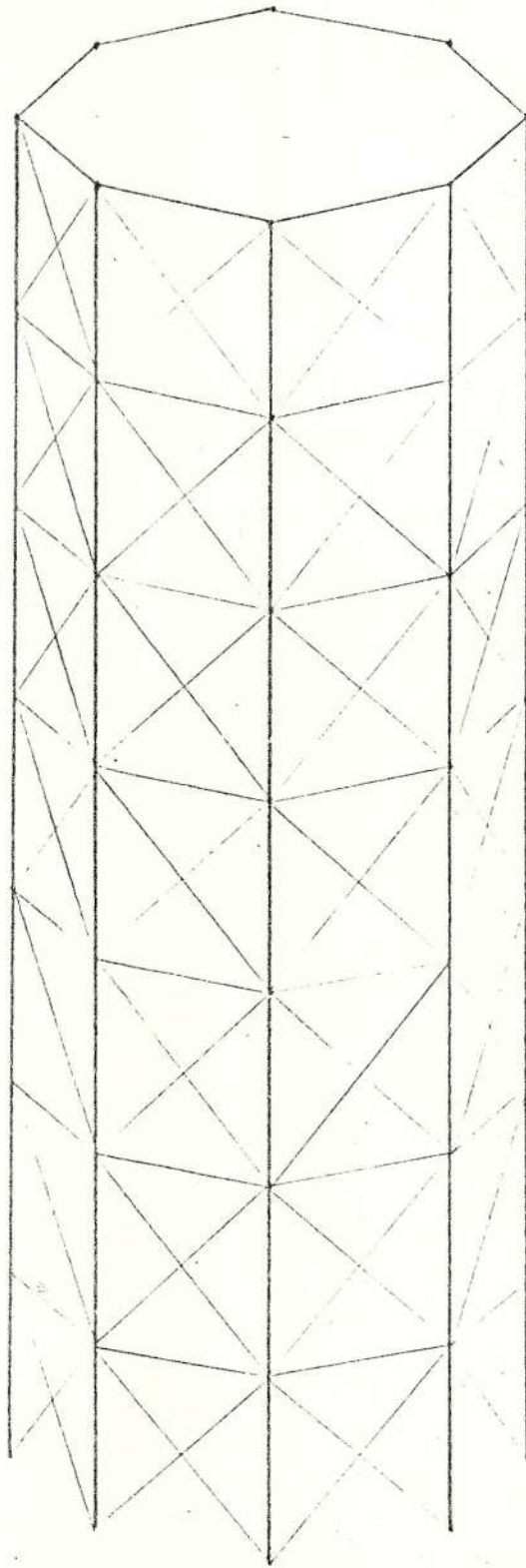


FIG. 57

RESOLVER UNA ESTRUCTURA ESPACIAL DE ESTE TIPO  
POR METODOS CONVENCIONALES, RESULTA DIFICIL

proporcional al número de ellas en la fig. son 8 marcos).

#### CRITERIOS DE DISEÑO

Prácticamente el problema se reduce al estudio de uno de los marcos o de una cercha plana, ver fig 58

En la que :

-Pesot : es el peso total de la carga muerta del tanque más la carga viva.

-Nc: es el número de marcos planos, de las que se compone la estructura espacial.

-Sis: es un porcentaje sísmico aplicado en el centro de gravedad que según la AWWA depende de la escala Mercalli Modificada común del área donde la obra prestará sus servicios. De los porcentajes se habló ya en el sec.4.1. de los cuales aquí se tomará el 7% del peso total ( $0.07Pesot$ ). Esta carga lateral actuará en el centro de gravedad de la estructura y el tanque. Pero como este punto está cercano al punto e de la figura, se supondrá aplicada en dicho punto e.

-Se ha dispuesto según el diagrama, que las diagonales se crucen entre sí puesto que el movimiento sísmico puede actuar en el lado ae o también en el

lado fd, de esa manera tendrán igual capacidad de resistencia .

-Los miembros bc tienen poca incidencia en cuanto a las condiciones de carga del tanque elevado, pero juegan un papel importante en la construcción, montaje y pintada del mismo de ahí su colocación.

-Las bases columnares a y d irán empernadas y ya que su unión con la base de hormigón no es monolítica, en consecuencia podrá rotar. Es decir no se trata de una unión que restringe en su totalidad al momento.

-La altura de la estructura es dato del problema , que en la sección 4.7 se la selecciona. Por tanto  $HH = 2200$  cm.

-La separación entre columnas  $L_n(1)$  es :

$$L_n(1) = 2 R \text{ sen } (\pi/N_c)$$

donde R y  $N_c$  son valores ya conocidos.

#### TIPO DE ANALISIS

Así como vemos a la estructura de la fig.59, consta de 35 elementos o miembros. En la que hay 16 nodos (encerrados) de los cuales, 2 son restringidos. Si cada nodo tuviera 3 grados de libertad (del 3 al 16) nos

EL MARCO ESPACIAL DE LA FIG. 57, SE LO PUEDE REDUCIR AL ANALISIS

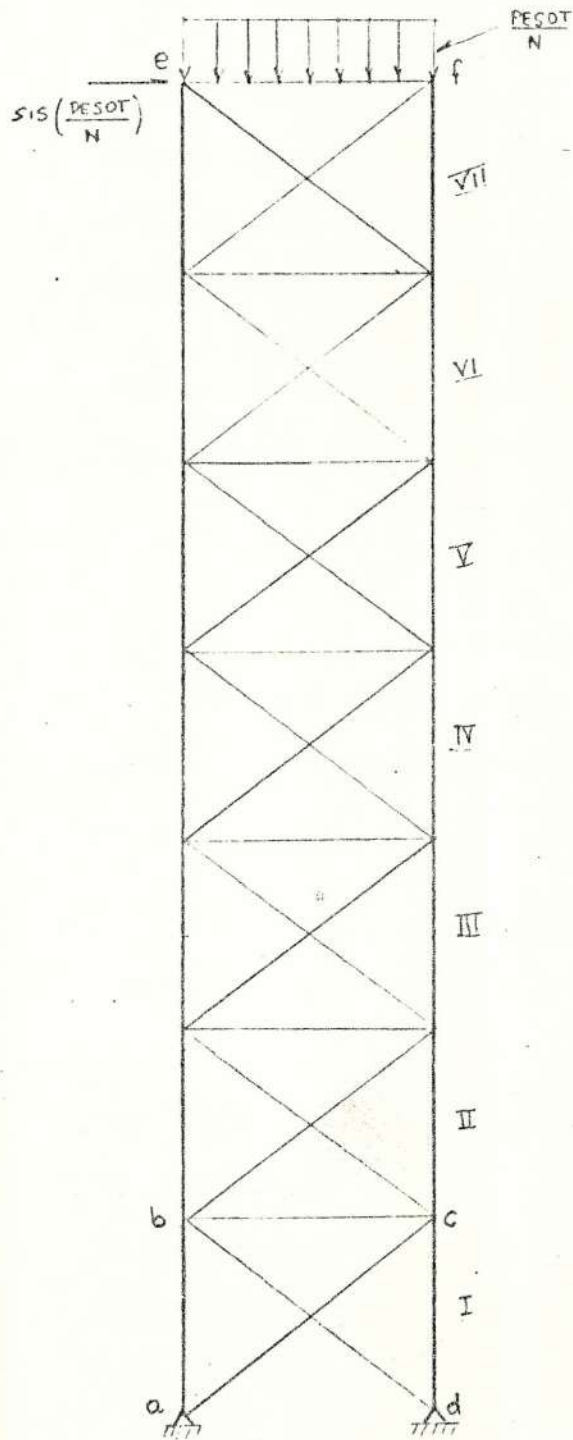


FIG. 58

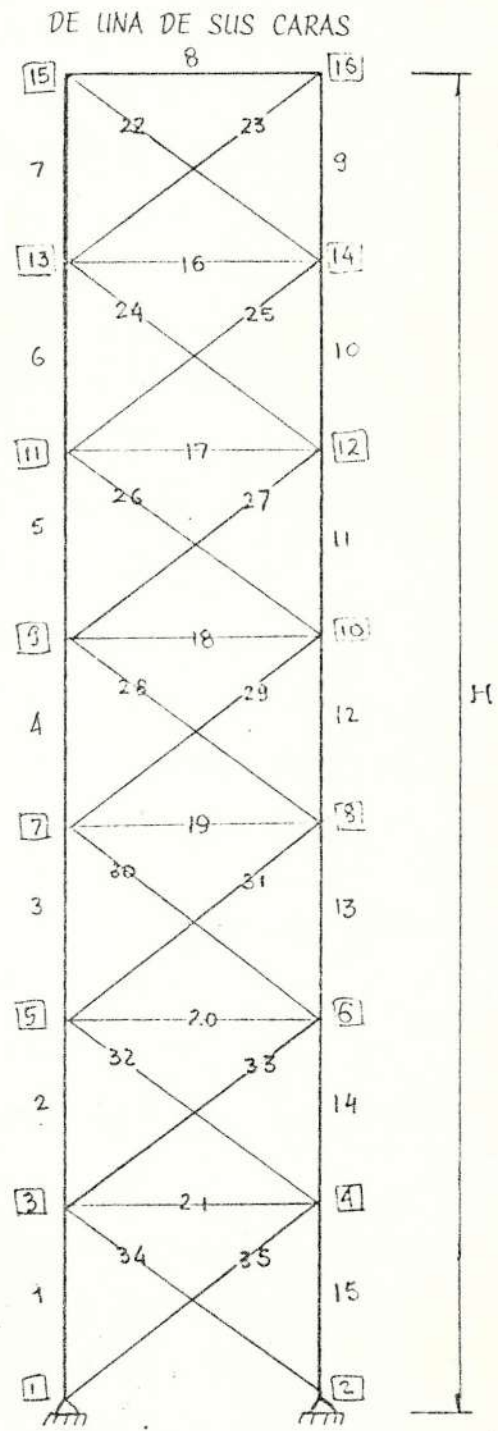


FIG. 59

darian 42 desplazamientos desconocidos y se tendría que formular y resolver 42 ecuaciones, ya que los desplazamientos en los nodos restringidos 15 y 16 son cero. Resolver 42 ecuaciones a manos es dificultosa y pueden cometerse errores.

Según la ecuación  $3b + r \leq 3j$  para pórticos rígidos tenemos  $b = 35$  miembros

$$r = 4 \text{ grados de libertad restringidos} \\ \geq 3 \text{ estable}$$

$$j = 16 \text{ nodos}$$

Se obtendrá que  $109 > 48$ , lo que nos da una estructura estable, pero con un grado de indeterminación de 61.

En cambio para una cercha con 2 G1 . por nodo debe cumplirse que [(16), (17), (18)]:

$$b + r \leq 2j \implies 39 > 32$$

por lo tanto la estructura es estable pero indeterminada en séptimo grado.

De cualquier modo, se va a tratar con una estructura hiperestática e indeterminada, sea que la tratemos como una cercha o un marco rígido.

En todo caso debemos escoger un método que nos de con rapidez los resultados, esto es fuerzas internas en

cada miembro de la estructura y las fuerzas de reacción para el diseño de la base de sustentación de la torre.

Quizás la fig.59 sea el prototipo de nuestra estructura, ella podría cambiar por ejemplo si sujetáramos entre sí las diagonales en su punto medio y las vigas de amarre (v.gr: entre nodos 3 y 4) no las colocásemos. En fin se buscará un arreglo que sea el más económico.

Para ello necesitamos hacer varios tanteos, que es posible gracias a la ayuda de una computadora, por el gran número de operaciones a ejecutarse.

El método que se empleará para el análisis será el método directo de las rigideces o de los desplazamientos. En las referencias indicadas se hace una demostración del procedimiento base para la elaboración del método. En el presente estudio se hará resaltar lo más importante.

Por lo tanto, si:

{D} :el vector desplazamiento

{Q} :el de cargas nodales

[K] :matriz de rigideces nodales de la estructura

La ecuación que gobierna los desplazamientos nodales



es:

$$\{D\} = \{Q\} [K]^{-1} \quad 4.3.1$$

El orden del vector  $D$  depende exclusivamente de los desplazamientos nodales que no se conocen. Tomando el caso de la fig.59, el orden de  $\{D\}$  es de 42, para 42 cargas nodales  $Q$ . La matriz  $[K]^{-1}$  tal como escrita representa la inversa de la matriz de rigidez del sistema estructural que en el caso propuesto debe ser de  $42 \times 42$ . Es decir, la ecuación 4.3.1 representa un sistema de 42 ecuaciones con 42 incógnitas que son los desplazamientos.

#### 4.3.1 CALCULO ESTADICO Y DINAMICO DE LA TORRE METALICA

En la ecuación anterior se vio una breve reseña del método directo de las rigideces, nada se ha dicho acerca de la configuración misma de ella.

Para hacerlo tenemos que tomar una barra como muestra la fig. 60 con modulo  $E$ , momento de inercia  $I$ , de longitud  $L$ , prismática, con ejes de simetría.

A la abscisa " $x$ " y ordenada " $y$ " se las denominan coordenadas locales de miembro.

El subcripto  $I$  se refiere a un miembro determinado de la estructura, que según la

fig.59 sería  $1 \leq I \leq 35$ .

Del mismo modo se han definido seis direcciones para los desplazamientos, que corresponden a los seis grados de libertad impuestos en los extremos.

El objetivo del subcripto se debe a que es suficiente trabajar con un miembro y la matriz de rigidez del mismo será igual para todos los miembros de la estructura, cambiando las coordenadas de la estructura.

Para el cálculo de las rigideces nodales, las rigideces del miembro se deben calcular primero en función de las direcciones de las coordenadas establecidas para la estructura. Se atacará el problema determinando primero las rigideces o fuerzas debido a desplazamientos unitarios del miembro en el sistema local de coordenadas más conveniente (fig 60). Luego, las rigideces de miembro se convierten al sistema de coordenadas de la estructura (o global), y por último se colocan en la matriz de rigideces de la estructura.

De ese modo:

$[K'(I,f,c)]$ : es la matriz de rigidez del miembro

I en coordenadas locales.

$K'(I, f, c)$ : es la fuerza o par correspondiente al grado de libertad  $f$ , debido a un desplazamiento unitario correspondiente al grado de libertad  $c$  (que en este caso  $f$  y  $c$  varían del 1 al seis).

En consecuencia  $K'(I, f, c)$  es para cada miembro:

$$K'(1,1) = A(I)/\ln(I)$$

$$K'(1,2) = K'(1,3) = K'(1,5) = K'(1,6) = 0$$

$$K'(1,4) = -K'(1,1)$$

$$K'(2,1) = K'(2,4) = 0$$

$$K'(2,2) = 12 \ln(I)/\ln(I)^3 = -K'(2,5)$$

$$K'(2,3) = 6 \ln(I)/\ln(I)^2 = K'(2,6)$$

$$K'(3,1) = K'(3,4) = 0$$

$$K'(3,2) = -K'(3,5) = K'(2,3)$$

$$K'(3,3) = 4 \ln(I)/\ln(I) \quad K'(3,6) = 2 \ln(I)/\ln(I)$$

$$-K'(4,1) = K'(4,4) = K'(1,1)$$

$$K'(4,2) = K'(4,3) = K'(4,5) = K'(4,6) = 0$$

$$K'(5,1) = K'(5,4) = 0$$

$$K'(5,2) = -K'(2,2) \quad K'(5,5) = K'(2,2)$$

$$K'(5,3) = -K'(2,3) \quad K'(5,6) = -K'(2,6)$$

$$K'(6,1) = K'(6,4) = 0$$

$$K'(6,2) = K'(2,3) = -K'(5,2)$$

$$K'(6,3) = K'(3,6) \quad K'(6,6) = K'(3,3)$$

A todos hay que multiplicarlas por  $E = 2.1 \times 10^6$

El sistema de coordenadas adoptado es de tal manera que:

- A) desplazamiento  $x$  a la derecha es positivo  
desplazamiento  $y$  hacia arriba es positivo  
rotación antihoraria es positiva
- B) Para las fuerzas externas o cargas aplicadas en los nodos, el mismo sistema adoptado para los desplazamientos

Cada uno de las fuerzas anteriores forman la matriz de rigidez del miembro  $[ K'(I, f, c) ]$ , que en este caso es de seis por seis.

Para estructuras metálicas  $E$  es constante y sólo los términos  $I_n(I)$ ,  $A(I)$  y  $L_n(I)$ , cambian de valor de miembro a miembro. Además esta matriz es para estructuras planas.

Puesto que un miembro es una parte de la estructura, sus sistemas coordenados no son iguales y para que la matriz de miembro pase a formar parte de la matriz de rigidez nodal de la estructura es necesaria una transformación, ya que las fuerzas y desplazamientos son cantidades vectoriales y por lo tanto sus componentes deben tener el mismo sentido si se van a sumar.

Para enfocar mejor dicha transformación tomemos la ecuación 4.3.1 y despejamos la fuerza:

$$\{Q'_m\} = [K'] \{D'_m\}$$

Donde  $Q'_m$  son las fuerzas en los extremos del miembro en coordenadas locales.

$D'_m$  desplazamiento de los mismos extremos en las mismas coordenadas locales.

Del diagrama de la fig.61 se puede mostrar que:

$$\begin{array}{l} Q'_{m1} \\ = \\ Q'_{m2} \end{array} \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{l} \cos(\text{teta}) \\ -\text{sen}(\text{teta}) \end{array} \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{l} \text{sen}(\text{teta}) \\ \cos(\text{teta}) \end{array} \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{l} Q_1 \\ Q_2 \end{array} \quad 4.3.3$$

Donde  $Q_1$  y  $Q_2$  son las fuerzas en el sistema X-Y global, y del mismo modo

$$\begin{array}{l} D'_{m1} \\ = \\ D'_{m2} \end{array} \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{l} \cos(\text{teta}) \\ -\text{sen}(\text{teta}) \end{array} \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{l} \text{sen}(\text{teta}) \\ \cos(\text{teta}) \end{array} \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \begin{array}{l} D_1 \\ D_2 \end{array} \quad 4.3.4$$

Donde  $D_1$  y  $D_2$  son los desplazamientos en el mismo sistema de coordenadas globales o de la estructura.

y además:

$$r = \begin{bmatrix} \cos(\text{teta}) & \text{sen}(\text{teta}) \\ -\text{sen}(\text{teta}) & \cos(\text{teta}) \end{bmatrix} \quad 4.3.5$$

en la que  $[r]$  es la matriz de rotaciones.

Reemplazando  $[r]$  en 4.3.3 y 4.3.4 y a su vez en 4.3.2 obtenemos:

$$[r] \{Q\} = [K'] [r] \{D\}$$

de donde:

$$\{Q\} = [r]^{-1} [K'] [r] \{D\} \quad 4.3.6$$

El producto matricial  $[r]^{-1} [K'] [r]$  es posible interpretarlo como la matriz de rigideces del miembro  $[KI]$ , en el sistema de coordenadas de la estructura.

La matriz de transformación  $r$ , para los 6 grados de libertad será:

$$[R] = \begin{bmatrix} r & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

El 1 que aparece en la matriz  $[R]$  es el debido a la rotación de los extremos. En consecuencia:

$$[K] = [R]^{-1} [K'] [R] \quad 4.3.7$$

Pero  $[R]^{-1} = [R]^T$  (propiedad exclusiva de  $[R]$ , por consiguiente:

$$[K] = [R]^T [K'] [R] \quad 4.3.8$$

Por lo general cuando se habla de estructuras, estamos hablando de más de un miembro. La ec.4.3.8 es la matriz de rigidez de miembro en coordenadas de la estructura. Cuando se unen varios miembros a través de un nodo, las contribuciones de cada miembro en ese nodo, se suman. De esta manera se forma la matriz  $[K]$  de la estructura, es decir:

En la ecuación  $[K] \{Desp\} = \{Q\}$ , la matriz de rigidez directa  $[K]$  es total e incluye todos los nodos, lo mismo que la matriz  $\{Desp\}$  de desplazamiento en coordenadas globales.

Para la resolución del sistema de ecuaciones tanto  $[K]$  como  $\{Desp\}$  y  $\{Q\}$  deben dividirse del siguiente modo (18)

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fr} \\ K_{rf} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{Desp_f\} \\ \{Desp_r\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{Q_{fo}\} \\ \{Q_{ro}\} \end{bmatrix} \quad 4.3.9$$

donde  $[K_{rr}]$  es la ordenación cuadrada de los coeficientes de rigidez para los grados de libertad sin restricción

$[K_{rr}]$  es una ordenación cuadrada de los coeficientes de rigidez para los grados de libertad restringidos.

$[K_{r\bar{r}}$  y  $[K_{\bar{r}r}]$  son arreglos rectangulares que representan el acoplamiento entre los grados de libertad restringidos y no restringidos.

$\{Disp_{\bar{r}}\}$  es el vector de los desplazamientos que se buscan en los grados de libertad sin restricción.

$\{Disp_r\}$  Es el vector de desplazamientos en los grados de libertad restringidos (tipos de apoyo) que por lo general son cero, como se hará en el análisis.

$\{Q\}$  es el vector de cargas aplicadas nodales  
 $\{Q_r\}$  forman las reacciones (que servirán para el diseño de la base de sustentación de la torre.

La ecuación 4.3.9 se la puede descomponer en cuatro ecuaciones matriciales separadas para su solución :



$$[K_{ff}] \{Desp_f\} + [K_{fr}] \{Desp_r\} = \{Q\} \quad 4.3.10$$

$$[K_{rf}] \{Desp_f\} + [K_{rr}] \{Desp_r\} = \{Q_r\} \quad 4.3.11$$

En consecuencia:

$$\{Desp_f\} = [K_{ff}]^{-1} (\{Q\} - [K_{fr}] \{Desp_r\})$$

por consiguiente ya que  $\{Desp_r\} = \{0\}$ , se obtiene:

$$\{Desp_f\} = [K_{ff}]^{-1} \{Q\} \quad 4.3.12$$

donde  $[K_{ff}]^{-1}$  es una matriz inversa de  $[K_{ff}]$ .

Obteniendo el vector  $\{Desp_f\}$  se reemplaza en 4.3.11 y se obtienen las reacciones.

El paso final es la determinación de las fuerzas y pares en los miembros de la estructura, para ello procedemos en forma inversa, como sigue:

$$\{Q'_m(I)\} = [K'(I)] [R(I)] \{D'(I)\} \quad 4.3.13$$

El subscripto I se refiere a cada miembro.

Esta ecuación nos servirá para conocer si los miembros de la estructura cumplen con los

requerimientos del AISC, ya que son las fuerzas las bases de un diseño adecuado.

Hasta el momento siempre se ha hablado de las cargas nodales, es decir, de aquellas cargas externas que actúan directamente en un nodo en particular sea ésta una fuerza o un par, o sea  $\{Q\}$  de la ec.4.3.9. Nuestro problema en consideración tiene una carga distribuida en la parte superior (anillo de sustentación del tanque a la estructura).

Esto hace que nuestro problema se dividan en dos casos: El uno, en resolver la estructura primaria donde todos los desplazamientos  $\{Desp_{*}\}$  son cero, es como tratar el miembro ef de la figura 59 empotrado en sus extremos y encontrar los miembros de empotramiento perfecto y las reacciones verticales.

Y el segundo caso el de resolver el problema complementario (fuerzas nodales más fuerzas equivalentes en los nados). Ambos casos se suman por superposición. Esto se ilustra mejor en el gráfico de la fig. 62.

El problema primario no necesita un análisis

requerimientos del AISC, ya que son las fuerzas las bases de un diseño adecuado.

Hasta el momento siempre se ha hablado de las cargas nodales, es decir, de aquellas cargas externas que actúan directamente en un nodo en particular sea ésta una fuerza o un par, o sea  $\{Q\}$  de la ec.4.3.9. Nuestro problema en consideración tiene una carga distribuida en la parte superior (anillo de sustentación del tanque a la estructura).

Esto hace que nuestro problema se dividan en dos casos: El uno, en resolver la estructura primaria donde todos los desplazamientos  $\{Desp.\}$  son cero, es como tratar el miembro ef de la figura 5B, pag.146 empotrado en sus extremos y encontrar los miembros de empotramiento perfecto y las reacciones verticales.

Y el segundo caso el de resolver el problema complementario (fuerzas nodales más fuerzas equivalentes en los nodos). Ambos casos se suman por superposición. Esto se ilustra mejor en el gráfico de la fig. 62, pag. sig.

El problema primario no necesita un análisis

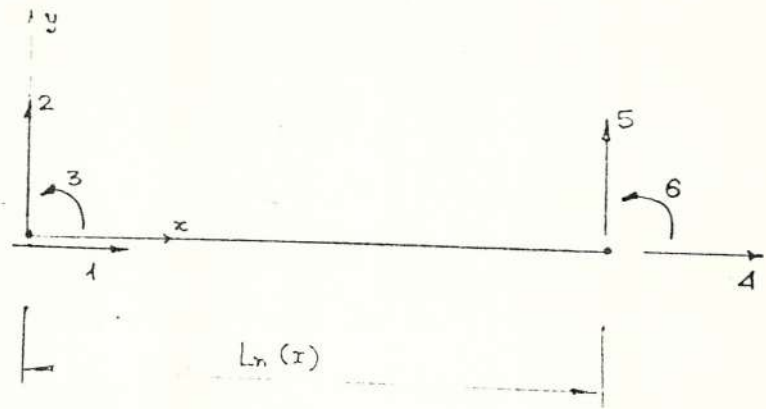


FIG. 60

Desplazamientos del miembro en coordenadas locales

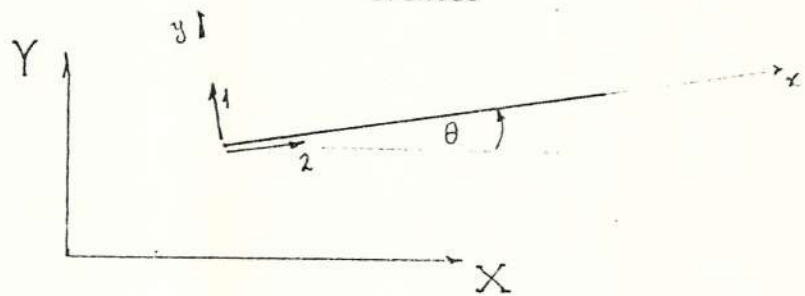


FIG. 61

Desplazamientos del miembro en coordenadas globales o de la estructura

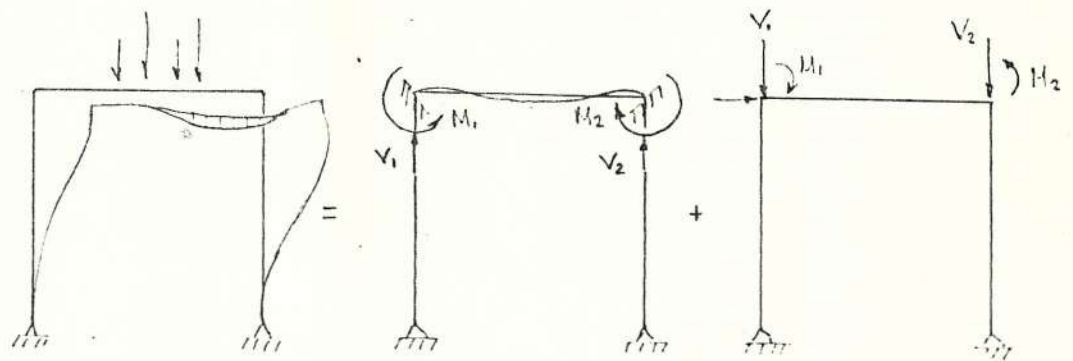


FIG. 62

El problema inicial es la superposición de un problema primario y otro complementario.

real, porque los resultados son los que se obtienen de una viga empotrada.

Analizaremos básicamente 2 formas de estructuras fig. 63, a la estructura # 1 se la analiza como una cercha o armadura es decir con 2 grados de libertad ( $g_l=2$ ), por cada nodo.

A la estructura # 2 se la analiza primero como una cercha ( $g_l=2$ ) y luego como un marco rígido ( $g_l=3$ ). La columna de ambas torres se erigen formando un ángulo de 2.8 grados, con la vertical. El objeto de la inclinación es para:

- 1.- Que las columnas absorban la mayor parte de la componente horizontal de la carga sísmica.
- 2.- Que a consecuencia de 1 las cargas axiales internas compresivas son menores los esfuerzos, siendo la estructura más económica.

Para demostrar esto veamos el siguiente ejemplo (fig. 64a y b).

Ec. básica

$$E I y = \frac{h^3}{3} \frac{F_v \operatorname{sen}(\text{teta})}{\cos^3(\text{teta})} - \frac{F_h}{\cos^2(\text{teta})}$$

$F_v$ : es la fuerza supuesta de compresión

$F_h$ : es  $0.07F_v$

$$N = F_h \operatorname{sen}(\theta) + F_v \operatorname{cos}(\theta)$$

$$N'(\theta) = F_h \operatorname{cos}(\theta) - F_v \operatorname{sen}(\theta) = 0$$

$$\text{En } \delta_1 = - \frac{F_v h^3}{3 E I} \quad (0.07)$$

$$\text{y } \delta_2 = - \frac{F_v h^3}{3 E I} \quad (0.017)$$

de donde  $\delta_2 < \delta_1$

Conclusión: La cara AB de la columna 64a se comprime más que la cara A'B' de la figura 64b tan sólo con 3 grados de inclinación. Por lo tanto para la estructura se trabajará, con un máximo de 3° de inclinación

De la fig. 63 usaremos la siguiente nomenclatura:

**Div** : Número de divisiones simétricas de la estructura plana

**Ele** : Número de miembros por división.

**No** : Número de nodos (restringidos + no restr.)

**{Q(c)}**: Cargas nodales

En ambas estructuras se tienen como datos la

ANALISIS DE DOS DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURAS.

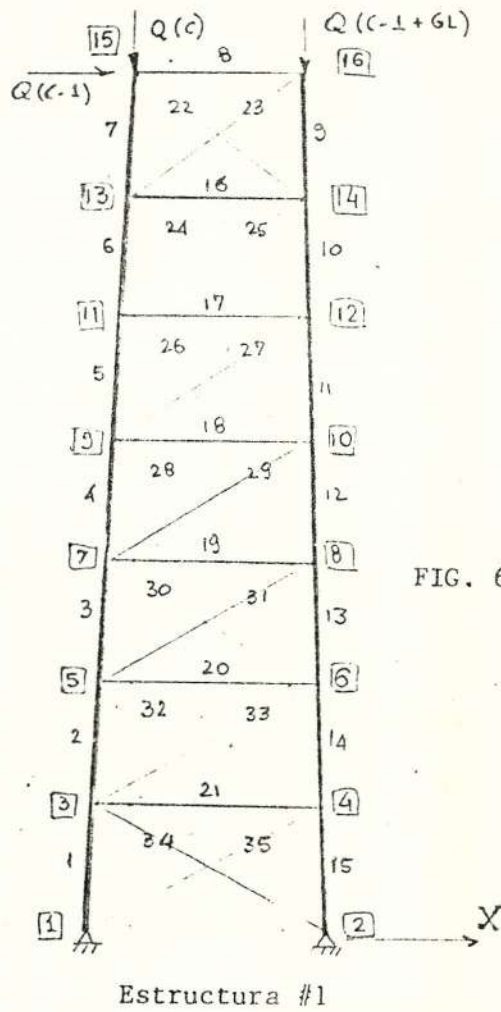


FIG. 63

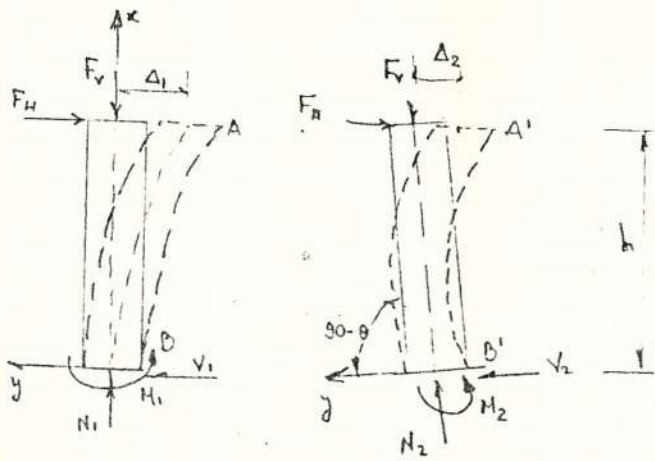
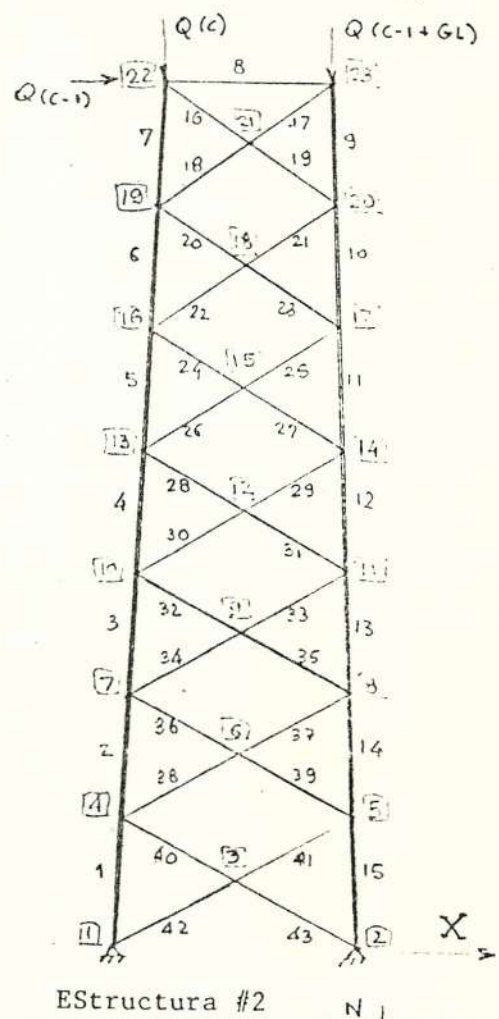


FIG. 64a,b  
La inclinación de las columnas tiene sus ventajas

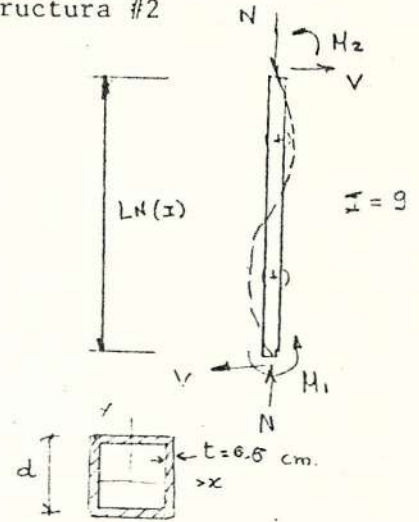


FIG. 65a,b  
Diseño del miembro #9

separación entre columnas,  $Ln(Div+1)$ ,  $Pesot$ , altura de la estructura  $HH$ , el ángulo  $\alpha$  de inclinación de columna, las propiedades del anillo de sustentación del tanque, el número de soportes del reservorio al anillo mencionado (= número de columnas  $Nc$ ), el número de divisiones supuestas (en este caso  $Div=7$ ), el número de elementos por división  $Ele$ , los grados de libertad por nodo  $G1$  y los datos iniciales del tipo de miembros que se utilizará para cada estructura. Además los elementos 1 al 7 y 9 al 15 ó ( $1 \leq I \leq Div$  y  $Div+2 \leq I \leq 2Div+1$ ) tendrán la misma área  $A(I)$  y momento de inercia  $In(I)$ , es decir, se trata de columnas continuas.

En el apéndice B pueden verse los resultados de ambas estructuras. Las dimensiones y propiedades de los materiales usados, se resumen en la tabla VIII.

La estructura #2 representa un ahorro en peso del 20% aproximadamente. Por lo tanto será el modelo de nuestra estructura. Es posible que con una altura menor, el modelo 1, resultase más económico, pero ese es otro problema.



TABLA VIII

	Estructura #1	Estructura #2
Inclinación de columnas	8 vigas tubo [I] de $70.56 \text{ cm}^2$ a $2.8^\circ$	
Uso de diagonales	14 varillas de 24mm en tensión axial $A(I) = 4.54 \text{ cm}^2$ long. total = 7395 Nc	tubular de 50mm Ced. 40. Absorbe tensión y compresión axial $A(I) = 6.9 \text{ cm}^2$ lg. tot. = 7396 Nc
Vigas de amarres	6 vigas [I] prefabricadas de canal 10 - 10 - .6 $A(I) = 21.64 \text{ cm}^2$ long. tot. = 2538 Nc	No las usa
Peso de estructura	15294.0 kg.	12943.0 kg.

Según los resultados obtenidos para el modelo #2 tanto con  $G1=3$  y  $G1=2$ , tendremos que tener mucho cuidado en el tipo de junta que se realizará en determinado nodo. Este es el caso del miembro # 9, veámoslo:

Si se pusiera una unión rígida en el nodo 23 (empalme de miembros 8, 9 y 17), se obtendría según los requerimientos del manual de la en la sec. 1.6.1 pag. 5.26 para miembros sujetos a compresión axial y flexión, fórmulas 1.6-1b, además  $F_a$  de 1.5.1 ó 1.5.2 y  $F_b$  de 1.5.1.4 lo

siguiente, ver fig 65:

$$\text{Con } L_n(I) = 314.66 \text{ cm}$$

$$N = -82533.06 \text{ kg}$$

$$V = 509908.3 / L_n(I) = 1620.5 \text{ kg}$$

$$M_2 = 958933.8 \text{ kg cm}$$

$$M_1 = 60882.7 \text{ kg cm}$$

$$A(I) = 70.56 \text{ cm}^2$$

$$I_n(I) = 10169.1 \text{ cm}^4$$

$$S(I) = 678.0 \text{ cm}^3$$

$$F_a = 1405.45$$

Se obtiene:

$$f_a / F_a = (N / A(I)) / F_a$$

$$f_a / F_a = 0.832 > 0.15 \implies \text{utilizar for. 1.6.1a} \\ \text{y 1.6.1b}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a / F'_{ex}) F_b} \leq 1.0 \quad 1.6.1a$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 M_1 / M_2 \text{ pero mayor que } 0.4$$

$$C_m = 0.5746 \quad f_b = M_2 / S(I) = 1414.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{1b} / r_b = 26.2 \implies F'_{e} = 15753.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.66 F_y \text{ con } F_y = 2400$$

$$\text{y } f_a = 1169.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Reemplazando: } 0.832 + 0.554 > 1$$

Por lo tanto la unión rígida en ese nodo no es satisfactoria, la columna fallaría. Por consiguiente en el plano de flexión de la columna ésta tendría que girar un 75% por lo menos, para garantizar la columna en ese punto. Construccionalmente podemos evitar la restricción en ese plano de flexión ya que por compresión tenemos garantizada nuestra columna ( $f_a < F_a$ ).

Del mismo modo si chequeamos el cortante, de la sec 1.5.1.2 del AISC===== >  $F_v = 0.40 F_y$

$$f_v < 0.4 F_y \quad \text{OK}$$

Siguiendo el mismo procedimiento para el miembro 15 concluiremos que la columna de sección cuadrada tubular de 30 - 30 - 0.6 cm es satisfactoria.

Para los miembros diagonales se ha elegido una sección que absorba tanto esfuerzo axiales de tensión como de compresión, dependiendo esto de la dirección del movimiento lateral, de esta manera se encontró que un tubo de sección circular de 5.0 cm de diámetro nominal (ced.40), con:

$$A (16,17,\dots,43) = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$I_n (16,17,\dots,43) = 27.72 \text{ cm}^4$$

Comprobación:

tenemos 3 casos, ver tabla 4.3.2 que son los más significativos:

Miembro I=21

$$f_a < 0.6 F_y \implies 5622.2/6.9 < 1500 \text{ ok}$$

$$f_b = 1514.07 / (27.72/2.5) = 136.55$$

según 1.6.2 y 1.6.1b (AISC)

$$0.626 \leq 1 \text{ OK}$$

Miembro I=24

$$F_a = 741.77 \text{ (de 1.5.1 AISC)}$$

$$f_b/F_b = 0 \text{ por tanto } \implies 591.05 < F_a \text{ OK}$$

Miembro I=40

$$F_a = 715.34 \text{ (de 1.5.1)}$$

$$f_a < F_a \text{ OK}$$

Conclusión:

Se necesitan

$$8 \text{ tubos } [ ] 30 \ 30 \ .6 \implies 55.39 \text{ kg/m } \implies 9760.22 \text{ kg}$$

$$\text{tub. ced } 40 \text{ de } 5\text{cm.} \implies 5.42 \text{ gk/m } \implies 3204.50 \text{ kg}$$

$$\text{=====}$$

$$12964.72 \text{ kg}$$

$$\text{=====}$$

#### 4.3.2 DISEÑO DE LA BASE DE SUSTENTACION DEL TANQUE

##### DISEÑO DE LA PLACA DE SUSTENTACION DE COLUMNA

Para el diseño de la placa se utilizarán las fórmulas del AISC. Como dato inicial se utilizarán 4 pernos de anclaje, que absorberán 7192.4 kg cada uno de ellos se encontrará en cortante simple el tipo de material será A36. La rosca del perno irá incluida en el plano de corte. El esfuerzo cortante permisible  $F_v$  es de la pag. 4.5 (AISC), 695,9 kg/cm<sup>2</sup> (= 9.9 ksi) y la carga permisible para un perno de 19mm es 1995.5 kg. Mientras que lo que necesitamos son  $7192.4/4 = 1798.1$  kg/m por lo cual la elección es satisfactoria se utilizarán pernos de 19mm tipo aplastamiento con rosca incluida en el plano de corte de acero A36.

El trazo según pag.4.125 (AISC) debe ser, para pernos de anclaje de 19 a 25mm, de 8mm de sobremedida, por lo tanto el hoyo tendrá 27mm de diámetro y será de 25 mm (tabla 1.16.5.1 disc) + 3/4 (19mm) (tabla 1.16.5.4) nos da un  $g = 3.925$ . Las fig.66 al 69 se incluyen en la pag.174. Veamos, por tanto la fig.66a:

$$l_1 = 3.925 + 3.925 \cos 45^\circ = 6.7 \text{ cm}$$

luego la longitud total de la placa mínima será:

$$L_{p1c} = 30 + 6.7 \times 2 = 43.4 \text{ cm}$$

Una buena elección es utilizar una placa de 45 x 45

#### CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA

La conexión placa - base de columna se la diseñará para que pueda rotar, para ello utilizaremos las fórmulas de la pag.3.99 al 3.101 (AISC), ver fig.67 :

$$t_p = m (f_p / 0.25F_y)^{0.4}$$

donde  $m = (M - 0.8b_f) / 2$  ;  $b_f = 30 \text{ cm.}$  (lado de la columna).

$f_p$  esfuerzo actual del concreto = carga axial /  $M^2$

$$M = L_{p1c} = 45$$

Además

$$A1 \geq P/0.7fc' \quad \text{con } fc' = 210 \text{ kg/cm}^2$$

P : La mayor fuerza de compresión axial

$$P = 101607 \text{ kg.}$$

por tanto  $A1 \geq 691.2$

El área actual es de  $45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$  OK

$$f_p = 101607 / 2025 = 50.17 \text{ kg /cm}^2$$

por otro lado  $m = 10.5 Fy = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$$t_p = 2.97 \text{ cm}$$

Por consiguiente se utilizará una placa de

$45 \times 45 \times 3 \text{ cm.}$

Por lo cual el peso de las 8 placas para las 8 columnas es de =====> 381.5 kg.

#### BASE DE HORMIGON PARA LAS COLUMNAS (19)

Para el diseño de la base de la torre se utilizarán los valores máximos de las cargas, puesto que como se sabe la fuerza lateral sísmica puede actuar en cualquier dirección. Por esta razón usaremos las reacciones 3 y 4, de la fig.68, las que de acuerdo a los resultados son:

$$R3 = 7192.4 \text{ kg}$$

$$R4 = 101608 \text{ kg.}$$

En el gráfico fig. 68b se ha omitido la viga de amarre sólo por conveniencia, pero se la diseñara también con la fuerza compresiva R3. La cota  $d_3 = 31$  cm, se la ha elegido de tal manera que la humedad producto de las lluvias no afecte de ninguna manera a la placa de acero que irá sobre la cara AB y por el cálculo de la viga de amarre, posteriormente.

La columna ABCD debe ser capaz de resistir la carga axial R4. Para cuyo diseño necesitamos conocer la distancia  $d_1$  hasta el plinton. Y para diseñar el plinton necesitamos conocer entre otras cosas la profundidad  $d$  que tendrá que cavarse. La cual debe ser encontrada después de un análisis exhaustivo del lugar donde se erigirá la obra. El propósito del presente diseño es mostrar los resultados y la manera como llegar a ellos. Por lo tanto se consultó con el Ing. Geólogo Miguel Angel Cháves de la ESPOL y manifestó que en la zona de la Península la pre-admisibilidad del terreno  $q_u$  es del orden de  $4.0$  kg/cm<sup>2</sup> y que habría que cavar por lo menos 50 cm para encontrar esta presión. El terreno en dicha zona es del tipo limo-arcilloso-arenoso.



Enfatizó que era necesario, para un cálculo real de construcción tomar muestras de la zona. En el presente diseño por motivos de cálculo se trabajará con esos datos.

#### DISEÑO DEL PLINTON

$f'c$  definido como  $210 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$q_m = R4 = 101608 \text{ kg}$ .

$q_u = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

$q_t$  : peso medio del terreno y zapata =  $2100 \text{ kg/m}^3$

$p_t = q_t d = 0.105 \text{ kg/cm}^2$

$q_e$  : presión efectiva del suelo =  $q_u - p_t = 3.9 \text{ kg/cm}^2$

Area neta  $A_n = q_m / q_e = 26086.6 \text{ cm}^2$

Si la zapata es cuadrada, cada lado tendrá  $161.5 \text{ cm}^2$ . Se escoge un  $l = 164 \text{ cm}$ . La carga última o de rotura será :

$q_u = [1.4 q_m + 1.7 q_u] / A_{req} = 5.29 \text{ kg/cm}^2$

que servirá para calcular el concreto y el acero.

La fig. 69a muestra la distancia  $d$  necesaria para

las exigencias de esfuerzo cortante. Haciendo varios tanteos se seleccionó  $d = 30$  cm.

El perímetro crítico abcd es:

$$b = 4 (L_{p11} + d) = 300$$

El esfuerzo cortante que actúa en este perímetro, es igual a la resultante de la presión total hacia arriba de la zapata, menos la correspondiente al perímetro mencionado, es decir:

$$1.- V_{u1} = q_u L_{zap}^2 - q_u (d/2 + d/2 + L_{p11})$$

$$V_{u1} = 112523.6 \text{ y con } f_i = 0.85 \text{ tenemos}$$

$$v_{u1} = V_{u1} / f_i b d = 14.7 < 1.04(f'c) \Rightarrow \text{OK}$$

Ahora el esfuerzo cortante unidireccional en una sección como la ef es:

$$V_{u2} = q_u [L_{zap} - 2d - L_{p11}] L_{zap} / 2 = 25593.02$$

$$v_{u2} = V_{u2} / f_i b d = 6.12 < 0.52(f'c) \Rightarrow$$

Por consiguiente el espesor  $d$  seleccionado es satisfactorio, para ambas exigencias de esfuerzo cortante.

2.- Chequeo de momento flector:

PARAMETROS INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO DEL PLINTON

FIGS. 66 y 67

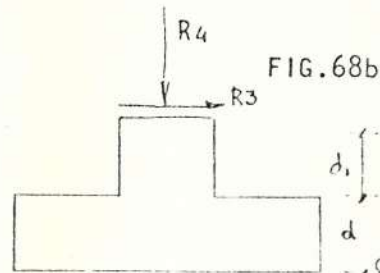
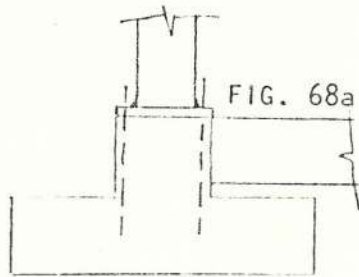
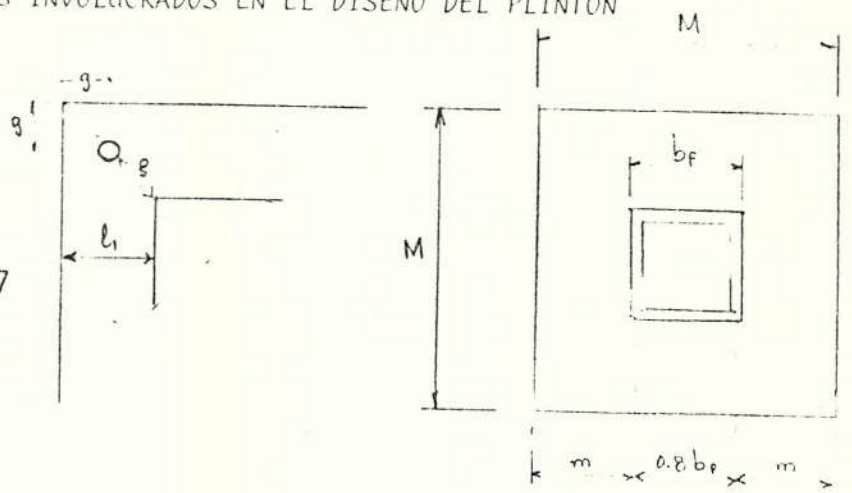


FIG. 68b

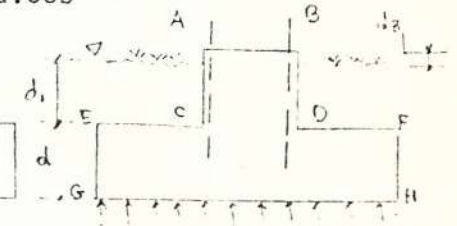
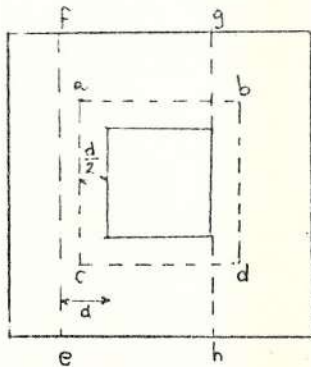
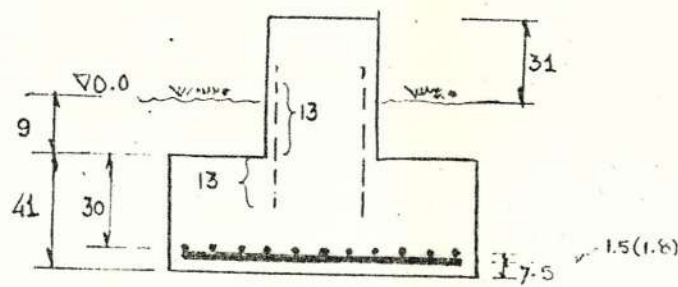
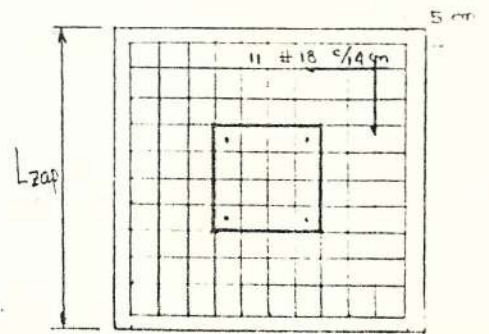


FIG. 69a



FIGS. 69 b, c



FIGS. 69 d, e

$$M_u = q_u L_{zap} [(L_{zap} - L_{pi})/2] \cdot \eta = 1535689.6$$

con  $M_u/f_i b d^2 = 11.56$  nos vamos al gráfico del apéndice B y nos sale una cuantía  $\rho = 0.0045$ , pero resulta que la mínima es :

$$\rho_{min} = 14/F_y = 0.0056$$

Por consiguiente, ya que  $\rho_{min} = A_s / b d$

obtenemos que  $A_s = 27.55 \text{ cm}^2$  (área total de acero)

Por lo que utilizaremos 11 barras de 18 mm redondos en cada dirección, fig.69c

El momento de rotura  $M_n$  es:

$$M_n = A_s F_y (d - a/2)$$

de donde  $a$ : la altura del bloque de tensiones debido a la flexión:

$$a = \frac{T}{(f_i - f_c') L_{zap}} = \frac{A_s F_y}{f_i - f_c' L_{zap}} = 2.39 \text{ cm}$$

por tanto  $M_n = 2015618$

luego,  $M_u < f_i M_n$ , lo que nos indica que también satisface, el espesor  $d$  y las exigencias de momento flector.

3.- Aplastamiento de la columna sobre la zapata

En este caso  $f_i = 0.7$

$$f_i P_n = f_i (0.85 f_c' A_{p11}) = 253023.8$$

$$P_u = 1.4q_m = 142250.4$$

por lo tanto  $P_u < \phi P_n$

además de la exigencias del código ACI:

$$A_{min} = 0.5\% A_{pil} = 10.12 \text{ cm}^2$$

que se consigue con 4 barras redondas de 1.8 cm que irán empalmadas con las de la columna propia.

La longitud de desarrollo mínima de las barras pasantes por encima y debajo de la zapata es:

$$l_d = 0.0295 A_b F_y / (f_c')^{1/4} = 13 \text{ cm}$$

que cabe perfectamente en una zapata con un  $d=30$  cm

Por otro lado para hormigón que está en contacto con el suelo se exige que el recubrimiento mínimo sea de 7.5 cm. Pero  $d$  es la distancia entre la parte superior de la zapata y el centro de las barras de la capa superior, ver fig.69d

Por consiguiente el espesor  $d_t$  total es :

$$d_t = d + 1.5d_{var} + 7.5$$

$$d_t = 40.2 \text{ cm} \implies \text{se elige } 41 \text{ cm}$$

por lo tanto  $d_1 = 9.0$  cm

#### DISEÑO DE LA COLUMNA DE HORMIGÓN

La compresión axial es  $R_4 = 101608$  kg

$$P_{per} = (0.85 f_c' A_c + F_y A_s) f_i$$

de donde:

$$f_i = 0.7 \text{ para elementos con estribos}$$

$$A_c = \text{sec. neta de concreto (sin varillas)} = A_p - A_m$$

$A_s$  : en este caso es la seccion de 4 pernos de anclaje de 1.9 cm = 11.34 cm<sup>2</sup>

$$A_{p11} = 45 \times 45$$

$$P_{per} = 271451.8 > R_4 = P_u \quad \text{OK}$$

Ya que las cuatro barras longitudinales ( que actúan como pernos de anclaje son de una medida de 1.9 cm, los estribos que se utilizarán serán de 0.5 cm (#5). Y la separación entre ellas no debe su superior a 16 diámetros de barra longitudinal (30cm), fig. 69e

#### DISEÑO DE LA VIGA DE AMARRE ENTRE PILARES.

En la fig. 70 puede verse a la viga de amarre entre pilares, los datos que se necesitan en el presente estudio son:

$$q_a = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_3 = 7193 \text{ kg}$$

$$L_{vg} = L_n(\text{Div} + 1) - L_{p11} = 270 \text{ cm}$$

$P_v$  : carga supuesta de diseño = 500 kg

$P_{mh}$  : peso específico de hormigón = 0.0024 kg/cm<sup>3</sup>

se requiere  $P_{h1}$  : peso de hormigón por unidad de longitud

De un análisis previo , fig 70b, sea  $b=15$  y  $d=25$ cm

$$q_u = (1.4 P_{h1} + 1.7 P_v) / b / L_{vg} = 0.2546 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_1 = q_u b = 3.82 \text{ kg/cm}_{L_{vg}}$$

$$M_1 = \frac{w_1 (L_{vg}/2)^2}{2} - V_u (L_{vg}/2)$$

$$\text{y } M_2 = R_3 e ; e = d/2 + 2.5$$

$$M_1 = -34182.5$$

$$M_2 = 107895$$

Ya que  $M_2$  es mayor que  $M_1$ , por lo tanto será el que gobierne para las dimensiones de la sección transversal de la viga.

$$\text{Si } \rho_{min} = 0.0056$$

$$A_s = \rho_{min} b d = 2.1 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar 6 barras \#7 con } A_{s2} = 2.31 \text{ cm}^2.$$

$$M_n = f_i A_{s2} F_y (d_2 - a_2/2)$$

de donde:

PARAMETROS INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO DE LA VIGA DE AMARRE

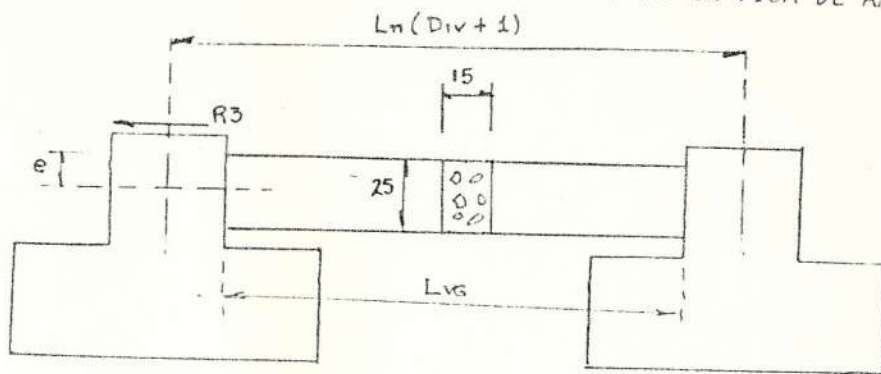


FIG. 70a

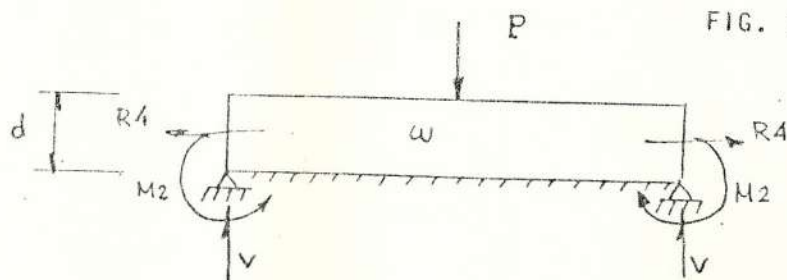


FIG. 70b

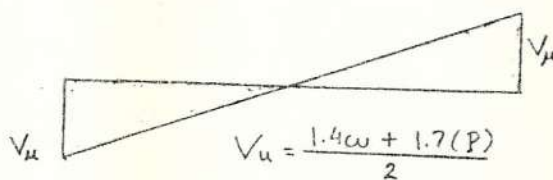


FIG. 70c

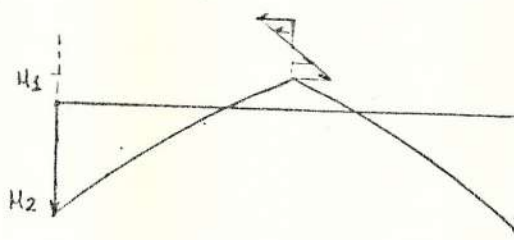


FIG. 70d

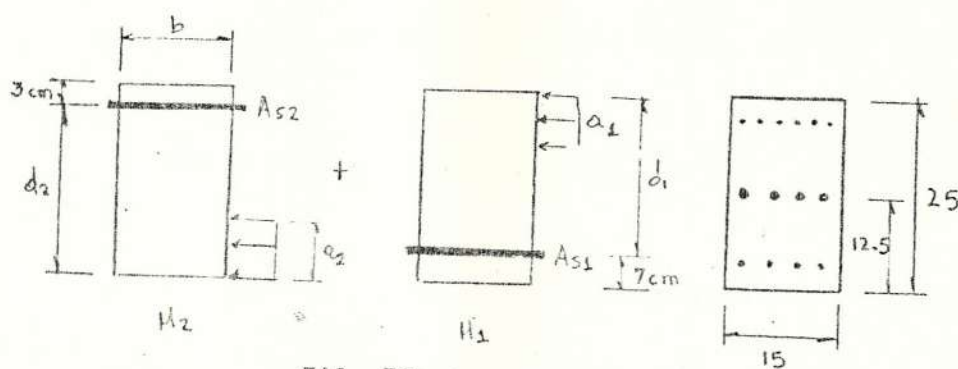


FIG. 70e

FIG. 70f



$$a_2 = A_{s2} y / (0.85 f_c' b)$$

se obtiene :

$$M_n = 108731.7 > M_2 \quad \text{OK}$$

Del mismo modo para M1:

$$d_1 = 18\text{cm} \quad b = 15\text{cm}$$

$$r_{\text{min}} = 0.0056$$

$$A_{s1} = 1.54 \text{ cm}^2 \implies 4 \text{ barras } \#7. ; r_o = .0057$$

$$a = 1.44$$

$$M_{n1} = 59875.2 > 34182.5 \quad \text{OK}$$

Ahora veamos si la sección es la mínima requerida para esfuerzos cortantes:

$$V_u = w_1 L_v / 2 \implies V_u = 515.7 \text{ kg.}$$

El código exige que :

$$v_c = 0.5(f_c')^{.5} + 175 r_o V_u d_1 / M_1 \leq .93(f_c')^{.5}$$

$$\text{por tanto : } 7.52 < 0.93(f_c')^{.5} \quad \text{OK}$$

$$\text{Si } v_u = V_u / f_i b d_1 ; f_i = 0.85, b = 15 \text{ y } d_1 = 18$$

$$v_u = 2.25 < v_c / 2 \quad \text{OK}$$

El código además dice, que si  $v_u < v_c/2$  entonces

la sección no necesita de armadura transversal en el alma. Por lo cual concluiremos que la sección así como está satisface el cortante. De este modo nuestra viga quedará así, ver fig 70f.

#### 4.4 DISEÑO DE LAS ESCALERAS

En la sec.7.1 de la AWWA, dice que una escalera de torre con barandas o rieles principales no menor que 5.0-0.95 cm con un espaciamento entre ellas de no menor de 40.6 cm y con travesaños no menor que 1.9 cm en redondo o cuadrado espaciados 30.5 cm entre centros serán proporcionados, extendiéndose desde un punto a 244 cm sobre el terreno hasta, y conectado ya sea con el rigidizante del balcón o la escalera del tanque, si no se usa balcón.

De lo que puede apreciarse la escalera de la AWWA no tiene apoyos laterales en una gran proporción de las mismas, de ahí el gran espesor de la baranda fig.71b Por lo tanto si incluimos más apoyos laterales donde ocurre la flexión de la escalera el espesor disminuirá considerablemente. Ese será el objetivo de la siguiente sección, así como la canastilla de protección, fig.71c. En una sección subsiguiente se

tratará si se llega a requerir, una escalera para el techo, que por lo regular se lo utiliza cuando la pendiente del techo es pronunciada y no hay suficiente apoyo para pintar dicha superficie, en realidad es opcional.

#### 4.4.1 DISEÑO DE LAS ESCALERAS EXTERIORES Y SU CANASTILLA DE PROTECCION

Adicionalmente a lo que se dijo en las primeras líneas anteriormente, la sec.3.2.6 de la AWWA dice que cada travesaño de una escalera debe resistir 158.73 kg (350 lb). Este dato resulta necesario para ver si es satisfactoria la medida dada (1.9 cm) o esta sobredimensionada; además que tenemos que guiar el factor k de diseño de columnas (barandas) y necesitamos estar seguro en esta dimensión, fig.72a

El travesaño se haya "empotrado" entre los lados de las rieles a una carga de 158.73 kg en el centro de el fig.72b.

$$M = P_o L / 8 = 800 \text{ kg y } \sigma = 1584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{además: } \sigma = M/S_x \implies S_x \geq 0.505 \text{ cm}^3$$

PARAMETROS QUE SE CONSIDERAN EN EL DISEÑO DE LAS ESCALERAS Y SU CANASTILLA DE PROTECCION

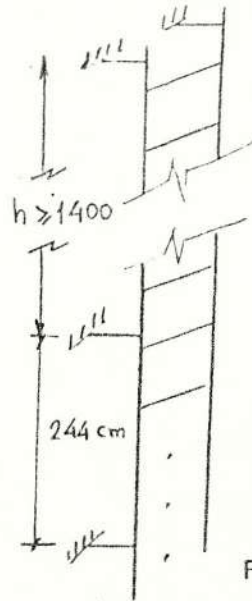


FIG. 71a

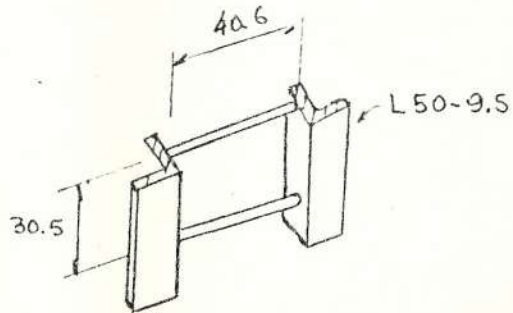


FIG. 71b

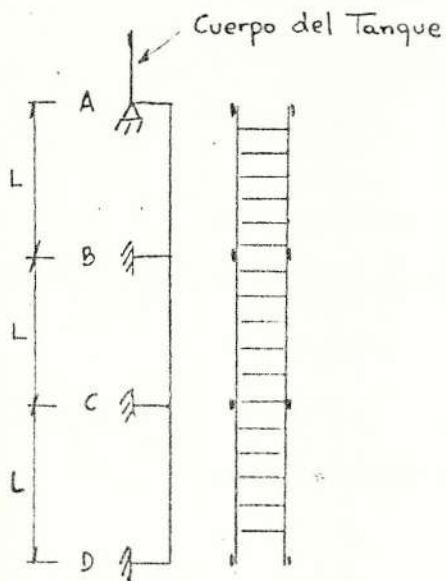


FIG. 73

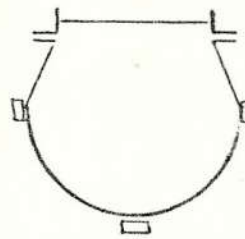


FIG. 71c

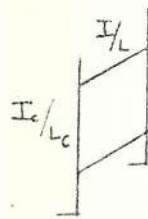


FIG. 72a

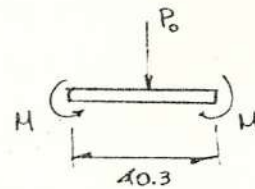


FIG. 72b

que corresponde a una variable de 17.26 mm de diámetro. La inmediata mayor es una de 19mm, que era la especificada. Sus propiedades son:

$$I_x = 0.64 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 0.673 \text{ cm}^3$$

$$A = 2.035 \text{ cm}^2$$

$$\text{peso} = 0.0222 \text{ kg/cm}$$

#### DISEÑO DE ESCALERA EXTERIOR A ESTRUCTURA METALICA

La altura de la escalera es igual a la altura de la torre metálica según el presente diseño. Por consiguiente la escalera será de 22 mt de alto (sec.4.7).

La escalera, fig.73 estará sujeta a la torre de tal manera que se mueva como un todo en caso de movimientos terráqueos. La pregunta sería, cuántos apoyos laterales (A,B,C....N) necesitamos para utilizar un ángulo 5.0 - 0.5 cm para las barandas principales y si éste, de acuerdo a la carga que estará sometido (12 Po) es satisfactorio o no. La carga 12 Po cubre el peso de 10 personas en la escalera al mismo

tiempo y el 2 Po restante como carga adicionalmente (peso de escalera más canastilla de protección). Propiedades del ángulo 5.0 - 0.5 cm

$$I_y = I_x = 11.32 \text{ cm}^4 \quad A = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$S_y = S_x = 3.11 \text{ cm}^3 \quad \text{peso} = 0.036 \text{ kg / cm}$$

$$r_y = r_x = 1.57 \text{ cm}$$

$$K = 1 \quad L_{AB} = L_{BC} = \dots = L_{MN}$$

$$P_e = 12P_o = 1904 \text{ kg}$$

Primeramente veremos si la sección en el ala no rigidizada del ángulo ya que el pandeo local causa una reducción en la eficiencia de acuerdo a un valor  $\phi_b$ , descrito en la sec. C2 - pag.5.94 del manual de la AISC.

Para esto la relación ala/espesor debe cumplir lo siguiente (sec.1.9.1.2 pag.5.30 AISC):

$$b/t < 95/F_y ; \quad F_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 2" = 5 \text{ cm}$$

$$t = 3/16" = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{reemplazando } 10.67 < 15.83 \text{ OK}$$

Por lo tanto la sección no cambiará localmente y no será necesario el factor de reducción en las fórmulas de  $F_a$  (sec.1.5.1.3 AISC).

El siguiente paso es encontrar la longitud efectiva de la columna en el lado de la flexión, a causa de 12 Po. -

$$\frac{KL_x}{r_x} = 200$$

Igualemos a 200, como referencia solamente para hallar la longitud entre apoyos, el utilizar un valor incide en la distancia entre apoyos para una sección en particular.

Por consiguiente de la pag. 5.74 AISC con  $KL/r = 200$  se obtiene un  $F_a = 262.2 \text{ kg/cm}^2$  (3.73 kips/plg<sup>2</sup>)

$$P_{MAX} = F_a (2A) = 2417.5 \text{ kg}$$

$$P_{MAX} > (12P_o = 1904 \text{ kg})$$

$$P_{MAX} > (12 P_o = 1904 \text{ kg})$$

Lo que significa que no habrá pandeo por la carga aplicada, concluyendo que el ángulo mencionado es satisfactorio según los requerimientos del AISC. Si hubiésemos elegido el perfil angular, inmediatamente menor ( 5.0 - 0.3 cm. ), la carga máxima hubiera sido 1637.5 kg. el cual no es satisfactorio (1637.5 < 12 Po)

y también pandeaba localmente reduciendo aún más dicha carga máxima, según lo anotado en líneas anteriores.

La longitud correspondiente para  $12P_0$  sería:

$$12 P_0 / (2 A) = F_a' \implies F_a' = 206.6 \text{ kg/cm}^2.$$

Utilizando la expresión 1.5.2 del manual AISC en la pag. 5.19 y despejando L obtendremos:

$$\text{por lo tanto: } L < 354 \text{ cm} \qquad 4.4.1$$

Esto significa que cualquiera sea la altura de una escalera, la longitud entre apoyos para evitar contraventeo, debe ser menor que los 354 cm, siempre y cuando se trate del perfil angular 5.0 - 5.0 - .5

Puestos que estos apoyos son conexiones ligadas a una de las columnas de la torre metálica por medio de placas o platinas según la necesidad por lo menos 3 serán diseñadas para absorber el peso de la escalera, su canastilla y la carga viva ( $= 10 P_0$ ). Estas conexiones se las diseñará en la sección 4.8.5. Por lo pronto:



$$P_E = 2H_E \left[ \frac{\text{peso del ángulo}}{mt} \right] + H_E \frac{(0.403)m}{(0.35)m}$$

$$P_{ESC} = (7.2377 + 1.3213) H_E$$

donde  $H_E$  : altura de la torre = altura de la  
escalera en metros

$$P_{ESC} = 8.56 H_E \quad (\text{kg}) \quad 4.4.2$$

El número de apoyos  $N_A$  es:

$$N_A = \text{parte entera de } (H_E / 0.305) \quad 4.4.3$$

#### DISEÑO DE CANASTILLA DE PROTECCION

La AWWA especifica que deben ser los organismos locales los que normen el tipo de jaula de protección para escaleras. No tenemos una asociación, comité o institución que regule estos sistemas de seguridad. Por lo tanto es necesario recurrir a las normas ANSI (American National Standard Institute) A14-3-1974 "Requerimientos de seguridad para fijación de escalera". Entre otras cosas dice: "La jaula de

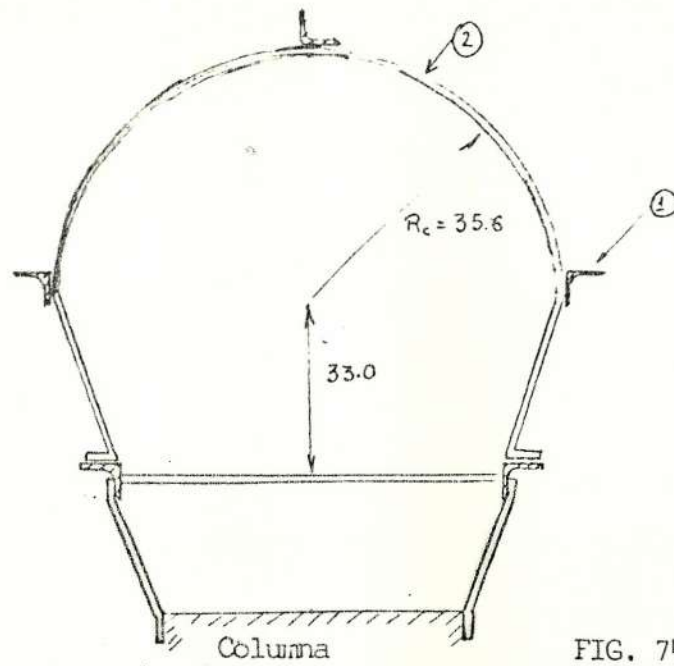


FIG. 74a Configuración de la  
canastilla de protección

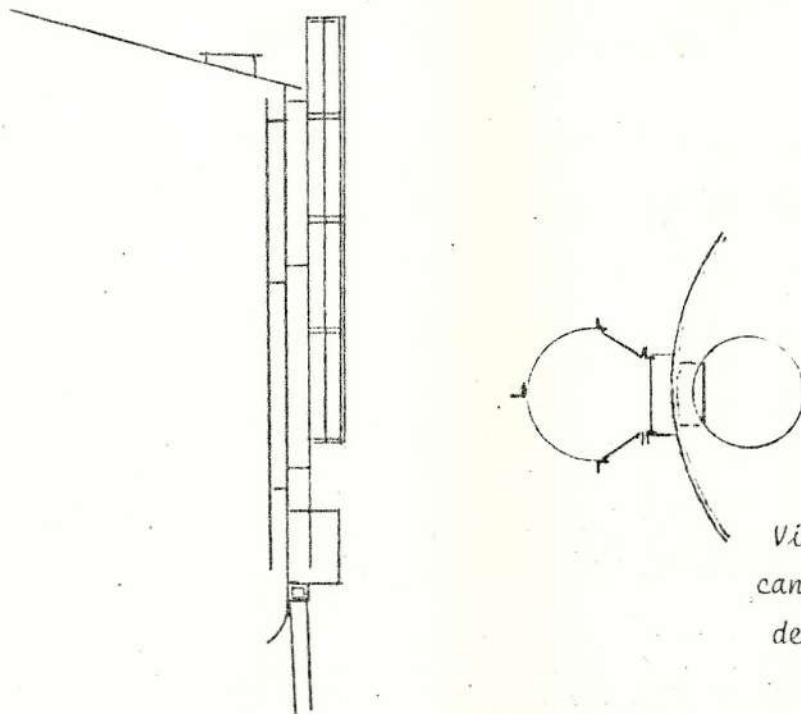


FIG. 74c

Vista de planta de la  
canastilla en el cuerpo  
del tanque

FIG. 74b Vista lateral de la canastilla en el  
cuerpo del tanque.

protección no es requerida cuando la longitud de subida es menor que 6m (20 pies)". Esto no debe significar que un reservorio que tenga una altura cilíndrica igual a 3m; no tenga su respectiva canastilla, ya que la altura absoluta pasa de los 17m en la mayoría de casos.

En la fig.74a puede verse una vista de planta de la canastilla de protección en la que:

1. es un ángulo 4.0 - 4.0 - 0.3 cm
2. son bandas de 4.0 - 0.5 cm, dispuestas cada 122 cm, comenzando desde una altura de 213 cm, sobre el suelo.

#### DISEÑO DE LA ESCALERA EXTERIOR DE TANQUE

Por lo enunciado en las secciones precedentes la escalera exterior del tanque para llegar al techo debe tener las mismas características que de la escalera de la estructura.

En este caso sería:

$$P_{tanc} = 8.56 (d - 0.3) \quad \text{kg.}$$

donde  $d - 0.3$  representa la diferencia entre la altura del tanque y el primer peldaño a 30 cm

del piso de la pasarela, fig.68

Nuevamente las longitudes de apoyo tendrán que ser menor que 354 cm.

Para este caso en particular se necesitarán:

$$N_{\text{apoyos}} = (d - 0.3) / 3.54$$

y puesto que no es entero se toma el siguiente:

$$N = 3 \text{ apoyos a } 2.74 \text{ m entre ligaduras}$$

#### 4.4.2 DISEÑO DE LA ESCALERA INTERIOR

Estará sujeta al la mismas condiciones de diseno, por lo tanto los resultados no variarán. La escalera interior irá sujeta al cuerpo cilíndrico del tanque, justo a la entrada de hombre en el techo, adyacente a la escalera exterior, fig.74c

#### 4.5 DISEÑO DE BALCON Y PASAMANOS

El manual de la AWWA-D100-73 en la sec.3.2.6 especifica que la carga viva sobre el piso del balcón debe ser de 453.5 kg por cada 0.93 m<sup>2</sup> del piso del balcón o 487.6 kg/m<sup>2</sup>. Y en la sección 5.2 dice que debe

tener 0.61 m de ancho con un pasamanos que tenga por lo menos 0.91 m de alto. Esta carga incluye al pasamanos que tendrá dicho balcón.

#### 4.5.1 DISEÑO DEL BALCON

##### DISEÑO DE LA PLACA DEL PISO DEL BALCON

Puesto que las dimensiones de las planchas en el mercado nacional tiene 1.22 x 2.44 m., el piso del balcón tiene que construirse en sectores. En la fig 75a, se muestra un cuadrante del piso para tanques cuyas capacidades 30 - 300 - 1900m<sup>3</sup> respectivamente. En el se puede observar la disposición de las plataformas.

En la plataforma ABCDA, el borde BC se encuentra en toda su longitud. Los bordes AB y DC, también se encuentran sujetos por medio de una viga C, así como también en GH. A lo largo de la circunferencia AD de la fig.75a irá una platina curvada cuya única función será el de rigidizar la plataforma y de proteger al canal del agua, fig.75b.

De tal manera que tenemos 3 bordes "empotrados" (AB BH, HG) y uno simplemente apoyado, GA.

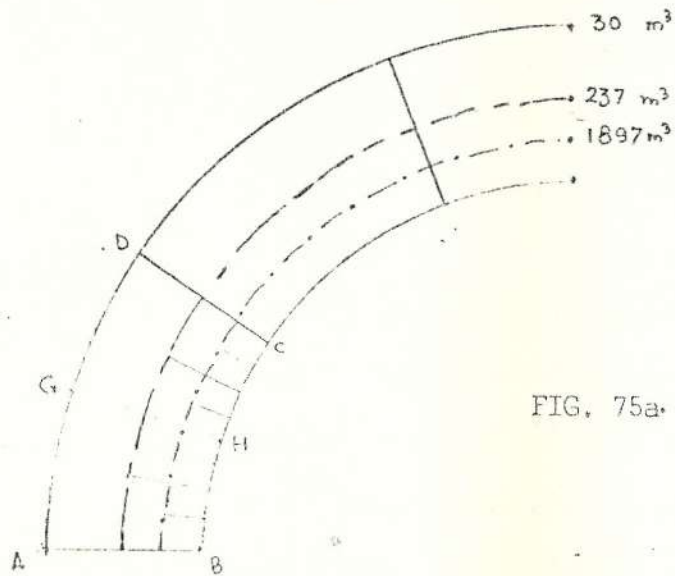


FIG. 75a. Piso del balcón para diferentes tipos de tanques.

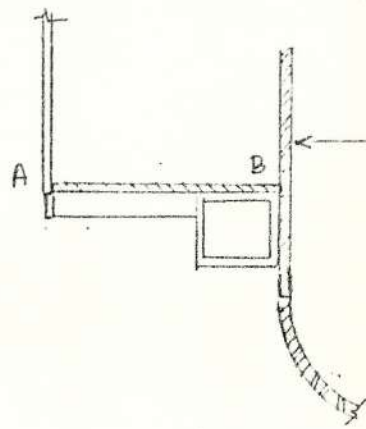


FIG. 75b

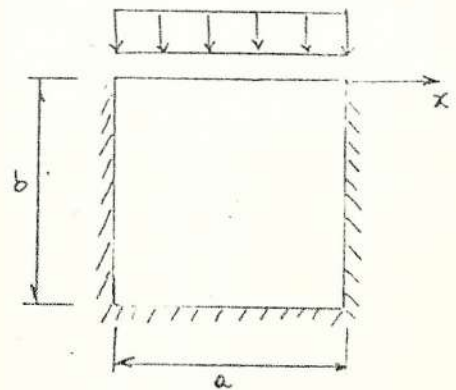


FIG. 75c

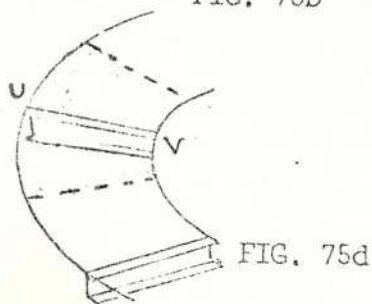


FIG. 75d

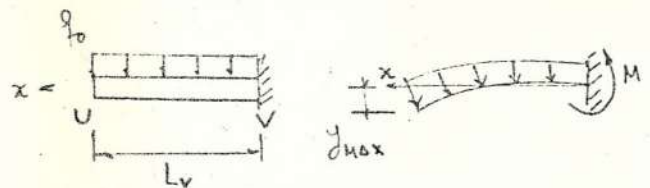


FIG. 76a,b

DISPOSICIÓN DEL PISO Y CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA PLACA Y DE LA VIGA.

El problema puede resolverse fácilmente por la teoría de placas si suponemos que el sector circular ABHG es un cuadrado de 0.61 m por lado. A medida que aumente la capacidad del tanque el error de suponer lo dicho se hace despreciable. De esa manera, el diseño de la plataforma del balcón se hace independiente del diámetro del tanque, por lo tanto el espesor de la placa de piso será siempre constante cualquiera sea la capacidad del tanque.

Por consiguiente de (5), tabla 38 pag. 207, tenemos que para una placa como muestra la fig.75c, de esa manera con :

$$b = 0.61 \text{ m} \quad \text{ancho de la plataforma}$$

$$a = b \quad ; \quad b / a = 1$$

$$\text{con } q = 487.6 \text{ kg/m}^2 ,$$

$$w = (\text{alfa}) q b^4 / D \quad \text{y} \quad M_x = (\text{beta}) q b^2$$

$$\text{se obtiene: } \text{alfa} = 1.57 \times 10^{-4}$$

$$\text{beta} = -6.01 \times 10^{-3}$$

$$\text{en consecuencia si } t_p = 0.3 \text{ cm}$$

y  $F_x = 6 M_x / t_p^2$ , se obtienen los siguientes datos:

deflexión  $w$ : 0.204 cm en  $x=0$ ,  $y=b/2$

Momento por uni.long: -10.9 kg cm/cm en  $x=a/2$ ,  
 $y=b/2$

esfuerzo  $F_x$  : 726.9 kg/cm<sup>2</sup> < 896.26 kg/cm<sup>2</sup> OK

Lo que nos dice que la plancha de la plataforma es una antideslizante de 3 mm de espesor, sujeta a la configuración mostrada en la fig.75a y b.

#### DISEÑO DE LA VIGA QUE ACTUA COMO RIGIDIZADOR DEL PISO

Cada viga UV, fig.75d, soporta el área tributaria sombreada que es equivalente al área ABHG de la fig 75a. El ala de compresión del canal, está sujeto a la plataforma en casi toda su longitud. El extremo V está sujeto al rigidizante del tanque (anillo de sustentación del\_), tal como se vió en la fig.75b, y el extremo U de la viga es libre, ver también fig.76a y b.

Por lo tanto UV es una ménsula sujeta a una carga uniformemente distribuida  $q_0 = (q + q_p) \times 0.61$  o 3.12 kg/cm, fig.72a. Puesto que la carga viva es considerablemente mayor al peso de la viga. La ecuación de la elástica sería:



$$EIy = q_0 x^2 ( 6L_v - 4Lx + x^2 ) / 24$$

y la máxima deflexión:

$$y_{max} = q_0 L_v^4 / (8EI) \quad y \quad M = q_0 L_v^2 / 2$$

Además  $F_x = 0.66F_y$ , en consecuencia:

$$F_x = M / S_x \leq 1584 \text{ kg/cm}^2$$

de donde tenemos que encontrar la sección más económica con:  $S_x \geq 3.66 \text{ cm}^2$

Viendo el catálogo de perfiles nacionales (rolados en frío), se obtiene :

Un canal 5.0 - 2.5 - 0.3 cm con  $S_x = 3.88 \text{ cm}^2$

$$I_x = 9.7 \text{ cm}^4$$

$$y \quad q_v = 0.0212 \text{ kg / cm}$$

Obtenemos que :  $y_{max} = 0.25 \text{ cm}$

que es una deflexión despreciable.

Por otro lado  $L_v$  siempre va a ser menor que esta longitud, ya que no se tomó en cuenta el ancho del anillo de sustentación del tanque, por lo que se garantiza una deflexión menor que la encontrada.

Ahora en el extremo U, que queda abierto al

canal considerado debe ser cubierto por una platina para evitar la infiltración de agua debido a las lluvias. Y también sirve como apoyo al extremo libre de la plataforma, garantizándonos aún más la sensación de seguridad, primordial en esa altura donde estará la plataforma de descanso del tanque elevado. En consecuencia una platina 5.0 - 0.3 cm es la más aconsejable, puesto que no tiene que realizar ningún esfuerzo significativo adicional, porque son los canales los que están absorbiendo la carga viva y el peso de la plancha.

#### 4.5.2 DISEÑO DEL PASAMANOS

El manual de la AWWA sólo dice que la altura mínima de los soportes para el pasamanos debe ser 0.91 m. y no queda ninguna otra condición para el diseño del mismo.

Puesto que un pasamanos es un medio de seguridad independiente del uso que va a tener un reservorio en particular. El código API Standard 650 (1978) en la tabla 3-1B sec.9 dice entre otras cosas : "...la estructura completa (del pasamanos) será capaz de soportar una carga de

90.7 kg. aplicada en cualquier dirección, en cualquier punto de ellas..." Y la Occupational Safety and Health (OSHA) Standard dice además que el espaciamiento entre soportes del pasamanos no debe ser mayor a 1.83 m. Tomando estos fragmentos en consideración estamos en condiciones de hacer el diseño respectivo.

La fig.77 nos muestra la disposición del pasamanos. Según los requerimientos del API, los 90.7 kg deben aplicarse a los puntos más críticos. Por lo tanto el diseño del pasamano deberá soportar ya sea la carga  $P$  de diseño en el plano de curvatura ó la carga  $P'=P$  perpendicular a dicho plano. La sección tubular más adecuada será la que pueda resistir la peor de estas condiciones. La carga  $P''$  igual  $P$ , ser la correspondiente para el diseño del soporte del pasamnos, se ha elegido una sección angular por se una sección que no permite el emposamiento de agua cuando llueve. Por otro lado la altura de dicho soporte se la ha elegido en 1.0 m, ya que es un submúltiplo entero del largo común de 6.0 m, con que se las vende en el mercado. La varilla o platina tendrá el exclusivo fin de

evitar un accidente por algún resbalón posible en épocas lluviosas.

#### DISEÑO DEL PASAMANOS CONSIDERANDO QUE ACTUA EN EL PLANO DE CURVATURA

La longitud  $L$  variará en un margen de 0.3 m, dependiendo del radio del tanque, puesto que los espaciamientos entre soporte y soporte debe ser constante.

Consideremos que los extremos A y B están empotrados, por el vínculo de continuidad que habrá alrededor de toda la circunferencia del anillo (fig 78a). Podemos considerar que uno de dichos tramos AD o DB es la viga curva cuyos momentos flectores se trata de determinar para el correspondiente análisis de fatiga y diseño de la sección tubular cilíndrica más adecuada (fig.78b). Tenemos entonces la DB, en el extremo B hay un momento flector  $M_b$  y una carga axial  $P \sin(\phi)/2$ . En una sección S cualquiera (fig.78c) entre D y B se genera un momento M cuyo valor es:

$$M = M_b + P \sin(\phi) * R' [1 - \cos(\theta)] / 2 \quad 4.5.1$$

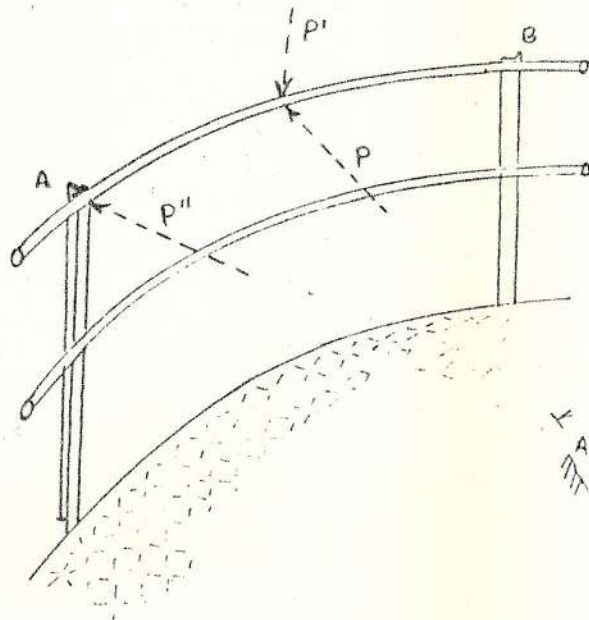


FIG. 77

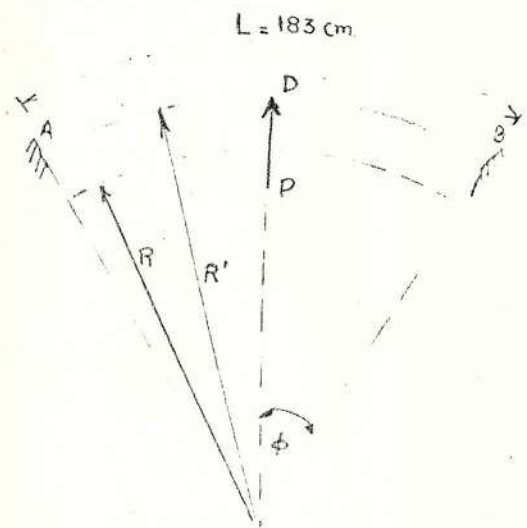


FIG. 78a

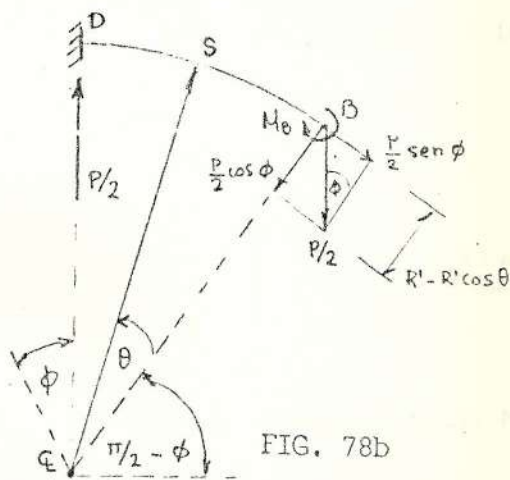


FIG. 78b

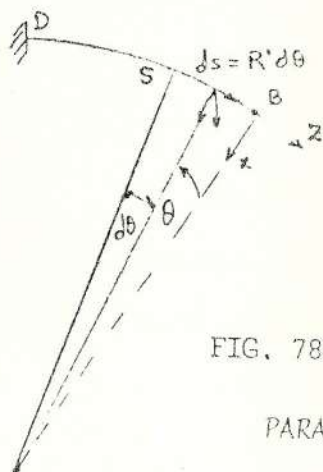


FIG. 78c

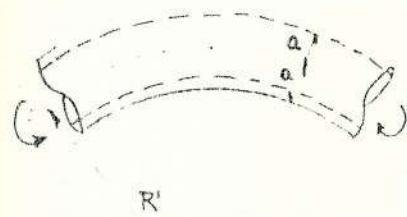


FIG. 78d

PARAMETROS INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO DE LA BARANDILLA DE PROTECCIÓN.

Y del teorema de Castigliano no considerando torsión, que no la hay, por estar todas las cargas en el mismo plano, tenemos:

$$U = \int_0^{f_i} \frac{M^2 ds}{2EI} + \int_0^{f_i} \frac{M^2 R d(tta)}{2EI} \quad 4.5.2$$

y puesto que en B no hay rotación ni desplazamiento

$$U' = f(M_b) \implies U' = 0 \text{ (derivada)}$$

Por lo tanto:

$$\int_0^{f_i} \frac{M dM R d(tta)}{EI dM_b} = 0 \quad \text{además} \quad \frac{dM}{dM_b} = 1$$

que reemplazando M y  $dM/dM_b$  nos queda que:

$$M_b = PR'[(\text{sen}(f_i))/f_i - 1] \text{sen}(f_i)/2 \quad 4.5.3$$

De donde obtendremos que el momento máximo M estará justo debajo de la carga en D, por consiguiente :

$$M_d = PR[(\sin(\phi))/\phi - \cos(\phi)]\sin(\phi)/2 \quad 4.5.4$$

El esfuerzo deberá hallarse por medio de los estudios realizados por Karman que dicen que la distribución de fatigas normales no siguen la ley  $F = Mx/I_x$ , sino que debe emplearse la ecuación 4.5.5 siguiente:

$$F = M x (1 - \omega x^2 / a^2) / (k I_x) ; a : \text{radio mayor}$$

donde:

$$\omega = 6 / (5 + 6 (tR'/a^2)^2)$$

y la fatiga máxima deducida de la ecuación anterior es:

$$F_{max} = k, M_d d / (2 I_x) ; d : \text{diámetro exterior}$$

$$k, = 2 / (3k(3\omega)^{-0.5})$$

$$F = M x (1 - \omega x^2 / a^2) / (k I_x) ; a : \text{radio}$$

$$k = 1 - 9 / [10 + 12(tR'/a^2)^2]$$

Con un tubo ISO 2 con costura con las siguientes propiedades y dimensiones:

-diámetro exterior

2.84 cm

-diámetro interior	2.54 cm
-espesor t	0.15 cm
-momento de inercia $I'_x$	1.15 cm <sup>4</sup>

$$\text{Además } R' = R + 0.61 = 472.3 \text{ cm}$$

$$L = 174.9 \text{ cm} ; 2(\phi) = 21.2$$

se obtiene que:  $M_d = 44.9 \text{ kg cm}$

$$k_1 = 13.56$$

$$\text{para un } I_x \geq 0.546 \text{ cm}^4$$

En consecuencia el tubo de 25 mm ISO 2 es satisfactorio para esta condición de carga.

El siguiente paso es si la carga actúa en el plano perpendicular al de curvatura.

#### DISÑO DEL PASAMANOS CONSIDERANDO QUE LA CARGA ACTUA EN EL PLANO PERPENDICULAR AL DE CURVATURA

Esta vez la carga P (fig.79a) produce flexión y torsión alrededor de los ejes x i z respectivamente En B tenemos el momento flector  $PR \sin(\phi)/2$  y un momento torsor  $M_{bz}$  que no lo conocemos.

En S tendremos:

	momento x	momento z	carga p/2
$M_x =$	$\frac{PR}{2} \sin(\phi) \cos(\theta)$	$- M_{bz} \sin(\theta)$	$-\frac{PR}{2} \sin(\theta)$



$$M_z = \frac{PR}{2} \sin(\theta) \sin(\theta) + M_{zB} \cos(\theta) - \frac{PR}{2} [1 - \cos(\theta)]$$

Aplicando el teorema de Castigliano tenemos:

$U' = f(M_{zB})$   $U' = 0$  ya que en B no hay desplazamientos.

La energía de deformación correspondiente es :

$$U = 2 \int_0^{\theta} \left[ \frac{M_x^2}{2EI_x} + \frac{M_z^2}{2GI_p} \right] Rd(\theta)$$

Substituyendo este valor en la ec. de  $U'$  y observando que:

$$\frac{dM_x}{dM_{zB}} = -\sin(\theta) \quad \frac{dM_z}{dM_{zB}} = \cos(\theta)$$

Se obtiene que:

$$\frac{dU}{dM_{zB}} = 2 \int_0^{\theta} \left[ \frac{M_x}{EI_x} \frac{dM_x}{dM_{zB}} + \frac{M_z}{E(2I_x)} \frac{dM_z}{dM_{zB}} \right] Rd(\theta)$$

$G$ : Módulo de elasticidad angular =  $E/2(1+\nu)$

y  $I_p = 2I_x$  para secciones circulares, por lo

tanto

si:

$$C1 = \frac{fi}{2} - \frac{\text{sen}(2fi)}{4} + \sqrt{\frac{\text{sen}^3(fi)}{2}}$$

$$C2 = (1 + v) [ \text{sen}(fi) - fi/2 - \text{sen}(2fi)/4 ]$$

$$C3 = (2 + v)fi/2 + v \text{sen}(2fi)/4$$

obtendremos  $M_{xb}$  :

$$M_{xb} = - \frac{(C1 - C2) PR'}{2 C3}$$

Con el momento torsor en B,  $M_{xb}$ , podremos conocer el valor de los momentos flector y torsor en cualquier punto entre B y D usando las ecuaciones (a) y (b) vistas anteriormente la máxima deflección ocurre, justo bajo la carga en D en consecuencia de Castigliano obtenemos:

$$\text{delta} = \frac{dU}{dP} + \frac{dU}{dM_{xb}} + \frac{dM_{xb}}{dP}$$

$U' = 0$  en B, además  $M'_{xb}(P) = 0$  ya que  $M_{xb}$  es constante y,

$$\frac{dU}{dP} = 2 \int_0^{\varphi} \left[ \frac{M_x}{EI_x} \frac{dM_x}{dP} + (1 + \nu) \frac{M_z}{EI_x} \frac{dM_z}{dP} \right] R' d(\theta) \quad (c)$$

de donde con:

$$M_x'(P) = R' (\sin(\varphi) \cos(\theta) - \sin(\theta)) / 2$$

$$M_z'(P) = R' (\sin(\varphi) \sin(\theta) + \cos(\theta) - 1) / 2$$

$$M_{xb} = -(\text{const.}) PR / 2$$

Luego se obtienen las expresiones para:

$$C4 = \int_0^{\varphi} M_x \frac{dM_x}{dP} d(\theta) \quad \text{y} \quad C5 = \int_0^{\varphi} M_z \frac{dM_z}{dP} d(\theta)$$

Que por ser demasiado largas no se las incluye, pero que fueron resueltas para el caso particular en que:

$$\nu = 0.3$$

$$2\varphi = 21.2^\circ$$

se obtuvo:

$$M_{xb} = -6.98 \times 10^{-3}$$

$$C3 = 2.07 \times 10^{-3} PR'^2 / 4$$

$$C4 = 1.37 \times 10^{-3} PR'^2 / 4$$

de donde:

$$\text{delta} = \frac{0.0021 PR'^3}{2 E I_x} \quad (d)$$

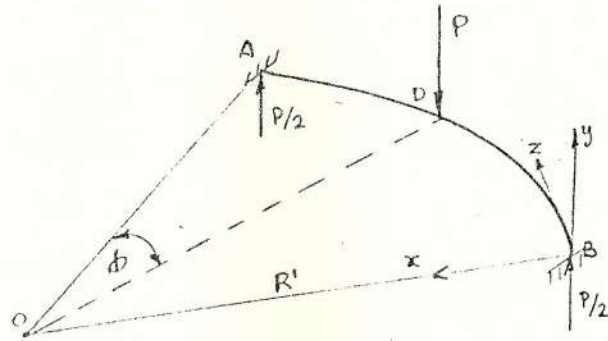


FIG. 79a

Carga actuando en un plano perpendicular al de curvatura

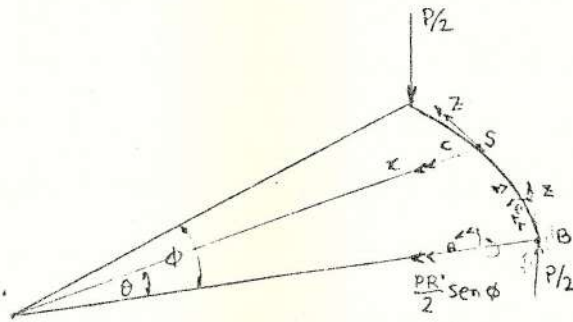


FIG. 79b

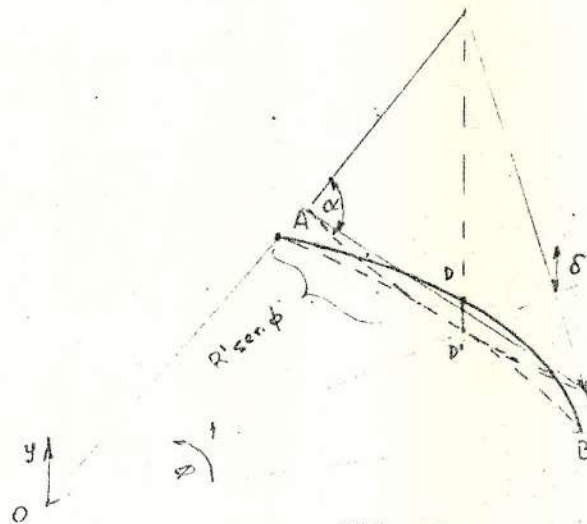


FIG. 79c

Dicha carga produce un esfuerzo según la ley de Hooke

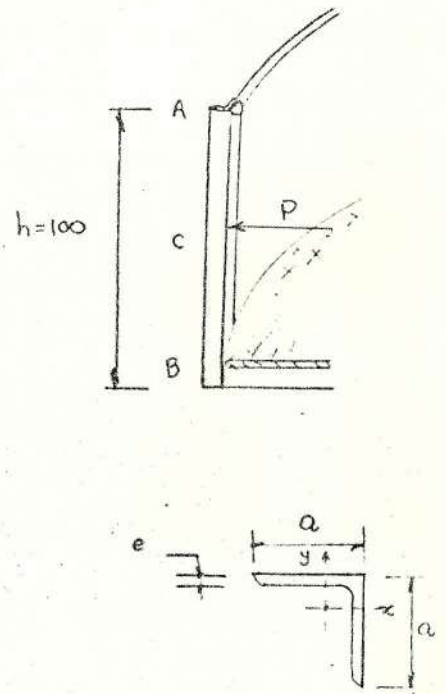


FIG. 79d,e

Soporte del pasamanos.

Como se puede apreciar, con diámetros grandes el efecto del momento torsor se hace cada vez más despreciable que el momento flector. Para encontrar el diámetro del tubo correcto, partamos de la ley de Hooke

$$\epsilon = \frac{\delta}{R''} = \frac{\sigma}{E} \quad (e)$$

donde  $\delta$  es la deflexión total encontrada,  $R''$  es el radio de curvatura y, fig. 79c. La curvatura ADB por efecto del peso ha sido desplazada una cantidad  $\delta$ , moviendo el plano ADB al actual AD'B, es decir el eje a rotado un ángulo  $\alpha$ . De la expresión (e), no conocemos  $R''$  y para conocer  $\delta$  necesitamos el momento de inercia  $I_x$  según (d). Conociendo  $\delta$  y por trigonometría encontraremos  $R''$ . Por consiguiente, la ec. (f), sería:

$$\cos \alpha = \frac{R \sin \phi}{R''} = \frac{R \sin \phi}{\delta + (R \sin \phi) \tan \alpha}$$

Con pruebas de tanteo y error, se encuentra que un tubo de las siguientes características se necesita:

-diámetro interior	3.18 cm
-espesor	0.2 cm
-Ix	3.03 cm <sup>4</sup>
con :	
-alfa	67.8°
-delta	1.57 cm
-R"	2268. cm
-sigmat	1454. kg/cm <sup>2</sup> < 1584 kg/cm <sup>2</sup>

Como se habrá podido observar esta sección es mayor que la encontrada con la carga en el plano de curvatura. Luego para el pasamanos gobernará la carga fuera de dicho plano y la sección que se utilizará para nuestro modelo de tanque será el tubo ISO 2 último.

#### DISEÑO DEL SOPORTE DEL PASAMANOS

Siguiendo con el mismo criterio de diseño de la carga de 90.7 kg. en cualquier punto de la estructura del pasamanos, tenemos que cada soporte (fig.79d) deberá de resistir en su parte media dicha carga. Para ello supondremos que A y B son simples apoyos. De este modo se obtiene:

$$M_{max} = PL/4 = 2267.5 \text{ kg cm}$$

$$S_x = M / F_x \geq 2.53 \text{ cm}^2$$

Se ha tomado el esfuerzo tomando una eficiencia de junta de 0.85 y un esfuerzo permisible de 1054.4 kg/cm<sup>2</sup> por tratarse de una parte en la que las fuerzas de viento puedan causar sobrepresiones en el ala, no rigidizada del ángulo. Por consiguiente 5.0 - 5.0 - 0.4 cm en perfiles nacionales, es el más satisfactorio. El punto a no es crítico aplicando la carga mencionada lateralmente, ya que la deflexión en el plano de curvatura es demasiado pequeña, y esto daría una fuerza de empuje en el extremo "libre" del ángulo, muy pequeño también.

Y como medida de protección se colocará una platina de 4.0 - 0.5 cm en la mitad del soporte del pasamanos.

#### 4.6 DISEÑO DEL CONTROL DE NIVEL Y CAMPANA DE AEREAACION.

##### 4.6.1 CONTROL DE NIVEL

El diseño del control de nivel puede hacerse de 3 modos diferentes:

- 1.- Control visual del nivel

2.- Control automático con presostato

3.- Control automático con boya flotante

El primero exige la presencia de un operador, por lo menos en las 10 horas de llenado, que como no son constantes, trae problemas para los organismos seccionales .

El segundo es una muy buena alternativa, ya que no requiere de un operador y depende de la presión tanto en el máximo de llenado, como el mínimo de vaciado (2.81 kg/cm<sup>2</sup> - 1.41 kg/cm<sup>2</sup>), cada año requerirá un ajuste.

El tercero, con boya flotante en interruptor de doble posición es otra buena alternativa ,en este caso tendremos un control automático electromecánico fig.80a, la cual se describe a continuación:

- 1.- Coraza de protección (placa de 0.3 cm)
- 2.- Cables # 18
- 3.- Interruptor de doble posición
- 4.- Vástago, redondo de 0.8 cm
- 5.- Armadura pequeña en barras de 0.8 cm
- 6.- Boya cilíndrica
- 7.- Varilla de sujeción de 0.8 cm



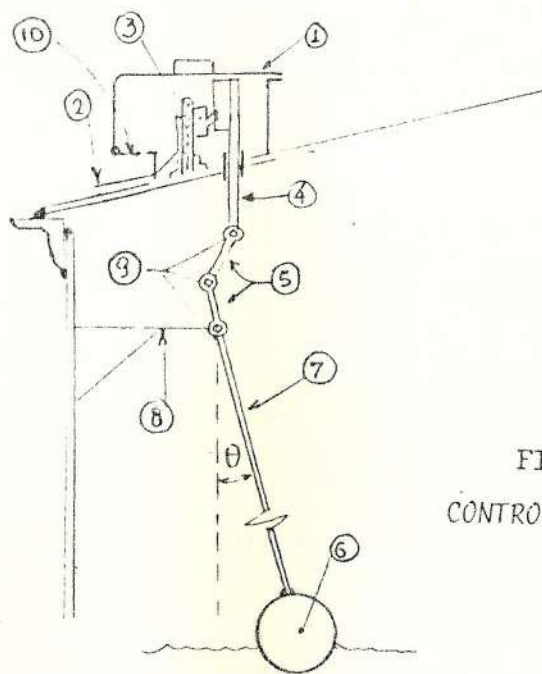


FIG. 80a  
CONTROL DEL NIVEL

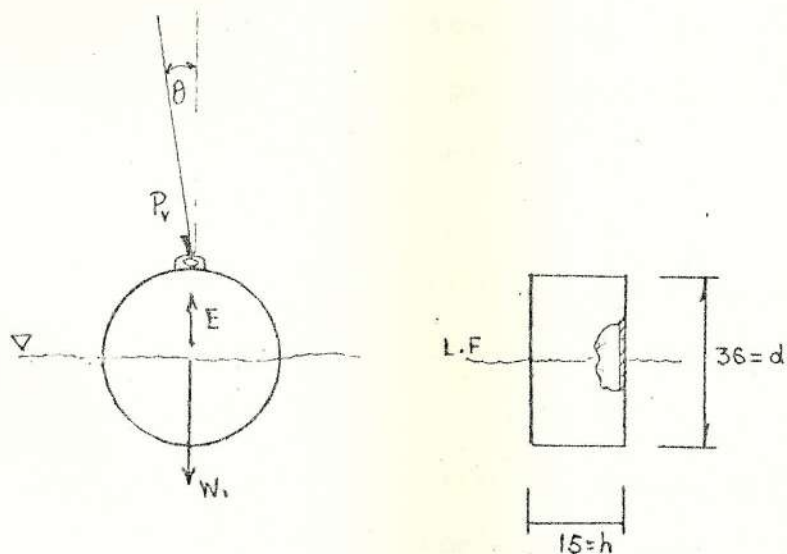


FIG. 80b

FIG. 80c

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL FLOTADOR

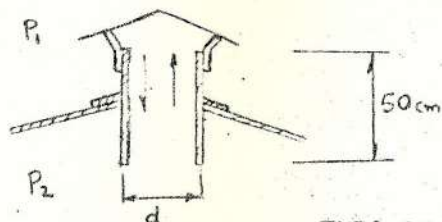


FIG. 80d

TUBO DE VENTEO O CAMPANA DE AERACION

8.- Ménsula (L 5.0 - 5.0 - 0.5)

9.- Articulaciones con pernos de 0.8 cm

10.- Malla metálica

A más de la fig. 80a hay otros sistemas que hacen la misma función esto ya depende del diseñador. Las barras 5 en el extremo inferior del vástago y en el extremo superior de la varilla de sujeción irán con una protección hecha a base de fibra de vidrio, ya que son partes que tendrán rozamientos.

Nos ocuparemos del diseño del flotador ya que las otras partes están más regidas por la corrosión que por esfuerzos a la que estén sometidas sus partes.

Sean :

$P_a$  : peso específico del aire  $1.3 \times 10^{-4}$  kg/cm<sup>3</sup>

$P_m$  : peso específico del hierro  $7.85 \times 10^{-3}$  kg/cm<sup>3</sup>

$P_w$  : peso específico del agua 0.001 kg/cm<sup>3</sup>

$R_x$  : radio exterior del cilindro

$R_i$  : radio interior cilíndrico

$h$  : ancho de la boya

$V_m$  : Volúmen de metal

$V_a$  : Volúmen de aire en el int. de la boya

$L$  : Longitud de varilla

$d_v$ : diámetro de la varilla

$P_v$ : peso de la varilla ;  $tta = 30^\circ$

$W_b$ : peso de la boya

$E$ : Empuje

Se desea que la boya se sumerja más o menos la mitad

De la fig. 80b :

$$P_v \cos(tta) + W_b = E$$

$$P_v \cos(tta) + [p_a V_a + p_m V_m] = p_w [V_a + V_m]/2$$

despejando  $V_m$ , se obtiene :

$$V_m = V_a \frac{p_w - 2p_a}{2p_m - p_w} - \frac{P_v \cos tta}{2p_m - p_w} \quad 4.6.1$$

de donde :

$$V_m = \pi [(R_e^2 - R_i^2)h + 2R_e^2(R_e - R_i)]$$

$$V_a = \pi R_i^2 h$$

$$P_v = \pi d^2 L / 4$$

además con  $L = 800$  cm ;  $d = 0.8$  ;  $h = 15$  cm

reemplazando en 4.6.1 y por iteración se obtiene que :

$$R_e = 18 \text{ cm} \quad R_i = 17.7$$

por lo tanto el espesor a usarse debe ser de 0.3

cm que nos garantiza la flotación de la boya.

#### 4.6.2 CAMPANA DE AEREACION

Quizás el término campana de aereación no sea el más apropiado puede llamarse tubo de venteo. El propósito de ponerlo es de mantener equilibrado el flujo de agua entrante, con la salida de aire, de tal modo que no se produzcan caídas de presión excesivas. De acuerdo a la tabla B.5 del apéndice nos dice que la caída de presión admisible para vapor es equivalente a

$$\frac{0.005}{100(30.48)} \quad \text{por } 3048 \text{ cm (100 pies)}$$

Si usamos esta caída para el aire (en ciertas circunstancias el vapor se comporta como gas) y de (22)

$$\frac{\Delta P_{abs}}{P_a} = h_1 \quad \text{cm kg/kgm} \quad 4.6.2$$

en la que  $h_1 = K V^2 / 2g$   $K \implies$  tabla B.5

para  $d_2 \gg d_1$   $K = 0.5$

ponemos a consideración estas fórmulas ya que de

la ecuación de continuidad, tasa de volumen que entra debe ser igual a tasa de volumen que sale, por lo tanto:

$$\text{con } Q = AV \quad ; \quad Q=108000 \text{ lt/seg}$$

de donde Area  $A = \pi D^2 / 4 = Q/V$ , de lo que obtenemos :

$$D = 2(Q / V \pi)^{0.5}$$

conociendo  $V$ , conoceremos  $A$

$$g_c = 980 \text{ kgm}(\text{cm}/\text{s}^2)/\text{kg}$$

$$\Delta P_{abs} = 8.2 \times 10^{-5} \text{ kg}/\text{cm}^2 \quad (50 \text{ cm de tubo})$$

reemplazando estos datos en las ec. 4.6.2 se obtuvo:

- Velocidad media en el tubo            497.3 cm/s
- Diámetro del tubo  $D$ ,                    16.6 cm

que escogemos un diámetro de 20 cm interior.

#### 4.7 DETALLE DE ACCESORIOS

De lo visto en la sección 3.3 el caudal manejado debe ser de  $Q = 108 \text{ lt/s}$ , en la etapa final de diseño. Por lo tanto en el diseño de la bomba tendrá que considerarse esta situación.

La altura de la estructura se la elige en base de la altura piezométrica hacia los sitios de consumo. Por

lo tanto es necesario que estas se encuentren lo más cercana a la población. Mientras mayor sea el número de habitantes y por tanto mayor número de redes de distribución, mayor será la caída de presión. Se supondrá que esta caída es alrededor del 30 %, por poner un valor , ya que en realidad habría que hacer el análisis de redes respectivos, trabajo realizado por la ingeniería en sanitarios. Pero supondremos que el porcentaje dado es el proporcionado por la entidad interesada.

De este modo si queremos una presión mínima de 1.5 kg/cm<sup>2</sup> (22 lb/plg<sup>2</sup>) en la comunidad, la presión real mínima que dará la reserva alta será:

$$p_{\text{min torre}} = \frac{p_{\text{comunidad}}}{(1 - 30/100)} = 2.14 \text{ kg/cm}^2$$

además  $p_{\text{mt}} = p_w \text{ HH}$  en consecuencia  $\text{HH} = 2140 \text{ cm}$   
donde:

$p_{\text{mt}}$  : presión mínima en reservorio elevado

$p_{\text{comunidad}}$ : presión mínima en comunidad

$\text{HH}$  : altura del depósito (cm)

$p_w$  : peso específico del agua,

0.001g                    ya que  $1 \text{ kg} = 988 \text{ kgm.cm/s}^2$

$$y \text{ g} = 988 \text{ cm/s}^2$$

La elección de  $HH = 2200 \text{ cm}$  se debe a consideraciones económicas

#### 4.7.1 CALCULO DEL SISTEMA DE BOMBEO

La potencia al freno de una bomba es:

$$\text{Pot.} = Q \text{ Hm } p_w / (75 N_e) \quad (\text{C.P}) \quad 4.7.1$$

de donde

$H_m$  : Altura manométrica o caída de presión entre la entrada y salida de la bomba [m]

$$H_m = \frac{P_{\text{sale}} - P_{\text{ent}}}{p_w} = \frac{P_{22} - P_{21}}{p_w} \quad 4.7.1a$$

$N_e$  : eficiencia total que reúne a la eficiencia volumétrica, mecánica y eléctrica y lo suponemos 0.6

Haciéndonos referencia en la fig.81, las presiones  $P_{22}$  y  $P_{21}$  las encontraremos aplicando Bernoulli por separado tanto para la línea 2 - T como para la línea RE-1. Para ello necesitamos conocer cuál debe ser el diámetro de la tubería

que se usará. De la ecuación de continuidad,

A: Area interna del ducto (cm<sup>2</sup>)

$$Q = AV$$

V: Velocidad sugerida cm/s

necesitamos conocer V. La tabla B5 del apéndice sugiere una velocidad normal entre 152 y 214 cm/s (5 y 7 p/s) para conductos de agua. Reemplazando en 4.7.2 y despejando A, se obtiene:

$$A = 504 \text{ cm}^2 \text{ =====> Dia} = 25.3 \text{ cm}$$

que corresponde a una tubería 25.54 ced 40 con un peso de 60.32 kg/m. Por consiguiente

$$Q = 108000 \text{ cm}^3 / \text{s} \text{ (1714 gpm)}$$

$$\nu = 0.0101 \text{ cm}^2 / \text{s} \text{ (stoke)}$$

$$d_w = 0.001 \text{ kgm/cm}^3$$

---Linea RE - S1 -----

$$\frac{P_{RE} - P_{S1}}{d_w} = \frac{V_{S1}^2 - V_{RE}^2}{2 g_c} + (Z_{S1} - Z_{RE}) \frac{g}{g_c} + h_f$$

$$V_{RE}/2g_c = 0 \quad V_{S1}/2g_c : \text{ altura cinematica cm}$$

$$\text{kg/kgm}$$



$(Z_{m1} - Z_{RE})g/g_c$  : altura hidrostática

$h_f$  : pérdidas por fricción

$$P_{RE} = 1.033 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P_{m1}}{d_w} = \frac{P_{RE}}{d_w} - \frac{V_{m1}^2}{2g_c} + (Z_{RE} - Z_{m1})\frac{g}{g_c} - h_f$$

--Término cm kg/kgm

1.-  $P_{RE}/d_w$  +1033.00

2.-  $V_{m1}^2/2g_c$   
gráfico 2A con  $\phi, D$  - 16.46

3.-  $(Z_{RE} - Z_{m1})g/g_c$  + 100.00

4.- # Reynolds

$$Re = 4Q/(pivD) = 5.4 \times 10^5$$

La pérdida por fricción

es:

$$h_f = K (V_{m1}^2/2g_c)$$

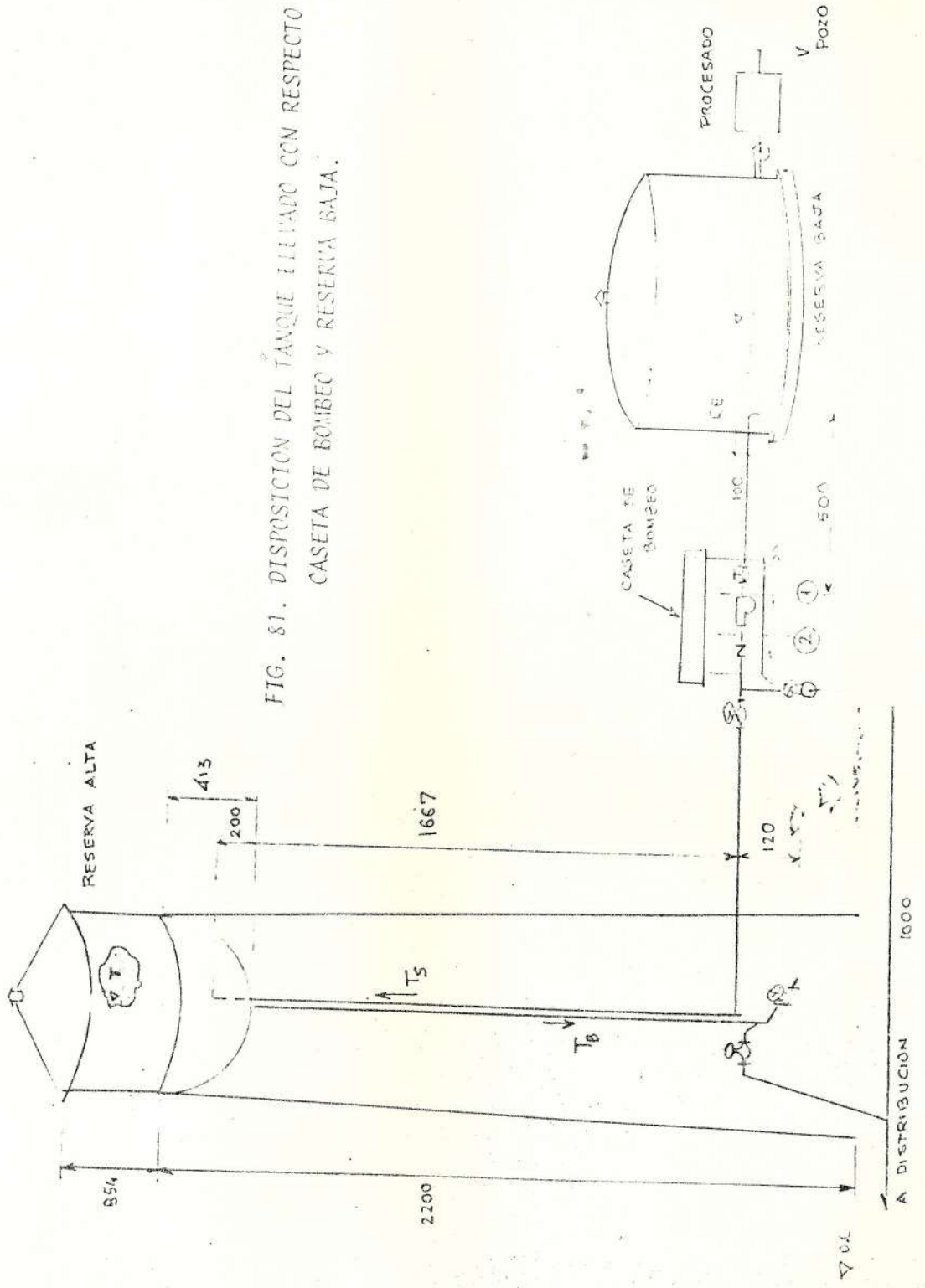
Tub. y accs.	Nº o long.	destino	K	total
Tub. recta	500	Graf.1A	7E-4	0.35
valv.comp.	1	Tab.B1	0.06	0.06
codos	1	Tab.B2	0.30	0.30
				-----
				0.71

$h_f$  : - 11.69

=====

1105.00

FIG. 81. DISPOSICION DEL TANQUE ULLADO CON RESPECTO A LA  
CASETA DE BOMBEO Y RESERVA BAJA.



De lo cual se obtiene:

$$P_{s1} = (P_{s1}/d_w)d_w = 1.105 \frac{\text{kg}_m}{\text{cm}^2}$$

Observe que si el nivel de agua en la reserva baja esta en un nivel debajo de los 100 cm, hay peligro que se genere vacio. A pesar de que el nivel de agua este en una cota positiva.

Del mismo modo se obtiene  $P_{s2}$

--Linea S2 - T

$$\frac{P_{s2}}{d_w} = \frac{P_t}{d_w} - \frac{V_{s2}^2}{2 g_c} + (Z_t - Z_{s2}) \frac{g}{g_c} + h_f$$

Termino

1.  $-P_t/d_w$  +1033.00

2.  $-V_{s2}^2/2g_c$

Grafico 2A con Q,D

- 16.46

3.  $-(Z_t - Z_{s2})g/g_c$

$(1667 + 854)(1)$

+2517.00

4. -Con Re

$Re = 5.4 \times 10^{+5}$   $K=f(L/D)$

Tub. accs	Nº o long.	destino	K	total
tub. recta	1667+1200	graf. 1A	7E-4	2.01
valv. ret.	1	tab. B1	2.00	2.00
valv. comp.	1	tab. B1	0.06	0.06

tee	1	tab. B3	0.09	0.09	
				4.16	
$h_f = K(16.46)$					+ 68.45
					=====
					+3601.99

$$P_{m2} = (P_{m2}/d_w) d_w = 4.465 \text{ kg/cm}^2$$

Con  $P_{m1}$  y  $P_{m2}$  se obtiene  $H_m$ , la altura manométrica y reemplazando en 4.7.2, se obtiene:

$$\text{Pot} = 59.93 \text{ CV} \text{ =====} > 60 \text{ CP}$$

Se elige una bomba centrifuga de 60 CP.

#### 4.7.2 SELECCION DE TUBERIAS DE CARGA Y DESCARGA

Prácticamente la tubería de carga al tanque ya ha sido especificada en 25 cm CED-40. La fig. 82 muestra un diagrama isométrico de la instalación de las tuberías y sus accesorios, cuya descripción anotamos a continuación:

- 1.- Válvula de retención de 25 cm diámetro
- 2, 3, 6.- Válvulas de compuerta de 25 cm diámetro
- 4.- Válvula de compuerta 15 cm de diámetro
- 5.- Tapón o reductor con válvula de globo, 15

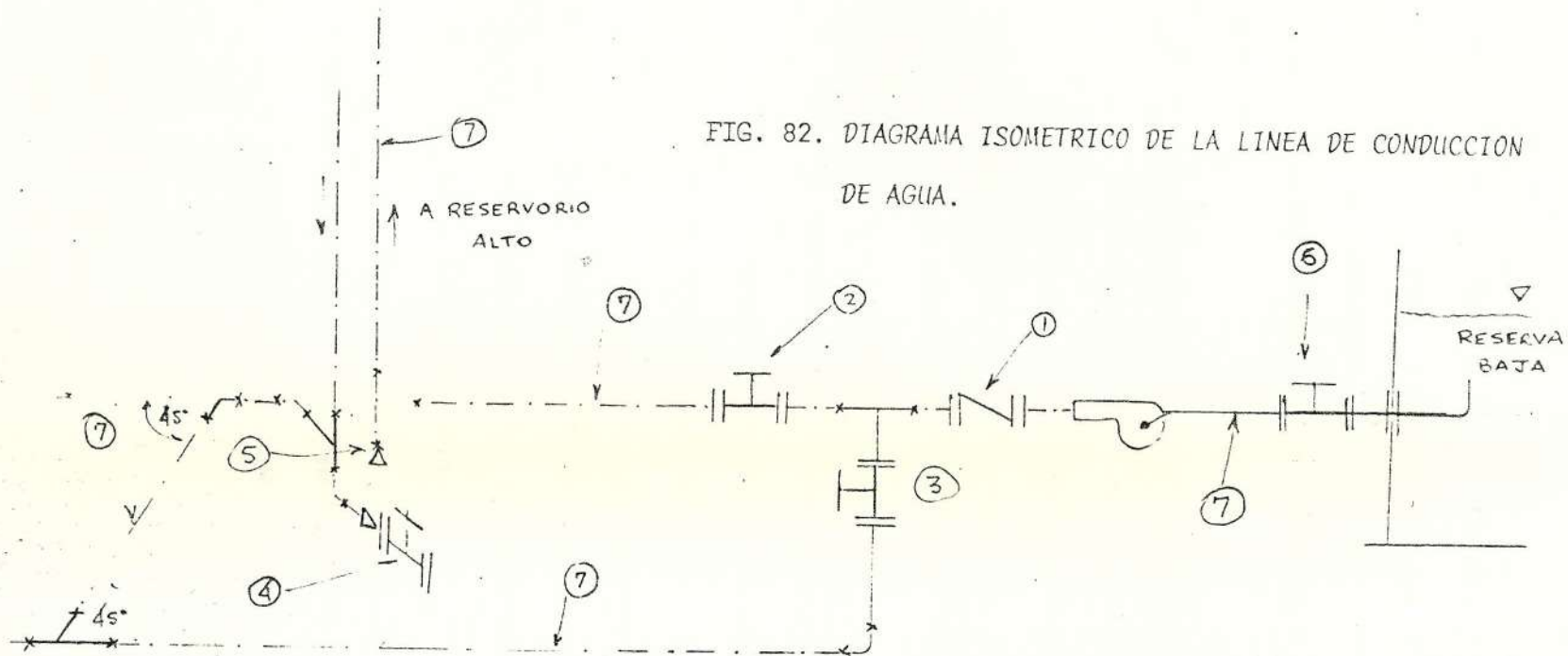
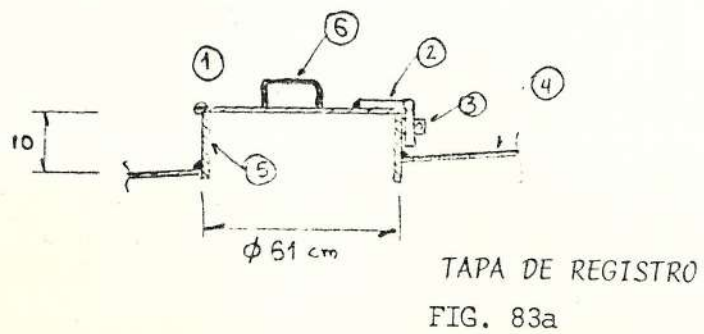


FIG. 82. DIAGRAMA ISOMETRICO DE LA LINEA DE CONDUCCION DE AGUA.



TAPA DE REGISTRO  
FIG. 83a

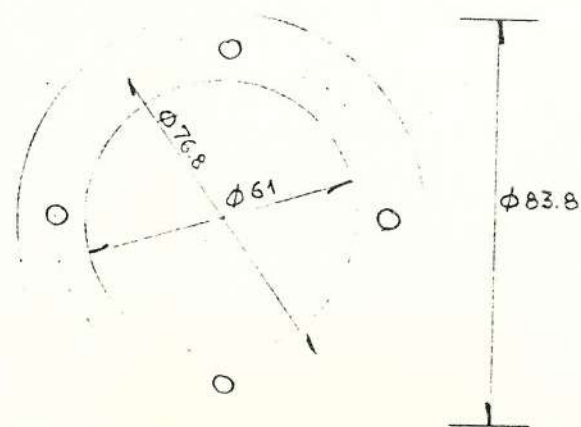


FIG. 83b. BRIDA O PESTANA PARA TAPA DE VENTILACION.

cm.

- 7.- Tubería de 25 cm CED 40
- 8.- Tubería de bajada de 25 cm.
- 9.- Soporte
- 10.- Reductor de 25 cm a 15 cm .

La válvula de retención 1 sirve para que el peso de líquido no afecte a la bomba, es decir se trata de una válvula que actúa en un sólo sentido.

La válvula e compuerta 2 sirve para regular el flujo según la demanda. La tubería de bajada 8 sirve tanto para distribución como para desague de limpieza que se consigue abriendo la válvula 4, cerrando la válvula 2 y abriendo la 3 para que el fluido vaya directamente a la comunidad por medio de la bomba mientras dura el período de limpieza y de esta manera no se interrumpa el suministro de agua.

#### 4.7.3 SELECCION DE TAPA DE REGISTRO EN EL TECHO Y ENTRADA LATERAL DE HOMBRE EN EL DEPOSITO ELEVADO

Según el manual AWWA sección 7.3 dice que una puerta o compuerta será provista sobre el nivel

más alto de agua en el tanque. Manifiesta que la compuerta tendrá un diámetro interior equivalente a 61 cm que usará bisagras y aldabas que podrán abrir y cerrar a voluntad. Dicha compuerta tendrá un cuello descanso de 10 cm de alto y en este partirá una platina de por lo menos 5 cm de canto que coincidirá con la aldaba, ver fig. 83a la que se detalla a continuación:

- 1.- Gozne
- 2.- Aldaba de platina de 0.6 cm de espesor
- 3.- Platina de 5 cm (cierre de aldaba, con 0.6 de espesor
- 4.- Placa de techo
- 5.- Cuello en placa de 0.6 cm por lo menos
- 6.- Agarradera en varilla de 1.9 cm en redondo

Además el manual dice que debe ir una compuerta adicional que servirá como venteo, que tendrá un mínimo de altura igual a 61 cm y cuello de 10 cm de alto localizado en o cerca del centro del

tanque.

La abertura adicional será construída para que sirva para colocar un ventilador de escape que pueda ser empernada a la compuerta si es requerido para ventilación durante el pintado.

Además el cuello llevará una pestaña en la que se practicarán cuatro hoyos de 2.0 cm sobre un diámetro de 76.8 cm, fig 83b.

La entrada lateral es optativa según las exigencias del contratante, sin embargo en caso de que la hubiera esta será de las características del de la fig.83b, pero con 28 hoyos para pernos en lugar de cuatro. Todo con plancha del espesor del primer segmento cilíndrico, en el caso que nos ocupa, sería el segmento Na, además de la colocación de una placa de refuerzo.

La siguiente sección analiza, que tipo de unión es la más aconsejable.



#### 4.8 UNIONES EMPERNADAS Y SOLDADAS

Se distinguen entre uniones fijas y desmontables. Las uniones fijas, un desmontaje posterior de las piezas solo puede conseguirse destruyendo la unión o los medios de unión. Las uniones desmontables pueden desmontarse en cada momento, sin deteriorar ningún elemento. Las uniones fijas son: Soldadura amarilla, soldadura y remachado; las uniones desmontables son: atornillados, unión por medio de gorriones o articulaciones, unión con cunas y contensores.

La soldadura amarilla u oxiacetilénica se emplea principalmente en trabajos de cerrajeros, caldereros y ajustadores; no tiene importancia en la rama de la construcción, ya que las costuras no pueden transmitir esfuerzos de consideración.

Las uniones atornilladas o empernadas por su versatilidad y facilidad en el montaje han ido desplazando a las uniones remachadas cuando se necesita de este tipo de uniones.

Sin embargo la soldadura se emplea cada vez más en el ramo de la construcción. Puede aplicarse a todos los aceros, así como al hierro fundido. Por medio de la

La soldadura las chapas pueden unirse fuertemente y al mismo tiempo en forma bien ajustada, dando a las construcciones un aspecto elegante y sencillo.

Las uniones por articulaciones sirven para unir hierros cuyos nudos deben permitir ciertos movimientos giratorios.

Las uniones por cuñas y tensores se emplean solamente para hierros que deben ser tensados de cuando en cuando. En muchos tanques elevados se utilizan los tensores o templadores para absorber las vibraciones causadas por el viento al chocar con el tanque o movimientos telúricos, además como medio de sujeción para las columnas para sustentación del tanque.

Hasta la década del 50 se utilizaban todavía los remaches y eventualmente los pernos para la construcción de tanques elevados. En cambio los tanques elevados soldados se han generalizado en la actualidad.

La siguiente sección trata sobre las uniones empernadas en tanques elevados en su forma mas general y utilizada cuando se utilizan planchas galvanizadas .

-----

#### 4.8.1 UNIONES EMPERNADAS EN TANQUES ELEVADOS

##### JUNTA TECHO - CUERPO CILINDRICO

Veamos como ilustración diferentes tipos de conexiones entre las distintas partes que se presentan aqui.

Como puede verse en la fig.84a la pieza señalada como 1 se trata de una platina doblada cuyo ángulo es la inclinación del techo e irán tantas de ellas como se necesiten para asegurarla con la lámina 3; además 1 va conectado al ángulo 4 que esta también fijado en forma continua con la porción cilíndrica 2. Cabe indicar que todas estas uniones irán con un sello de material sintético para evitar el contacto íntimo entre metales y provocar futuras corrosiones del mismo modo para el de la figura 84b y para la fig.85 . Hay en realidad conexiones de las formas más variadas dentro de la rama de la construcción simplemente se han considerado las más comunes. Pero también hay que considerar en un diseño adecuado, por ejemplo para tanques de agua, el dejar separaciones involucra, la introducción de insectos, bichos , polvo o cualquier cosa que contamine al agua.

### CONEXION DE TANQUE CON COLUMNAS DE SOPORTE

La fig.86 muestra una conexión típica de una de las columnas al cuerpo del tanque. Observe la conexión para un tanque de 40 m<sup>3</sup>.

- 1.- Angulo de 12.5 - 9.0 - .8
- 2.- Placa de 1.2 cm.
- 3.- Pernos de gran resistencia
- 4.- Cuerpo del tanque

Conexión de vigas de amarre con columnas,  
fig.87

- 1.- Angulo 12.5 - 9.0 - .8
- 2.- Angulo 5.0 - 7.5 - .6
- 3.- Escuadra de unión

Lo que hemos visto puede servir para observar la cantidad de trabajo adicional, sólo en hacer agujeros.

#### 4.8.2 UNIONES SOLDADAS

Las juntas o uniones soldadas representan de por sí un ahorro en peso, puesto que para unir dos elementos, es suficiente que se pongan en contacto y se aplique un arco eléctrico.

En su forma más simple la conexión de la fig.86a vista anteriormente su homóloga soldada

CONEXIONES EMPERNADAS

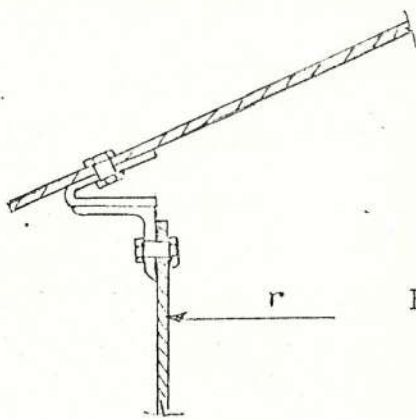


FIG. 84a,b

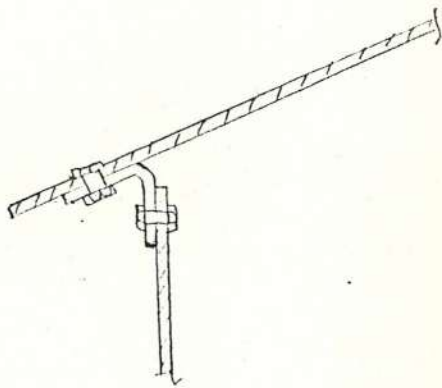
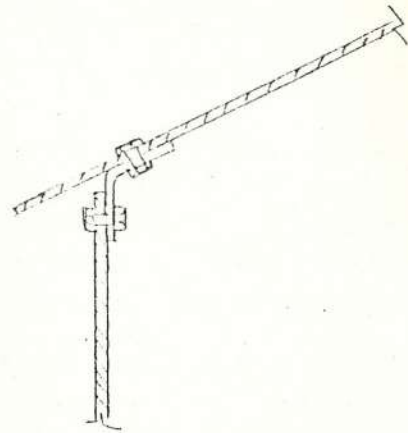


FIG. 85

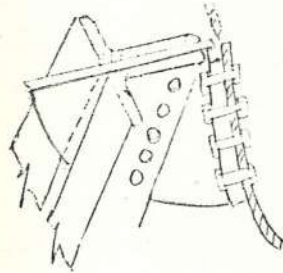


FIG. 86

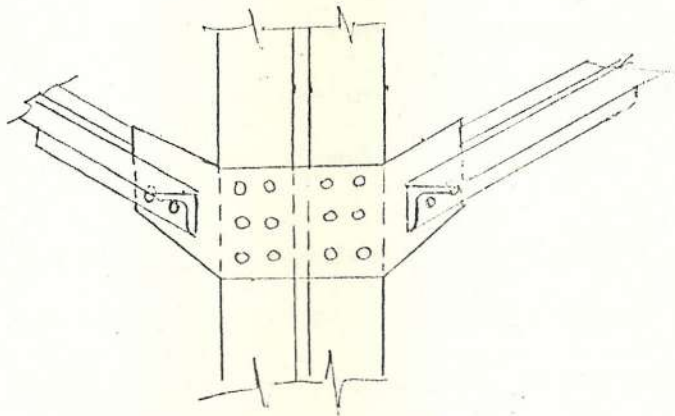


FIG. 87

sería el de la fig.88. Como se puede apreciar la conexión es simple, no requiere de punzonados en las placas, se dice que dichas conexiones son "eternas", a diferencia de las empernadas que son desarmables, resultando esto en una ventaja.

La distribución de láminas en el techo es similar al de la fig.89 con la diferencia de que en lugar de ir con pernos la junta a filete va soldada, fig.90.

De una manera análoga la homóloga soldada de la fig.91 es la fig.92.

Igual con el caso de la fig.94, muestra el balcón de la fig.93, pero con juntas soldadas. Es una forma más simple.

Adicionalmente pueden observarse otras conexiones soldadas que se caracterizan por la sencillez de sus formas, figs. 95,96.

El trabajo en soldadura puede dar magníficos resultados, siempre y cuando hayan organismos tal como la AWS, cuyas especificaciones hacen el trabajo en si de menor dificultad. A

CONEXIONES EMPERNADAS Y SOLDADAS.

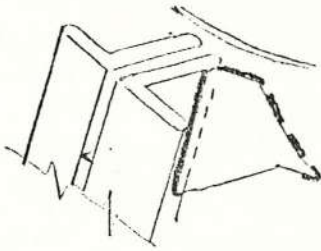


FIG. 88

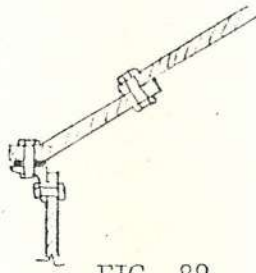


FIG. 89

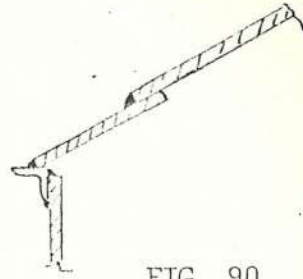


FIG. 90



FIG. 91



FIG. 92

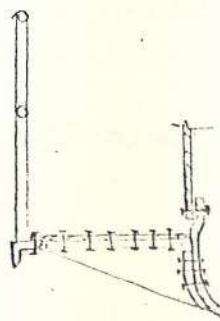


FIG. 93

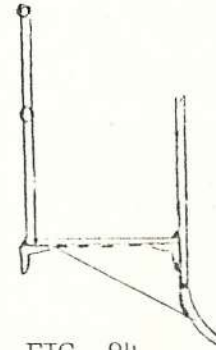


FIG. 94

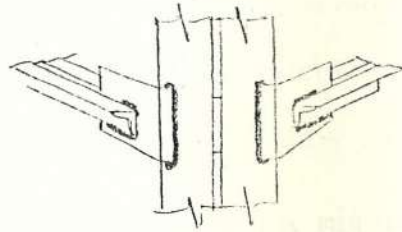


FIG. 95

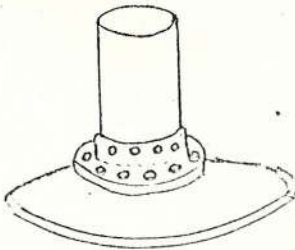


FIG. 96a,b

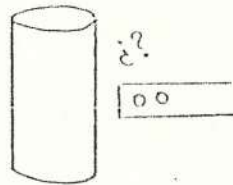
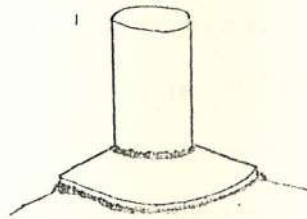
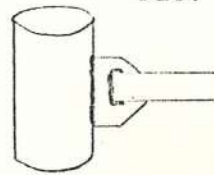


FIG. 97a,b



consecuencia de ello, la soldadura es ahora permitida en casi todos los trabajos estructurales, excepto para algunos puentes y cerchas. Inclusive, buques de alto calado sujetos a cargas de impacto realmente severas y difíciles de predecir son totalmente soldados. La siguiente sección trata de las ventajas y desventajas de los diferentes tipos de uniones.

#### 4.8.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE UNIONES

De lo que se ha podido apreciar hasta el momento estamos en condiciones de ver las ventajas y desventajas que representa el usar una conexión empernada o soldada.

##### A.- VENTAJAS DE LA SOLDADURA

A.1 Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme tan necesarias en las estructuras empernadas. Haciéndolas por tanto más económicas ya que requerirá un trabajo apreciablemente menor que el necesario para empernar; ej: El Hacer una escuadra de amarre con pernos, la cual



hay que trazarla y cortarla, hay que hacer el punzonado de los agujeros y disponer de 2 hombres para su posterior montaje. En cambio el hacer una escuadra de amarre soldable se elimina el segundo paso anterior y un hombre realiza el trabajo de soldar reduciendo por tanto tiempo y dinero, ya que el salario es semanal y no diario en la mayoría de los casos. Además que los pernos son más caros que la soldadura por kilo.

A.2 Es más vasto el campo de aplicación de uniones soldables que las empernadas. ejemplo un tubo de acero que actúe como columna, en una de las estructuras para tanques elevados. Unirlas por medio de pernos con las vigas de amarre resulta virtualmente imposible, fig. 97a. La soldable no representa ninguna dificultad, fig 97b., pag. 234

A.3 El hacer estructuras soldables es sinónimo de rigidez, por ejemplo la viga de amarre de la fig. 97b pudo soldarse directamente, ya que se trata sólo de la unión de una viga, pero la placa le da más rigidez en el plano de la figura.

A.4 La soldadura para el caso de tanques metálicos y de estructuras hace que éstas luzcan realmente continuas, ya que la unión soldable puede ser a veces más fuerte que el material base por lo tanto no se presentan restricciones en las uniones, como ejemplo basta con ver el balcón de la fig.94 usando soldadura, luce más esbelto y agradable que su homóloga empernada de la fig.93.

A.5 Además es fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje. Un pequeño error en la conexiones empernadas puede hacer que una viga quede inutilizada (el equivocarse en el punzonado de un agujero de una hilera o columna de pernos.

A.6 De lo visto en la sección 4.8.2 se ahorra tiempo en detalles, fabricación y montaje.

#### **B.- VENTAJAS DE LAS UNIONES EMPERNADAS**

Dentro de las principales diferencias con relación a la soldadura tenemos:

B.1 Una estructura empernada es fácilmente desmontable, esto no sucede con las soldables,

resultaría muy costoso. Por lo tanto es importante que cuando una obra se vaya a realizar, habrá que analizar si existe o no la posibilidad de un desarme futuro. Esto sucede con los puentes Bailey, ya que por lo regular sirven de emergencia.

B.2 Las juntas empernadas buenas pueden realizarse por hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que lo necesario para producir conexiones soldadas de calidad semejante.

B.3 El equipo utilizado es más barato que en conexiones soldables.

#### 4.8.4 ELECCION DEL TIPO DE JUNTA

Con todos estos antecedentes y sabiendo que un tanque elevado no se lo cambia de lugar generalmente. El uso de la soldadura se hace necesario. Por otro lado es obvio que el constructor tiene ya su equipo disponible es decir, máquinas de soldar eléctricas o a combustión interna. Quizás la ventaja más significativa de utilizar pernos es la que se

menciona en el literal B.2 de la sección anterior, "Para colocar pernos no se necesita de una previa calificación". Pero en definitiva, la soldadura es la mas adecuada para la presente obra.

La soldadura que se usará es la de electrodo revestido. Hay muchos procedimientos para realizar una conexión soldada tal como la soldadura automática o semiautomática, sin embargo para este tipo de trabajo no se justifica tal inversión, ya que por lo regular un tanque elevado será de uso para la comunidad y representa un gasto muerto para los Municipios y el mismo estado, por consiguiente el tiempo desde este punto de vista no es lo mas importante para aquellos. En cambio el construir un tanque para almacenamiento de petróleo días de atraso pueden significar ingentes pérdidas al estado, por ello se justifica que por lo regular se haga uso de procesos semiautomáticos y automáticos para soldar en dichas obras.

Según el manual de la AWWA en la sec.2.11, los electrodos de arco sumergido se usarán de acuerdo a los requerimientos de la última



$$F_{xs} = 4.24Ma / (hl^2)$$

donde h es el ancho de garganta de soldadura

y l es la longitud de la placa de conexión  
que es la longitud del filete doble.

Este esfuerzo de acuerdo a la AWWA debe ser menor que del metal base, es decir 1054.4 kg/cm<sup>2</sup>.

Si h=.3 cm y l=10cm obtendremos que:

$$604.4 < F_{xs}$$

Pero l debe ser mayor o igual al ancho del canal que se utilizará que en este caso es de 10.0 cm lo que nos da un resultado más conservador. Ahora que por estar una parte de la placa sumergida en el agua el espesor mínimo recomendado por la misma asociación será de .5 cm.

El ancho de la placa será de 10 cm puesto que esta dimensión dependerá mayormente de la tolerancia en el corte de la longitud de la viga. En la figura 98b. se puede apreciar las dimensiones y forma de la placa a usarse, así como también el diámetro del electrodo.

La conexión ángulo de refuerzo-cuerpo cilíndrico va soldada a todo alrededor más que por requisitos de esfuerzos es para evitar la introducción de bichos o insectos, polvo u

otras sustancias extrañas que puedan contaminar el agua. La fig.98b indica el tipo de electrodo recomendado.

#### B.- UNIONES HORIZONTALES Y VERTICALES DEL CUERPO CILINDRICO DEL TANQUE

En este momento las uniones horizontales y verticales se seleccionan en base a los nuevos espesores que incluyen el factor de corrosión. La fig.99 muestra las varillas que se utilizarán, el espacio entre segmentos adyacentes, y el número de pases en cada junta.

#### C.- CONEXION CILINDRO-ANILLO DE SUSTENTACION

Para este tipo de conexión se puede apreciar que tratará de fallar por esfuerzo cortante y aquí se tendrá que ser muy cauteloso. Puesto que una falla sería de lamentables consecuencias.

El esfuerzo permisible unitario ( $1054.4 \text{ kg/cm}^2$ ) se reduce ahora aplicando una eficiencia de junta para cordones de soldadura en filete que según la AWWA, en la sec.3.14.2, debe ser del 65 por ciento cuando el cortante es transversal. Esto nos da un  $F_{ss}=685.4 \text{ kg/cm}^2$ , como esfuerzo má-

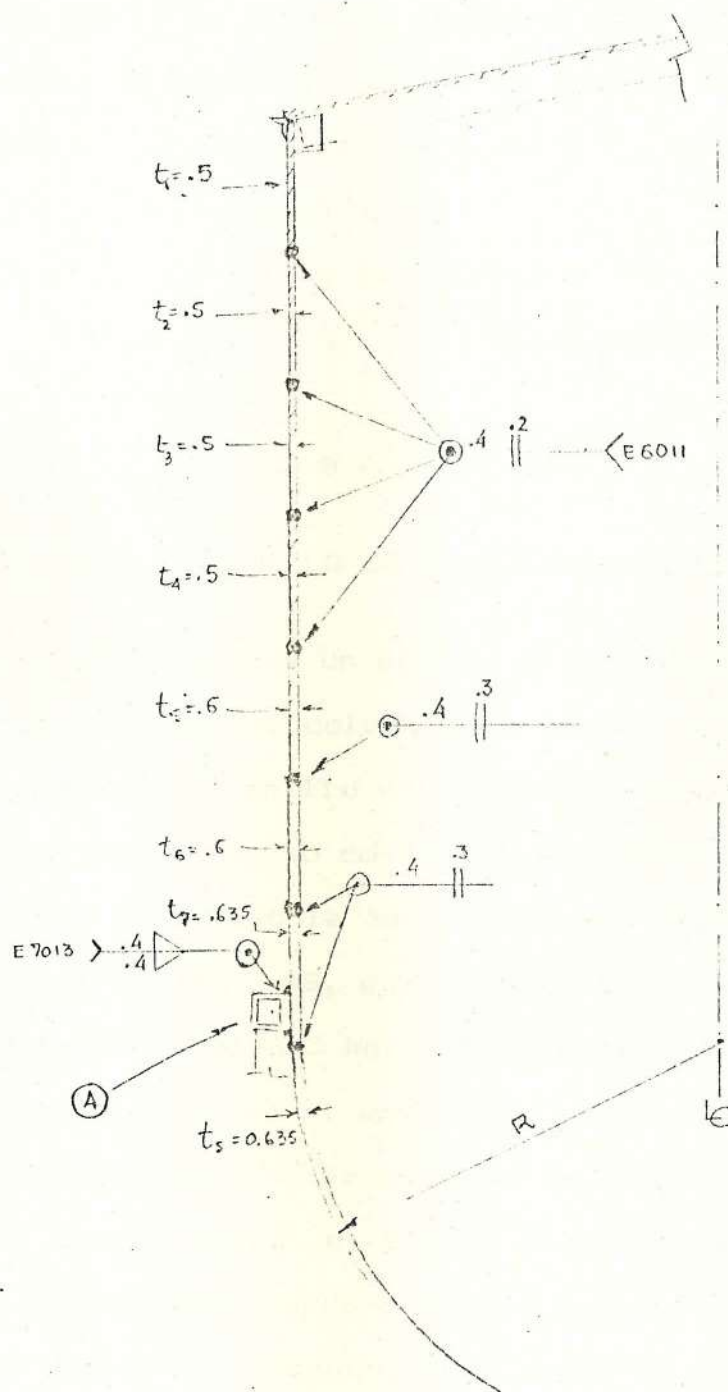


FIG. 99 Uniones horizontales y verticales, en el cuerpo del tanque  
 Conexión cilindro-anillo-semiesfera



ximo de diseño en cortante. Si se suelda de filete tanto en la parte superior como inferior en cordón continuo alrededor de toda la circunferencia, ver A en fig.99, se obtiene, usando electrodos de .4 cm, que:

$$F_s = P / (.707h1) ;$$

$$h = .4 \text{ cm.} \quad \text{y} \quad l = 2(\pi)R = 2590.4 \text{ cm}$$

por lo tanto:

$$430.0 < 685.4 \text{ OK}$$

#### D.- CONEXION ANILLO DE SUSTENTACION-COLUMNAS

La fig100 muestra un corte en planta de la disposición de las columnas alrededor del anillo. La porción de anillo entre dos columnas consecutivas se la supuso como si fuera una viga recta, cuando se diseñó la estructura, es decir, hablamos del miembro #B, que esta sometido a una carga axial de 6126.2 kg. (referirse a resultados de la estructura en el apéndice). Esta fuerza hará que la columna se desprenda del anillo si no se la diseña para evitarlo, ya que fallaría por cortante. Utilizando la misma expresión anterior del esfuerzo cortante, pero ahora se trata de un cortante longitudinal, para el cual el permisible sería del 50% del esfuerzo unitario, según

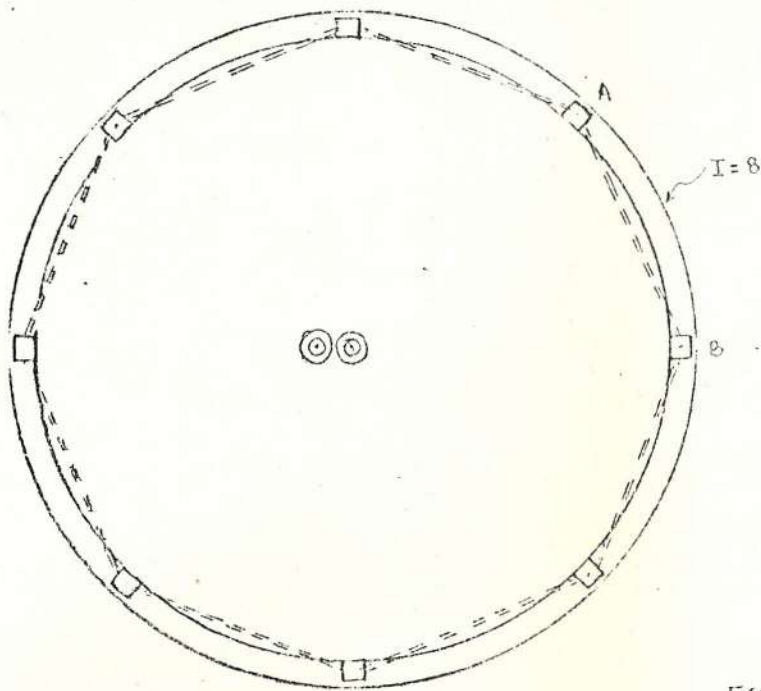


FIG. 100a

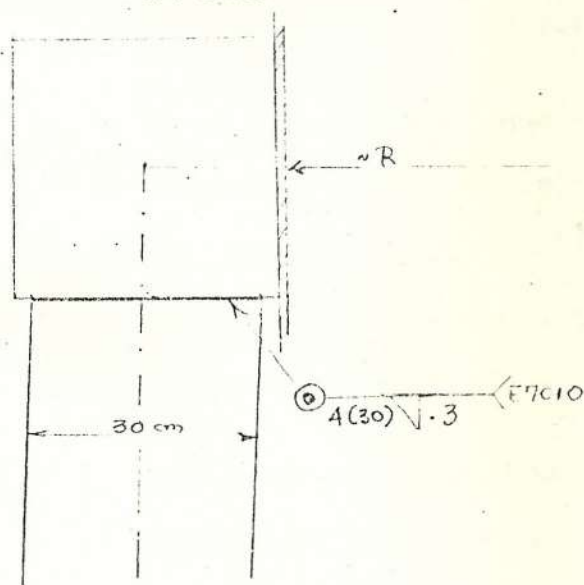


FIG. 100b

CONEXION ANILLO DE SUSTENTACION  
COLUMNA

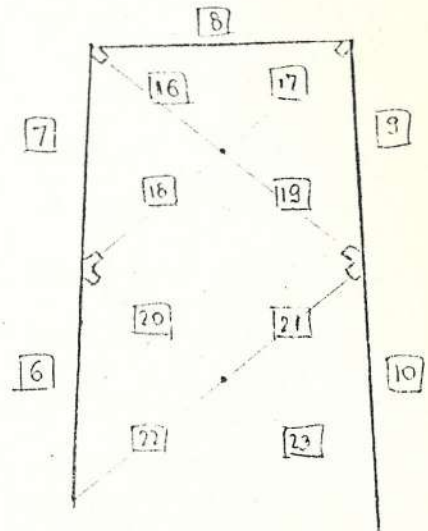


FIG. 101

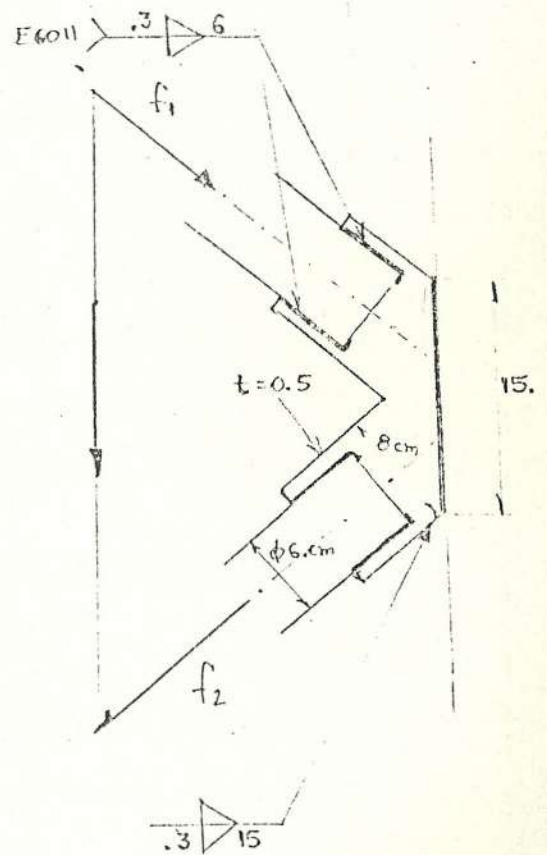


FIG. 102

PLACA DE CONEXION ENTRE  
COLUMNA Y DIAGONALES..

reza en la sección antes mencionada de la AWWA. Entonces  $F_{ss}=527.2 \text{ kg/cm}^2$ , por consiguiente, si:  $h=.4 \text{ cm}$ ,  $P=6126.2 \text{ kg}$ , y  $l=60 \text{ cm}$ .

obtenemos que:

$$361.04 < 685.4 \quad \text{OK}$$

Pero resulta que esta fuerza también podría actuar ortogonalmente, dependiendo de la dirección del sismo. De ese modo habrá que soldar todo el contorno de la columna en contacto con el anillo, esto es,  $l=4(30)=120 \text{ cm}$  con electrodo de  $4 \text{ mm}$ . Debido a la esbeltez de la columna concluiremos que la unión podrá rotar, garantizándose de esta manera que la columna no falle por esfuerzo de flexión (Momento=0)

Cabe mencionar, que el anillo se encuentra apoyado, tal como se vió en la sec.4.2.5, y no se produce por lo tanto ningún momento, ni torsor ni de flexión, garantizando aún más, los resultados obtenidos.

#### E.- PLACA DE CONEXION ENTRE COLUMNAS Y DIAGONALES DE LA ESTRUCTURA

Para el diseño de la placa tenemos que considerar a los más críticos, lo cual nos

servirá como modelo de las demás escuadras. Esto sucede con la conexión entre los miembros 19 y 21 con la columna. En la fig.102 se muestran las fuerzas y la forma que tendrá dicha escuadra, puesto que debemos de recordar que estamos diseñando una placa de armadura, es decir no podrá absorber momento. Para esto nos basaremos en las recomendaciones del AISC en la sec.1.5.1.2 en la que  $F_{ss}=.3F_u$  y  $F_u=4218 \text{ kg/cm}^2$ , para un E6011.

La fuerza de compresión  $f_1$  y la fuerza de tensión  $f_2$ , produce una resultante  $f_t$  que nos servirá para el diseño del cordón de soldadura y su garganta, que nos dirá el espesor de la placa a usarse. Por lo tanto:

$$\text{si } f_1=-4300 \text{ kg}$$

$$f_2= 3750 \text{ kg}$$

$$h= .3 \text{ cm y } l=30 \text{ cm con } F_{ss}=1265.3 \text{ kg/cm}^2$$

se obtiene:

$$896.67 < 1265.3 \text{ kg/cm}^2$$

OK

Lo que nos dice que el electrodo a usarse es de .3 cm de diámetro, para la conexión con la columna .

Por otro lado el ancho de 8 cm, fig.102, satisface los requerimientos de esfuerzos con  $F_x=.66(2500)$

para una placa de .5 cm de espesor. En cambio para la longitud necesaria para la unión de los tubos con la placa obtenemos:

$$1265.3 > 3750 / (.707 * .3 * 2 * 10) \quad \text{OK}$$

que nos dice que con 6 cm de soldadura a cada lado incluyendo los remates, la conexión es satisfactoria. Igual cosa sucede con f2. Como se puede apreciar el centro de gravedad de los cordones soldados practicamente coinciden entre si.

#### 4.9 REVESTIMIENTO PROTECTOR DEL TANQUE DE AGUA Y DE LA TORRE

Después que la construcción del tanque es completada y antes del proceso del pintado, deberá llenarse de agua a su máxima capacidad para detectar cualquier fuga que haya a nivel juntas permaneciendo así por lo menos durante 24 h. Ningún trabajo de reparación puede ser hecho en cualquiera de las juntas hasta que el nivel de agua del tanque esté por lo menos 0.61 m abajo del punto de reparación (sec.12.1 del manual de la AWWA D100-73).

Antes de la aplicación del revestimiento el tanque y la estructura metálica deben limpiarse hasta la

condición de blanco, ya sea por un medio mecánico, eléctrico o químico.

Por el medio mecánico el más efectivo es la aplicación de un chorro de arena a presión sobre la superficie, hasta eliminar completamente la kalamina (protección anticorrosiva del fabricante), es uno de los métodos más utilizados.

En el decapado químico se someten las piezas pequeñas por lo general a una solución de ácido clorídrico rebajado, pero el uso del ácido requiere de cierto equipo de protección por el peligro que representa el manejo en general de cualquier ácido, su uso es limitado.

En el decapado eléctrico, se utiliza una protección catódica. Por ser el que más nos concierne como profesionales en la rama mecánica, nos limitaremos a la limpieza por chorro de arena.

#### 4.9.1 ESPECIFICACIONES SOBRE EL CHORRO DE ARENA

Las especificaciones anotadas en las siguientes líneas es condensada de (9).

a.- Toda la fabricación será completada y la estructura será colocada antes de que se empiece

- la preparación de la superficie.
- b.- La limpieza con chorro de arena será realizado por operadores experimentados y con equipos aprobados.
- c.- Se dará especial atención a todas las áreas soldadas y a los aditamentos, asegurándose de que todo fundente para soldar, astilla, incrustaciones por soldadura, etc., sean removidas por los mejores medios posibles.
- d.- La suministradora de aire comprimido para darle aire al chorro debe estar libre de cantidades de agua y aceite que puedan causar problemas. Los conductos deberán tener separadores y trampas adecuadas.
- e.- El área limpiada, en cualquier momento no debe exceder de aquella área que pueda ser recubierta ese mismo día (una vez eliminada la kalamina el acero sufre una corrosión intensiva).
- f.- La limpieza a chorro se efectuará en áreas libres de operaciones de pintura y superficies recubiertas que aún no estén secas, para prevenir contaminación de arena o de polvo.
- g.- Sólo los procedimientos de limpieza a chorro de las más alta calidad serán permitidos.

h.- Clasificación de la arena:

A) La arena será cernida para eliminar piedras o piezas grandes de material foráneo.

B) Se cernirá por segunda vez si fuese necesario, para obtener arena de calidad 12 a 30.

C) La arena clasificada debe ser minuciosamente lavada para remover polvo y otro material diminuto.

D) Previo al uso, la arena debe ser minuciosamente secada.

i.- El equipo de limpieza a chorro debe ser del tipo "alimentación a presión" convencional. Se debe descargar el abrasivo por una boquilla de 8 a 10 mm. a no menos de  $6.89 \times 10^7$  Pa<sub>g</sub> (100 lb/plg<sup>2</sup>).

j.- Todas las áreas ya limpiadas a chorro deben dejar libres de todo polvo antes de la aplicación de cualquier material de recubrimiento.

k.- Ningún tipo de lavado de ácido, solvente, ni inhibidores de corrosión debe ser utilizado en las superficies de material limpiadas a chorro de arena.

l.- Las superficies interiores deben ser



limpiadas a una condición de limpiados a casi blanco de acuerdo a las especificaciones SSFC-SF 10; NACE No2 como se describe en forma general a continuación:

SUPERFICIES DE METAL FUNDIDO LIMPIADAS A "CASI BLANCO" (SSFC-SF 10; NACE No2)

"Es una superficie en la cual elementos como: aceite, grasa, sucio, moho, productos corrosivos, óxidos pinturas, u otras materias foráneas han sido completamente removidas de la superficie, excepto por muy leves sombras, muy ligeras vetas o leves decoloraciones causadas por manchas de moho, defectos de fabricación, óxidos, o leves residuos de pintura o revestimientos que puedan haber quedado. Por lo menos un 98% de la superficie deben dar la apariencia de una superficie limpiada a chorro para obtener un acabado de metal blanco y el restante debe ser limitado a leves decoloraciones arriba mencionadas. Un estandar visual de la preparación de la superficie debe ser usado para modificar o definir más aún la superficie

m) Las superficies exteriores deben ser limpiadas a una condición o estado de "cepillado

a presión" de acuerdo con las especificaciones SSPC-SP7;NACE No4, como se describe en forma similar a la anterior.

#### 4.9.2 ESPECIFICACIONES PARA LA APLICACION DEL REVESTIMIENTO

La aplicación del revestimiento debe ser hecho de acuerdo a las recomendaciones del fabricante (v.gr: Hempel). Además éste será diluido según lo estipulado. La vida de la pintura dada por el fabricante no debe excederse y cuando esto ocurra debe restituirse.

El revestimiento debe ser vigorosamente agitado y mezclado hasta el tiempo en el que los pigmentos y el catalizador esten completamente mezclados y esto debe hacerselo en forma continua.

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y antes de la aplicación de cualquier "primers" o materiales de revestimiento.

A toda capa de revestimiento se le permitirá secar completamente en el tiempo especificado

previo a la aplicación de la capa sucesiva.

Se deberá seguir rigurosamente las especificaciones de grosor de las capas de revestimiento (8 mils = 0.2032 mm). Este grosor se lo medirá con un "Holiday detecto" o "Microtest", u otro medidor calibrado para grosor de capas de revestimiento. Adicionalmente, la última capa debe ser revisada para ver si es que no hay fallas en toda la superficie, incluyendo las áreas soldadas, filos y esquinas, fallas que serán determinadas por un "Tinker Razor", o detector de fallas equivalente.

#### 4.9.2.1 Aplicación a soplete

- 1.- El equipo a soplete debe estar completamente limpio, tanto las líneas como el recipiente.
- 2.- Una trampa adecuada de humedad deberá ser colocada antre el suministrador de aire y el recipiente de presión de la pistola.
- 3.- La pistola pulverizadora se debe

mantener a una distancia de 9.15m(6") y no mayor que 0.2m(8") y se debe mantener siempre en un ángulo recto con la superficie que se esté pintando.

4.- La presión del fluido se debe mantener y regular para que entregue el material estrictamente de acuerdo con la presión asignada y especificada por el fabricante del recubrimiento.

5.- El atomizador de aire debe ser regulado.

6.- Ajustes del ancho del rocío de la pistola y reajustes en la presión pulverizadora en los reguladores serán efectuados hasta obtener el modelo deseado de rociado.

7.- Cada pasada del soplete rociador debe recubrir el rociado previo en un 50%.

8.- Las áreas grandes recibirán dos pasadas en dos direcciones perpendiculares entre si.

9.- Toda "lágrima" o "deslizamiento" será cepillado inmediatamente.

#### 4.9.2.2 APLICACION DE PISTOLA PULVERIZADORA SIN AIRE

Su uso no estan frecuente debido a lo delicado del equipo, necesita de una limpieza permanente de sus partes para garantizar un buen rociado.

#### 4.9.2.3 APLICACION CON BROCHA

El revestimiento será aplicado con brocha en todas las áreas donde por cualquier razón no es posible sopletearlas. Ejemplo: En caso de un tanque elevado con tensores, es preferible pintarlo con brochas. El pasamanos, la escalera, etc.

Las brochas deben ser del estilo y calidad tal que permitan una aplicación adecuada. Ejemplo:

- pasamano de balcón
- escalera, tensores y brocha de 2"
- cordones de soldadura

Como es obvio, el recubrimiento deberá ser trabajado en hendiduras y esquinas; corridas o deslizamientos deberán ser

cepillados como para evitar que existan bolsillos de aire, burbujas de solvente, o espacios vacíos.

#### 4.9.3 PINTADA INTERIOR DEL TANQUE, PREPARACION DE SUPERFICIE Y APLICACION DE PINTURA

Después que todas las reparaciones y preparaciones preliminares estén completas, las áreas o superficies que serán pintadas o recubiertas, serán limpiadas por medio del sistema de "chorro de arena" según las especificaciones anotadas en la sec.4.9.1.

Luego se aplicarán 2 manos de hempadur 1540, a las superficies limpias. Cada capa deberá tener un grosor de 3.2 mils. El intervalo de secado entre capa y capa es de 8h.

La primera capa del revestimiento debe ser aplicado dentro de las 8h de haber sido limpiadas a chorro de arena. No se puede dejar así por más tiempo.

Todo lo que esté en contacto con el agua, tendrá que pintarse, inclusive la parte interior del

techo y sus vigas y también las escuadras de amarre.

La línea de bajada de agua hasta la de distribución es mayor o igual a 6", deberá también pintarsela. Aquí es preferible una protección catódica.

Cualquier información adicional la dará la casa fabricante.

#### 4.9.4 PINTADA EXTERIOR

Del mismo modo, después de la limpieza aplicar dos manos de pintura anticorrosiva del tipo Hempalin Primer 1205. El intervalo de pintado sera de 8h por lo menos con un maximo de 3 dias. Se le aplicara a brocha o soplete. En el acabado se utiliza la Hempel's Silviun 5157, la que se aplicara igualmente en dos manos. No se debe aplicar en brocha, a excepcion de pasamano, escalera, cordones de soldadura entre otras conecciones. Y debe aplicarse solo con pistola pulverizadora con aire o sin aire con la boquilla adecuada, cirniendola antes de llenar el recipiente de la pistola, ya que se hace grumos.

## CAPITULO V

### PROGRAMACION DE DATOS

#### 5.1 FORMULAS GENERALES A UTILIZARSE Y RESTRICCIONES PARA SU USO EN CALCULOS PROGRAMABLES, POR TRATARSE DE DEPOSITOS ELEVADOS DE DISTINTAS CAPACIDADES

1.- La idea básica es que en función del número de habitantes, se obtenga el tipo de tanque elevado recomendado. Para ello nos basaremos en la sección 5.1 de la AWWA, reproducida en la tabla IX ,pag.260 que presenta un cuadro de tanques elevados con capacidades comunes. Aunque no se descarta la posibilidad de construir uno de capacidad diferente a las anotadas.

Se generará una subrutina que vaya comparando estas capacidades dadas con respecto a la tabla V de la sec.3.3,pag.44 del presente estudio.



TABLA IX

CAP. M <sup>3</sup>	CAP. M <sup>3</sup>	CAP. M <sup>3</sup>
20	160	800
40	200	1000
60	240	1200
80	300	1600
100	400	2000
120	600	2400

2.- Sabida la capacidad del tanque, se procede a su dimensionamiento, con la ayuda de la ec.4.1.1,pag.51 manteniendo a la altura del cuerpo cilindrico como un número entero de veces de la altura de la lámina usada, es decir de acuerdo a las dimensiones disponibles en el mercado.

3.- Para encontrar el espesor de las planchas en el techo se usarán las ec.4.2.1.10 y 4.2.1.14,pag.66 y 74 La subrutina generada encuentra el mayor valor de alfa que de aproximadamente la mayor deflexión en la placa Para las vigas radiales se utiliza la ec.4.2.1.19.pg80 El programa genera un conjunto de vigas y escoge la más económica. Por otro lado las ec. 4.2.1.20 a la 4.2.1.25 diseñan la sección requerida para el ángulo de refuerzo de techo,pgs.91-94 escogiendo así mismo el área mínima por medio de un conjunto de secciones.

4.- Cumplidos los tres primeros pasos, tenemos que diseñar el anillo de sustentación del tanque, para eso

tenemos que suponer una carga total que incluya la carga muerta más la viva. Esto se debe a que necesitamos conocer las propiedades del anillo para el cálculo del espesor del segmento cilíndrico en contacto con él. Para ello necesitamos calcular las fórmulas 4.2.5.1 a la 4.2.5.17, variando el tamaño de la viga según los requerimientos de esfuerzos, pgs.130-138.

5.- El siguiente paso consiste en calcular los espesores necesarios de acuerdo a la variación de la carga hidrostática, en el cuerpo cilíndrico y la semiesfera. Teniendo presente que para el anillo  $I=1$  (segmento en contacto con el techo)  $M_a=0$  y  $Q_a=0$  puesto que el ángulo de techo está absorbiendo la discontinuidad. De este modo se forman  $2(N_a+1)$  ecuaciones exponenciales, en las que son  $N_a+1$  espesores y  $N_a+1$  igualdades, que deben cumplirse siempre y cuando satisfagan los esfuerzos 4.2.2.1. Resolver el sistema de ecuaciones así formado es difícil, pero se usará un proceso interactivo para resolverlas.

6.- Con todo el peso del tanque conocido, las dimensiones y propiedades del anillo de sustentación, la altura de la estructura, estamos en condiciones de diseñar la torre metálica. Para el efecto se generó una subrutina especial para este tipo de estructuras, utilizando el

método ya visto en la sección 4.3. El tipo de columna que se utiliza es de sección tubular cuadrada, y las diagonales de sección circular hueca. Para ambas secciones el programa elige las más económicas. Ya que el método de las rigideces es usado para analizar, por lo regular, el presente sirve para diseñar.

Estos seis bloques con que se compone el programa ha omitido el diseño de las bases de hormigón, de las escaleras y sus canastillas de protección, el balcón y el pasamanos, las tuberías de conducción del líquido y su bomba, y el resto de accesorios, así como la preparación y pintada del tanque. Con un poco más de tiempo pudo lográrselo, pero se considera que el diseño está completo por lo menos en un 85%. A pesar de absorber el costo de la bomba que corrientemente es el estado el que se hace cargo de la compra de este equipo por licitaciones o concursos de precios. El resto no representa más del 7%, como se verá en el siguiente capítulo.

En el apéndice consta el programa completo. Para la corrida normal del mismo es necesario sólo ingresar el número de habitantes de una población en particular y la altura de las planchas metálicas a usarse.

## 5.2 DEPOSITOS ELEVADOS DE DISTINTAS CAPACIDADES

En la tabla X se puede apreciar, tanques de diferentes capacidades.

TABLA X

CAP. TANQ. (m <sup>3</sup> )	TECHO Pl. prfl (kg.)		CILINDRO (kg.)	SEMIESFERA (kg.)	PESO (kg.)
100	453	282	2212	1070	4017
150	542	334	3233	2131	6240
200	694	436	3658	2275	7063
300	1148	518	5094	2824	9584
400	983	637	6531	3224	11375
500	1200	983	7458	3937	13578
600	1702	1036	9763	5315	17816
700	1950	1240	10712	6088	19990
800	2195	1444	11366	6853	21858

Los pesos anotados son los que soporta la estructura en cada caso. Obviamente el peso de material que se comprará tendrá que ser mayor. Se han tomado en cuenta las capacidades de tanques en las que nuestras zonas rurales y urbanas aún pueden tener acceso.

### 5.3 MIEMBROS PRINCIPALES Y SECUNDARIOS PARA LA ESTRUCTURA DE LA TORRE PARA DICHOS DEPOSITOS

La tabla XI se basa en los tanques presentados en la tabla X. Esta es en consecuencia una extensión de aquella. En esta tabla se ha listado el número de columnas que tiene un tanque en particular, los

TABLA XI

CAP. m <sup>3</sup>	Nc	M.PRINCIPALES			M.SECUNDARIOS			PESO ESTRUC. kg
		Area cm <sup>2</sup>	Long. m.	Peso kg	Area cm <sup>2</sup>	Long. m.	Peso kg	
100	4	34.56	8.81	2391	4.32	281.	953	3344
150	4	40.56	8.81	2806	5.15	281.	1136	3942
200	6	40.56	13.22	4208	5.15	363.	1466	5874
300	6	52.56	13.22	5453	5.15	459.	1857	7310
400	6	64.56	13.22	6698	6.90	475.	2575	9273
500	6	76.56	13.22	7943	6.90	452.	2445	10388
600	8	70.56	17.62	9761	6.90	592.	3205	12966
700	8	82.56	17.62	11420	6.90	612.	3313	14733
800	10	76.56	22.02	13238	6.90	651.	3524	16762

miembros principales y secundarios con su peso y las propiedades y longitudes totales, teniendo en cuenta que las longitudes encontradas son de eje centro a eje centro. Además, con el propósito de compararlas, se fija una altura constante de torre. Es decir HH=2200 cm.

#### 5.4 DIAGRAMAS PESO-CAPACIDAD Y PESO PRECIO

Se elaborará un diagrama en función de los pesos totales, obtenidos sumando la columna PESO resaltada en las tablas X y XI respectivamente.

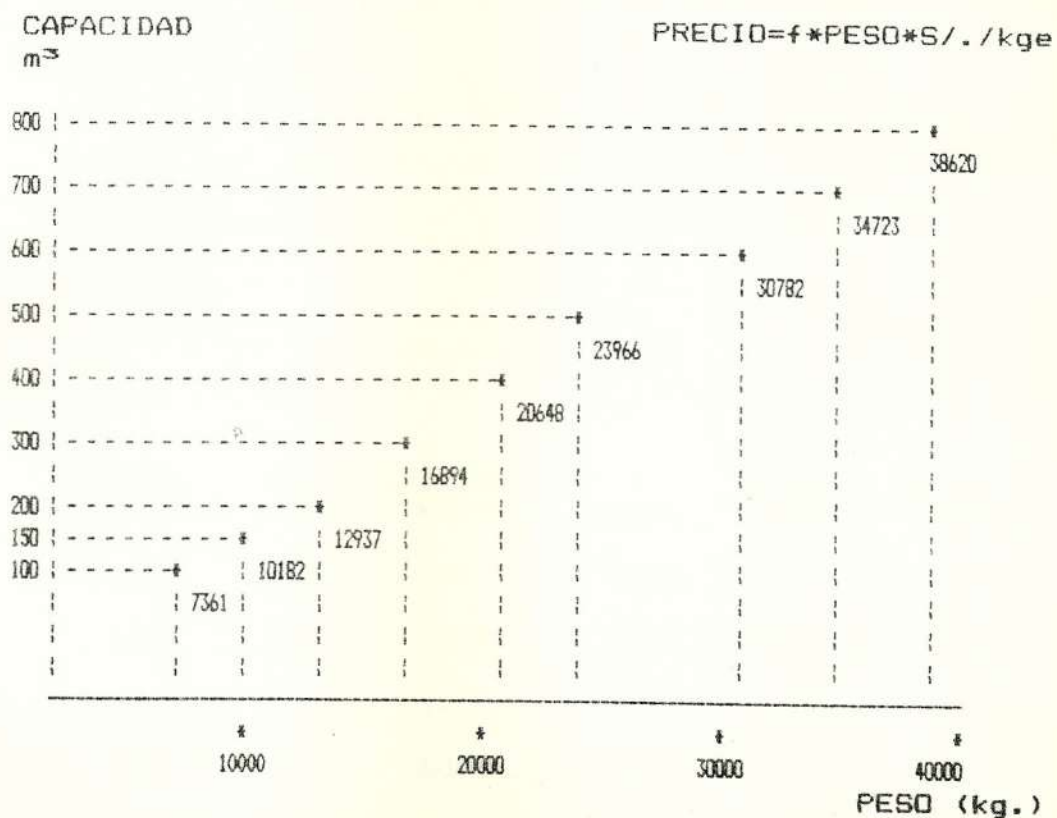


DIAGRAMA PESO-CAPACIDAD

Además, para el cálculo del costo del tanque tenemos que partir de un peso equivalente. En el mercado nacional, la diferencia de precio por kilogramo entre

las planchas negras y los perfiles rolados en frío es del 30%. El costo de las tuberías es del doble. Nos interesa entonces, convertir el peso del tanque elevado, a un peso equivalente, con el único propósito de encontrar un factor confiable, que nos permita conocer el costo de un tanque elevado, en lo que tiene que ver a materiales.

Tomando los porcentajes en consideración y con ayuda de las mismas tablas X y XI, obtenemos la tabla XII:

TABLA XII

CAP.	PESO TANQUE	EQUIVALENTE ESTRC.	TOTAL	PESO "REAL"	KG. EQ KG
100	4102	5013	9115	7361	1.238
150	6341	5920	12261	10182	1.204
200	7194	8400	15594	12937	1.205
300	9740	10803	20543	16894	1.216
400	11566	13858	25424	20648	1.231
500	13873	15216	29089	23966	1.214
600	18127	19097	37224	30782	1.209
700	20362	21472	41834	34723	1.205
800	22291	24256	46547	38620	1.205

=====  
factor f = Prom. = 1.214

## CAPITULO 6

### ANALISIS ECONOMICO

#### 6.1 COTIZACION DE UN TANQUE ELEVADO CON TORRE INCORPORADA PARA UNA POBLACION DE 12000 HABITANTES

De lo que se ha podido apreciar de los resultados obtenidos es de que en realidad el costo de un tanque elevado dependerá del peso total de metal comprado. Para la elaboración de la siguiente tabla

TABLA XIII

	CANT.	DESCRIPCION	PESO	PESO	COSTO
		medida indic.	UNI.	TOTAL	S/.
			Kg.	Kg.	
	18pl.	3x1.22x.004 m.	115	2069	103432
TECHO	25 I	10-5-.4 cm.	35.2	880	54912
	5 L	6-6-.6 cm.	31.7	159	9922
				pasan..... 3108	168266



viene				3108	168266
	Del 1 <sup>o</sup> al 4 <sup>o</sup> Anillo				
	32pl.	3x1.22x.005 m.	144	4608	221184
	4pl.	1pl/anillo-ad.			
CUERPO		2.44x1.22x.005	117	468	22464
	Del 5 <sup>o</sup> al 6 <sup>o</sup>				
CILINDRICO	16pl.	3x1.22x.006 m.	172.4	2759	132432
	2pl.	2.44x1.22x.006	140.2	281	13488
	7 <sup>mo</sup>				
	8pl.	3x1.22x.00635m	182	1456	69888
	1pl.	244-122-.635 cm	149	149	7152
SEMIESFERA	22pl.	600-122-.5 cm.	288	6336	304128
ANILLO	6pl.	122-244-.5 cm.	117	702	33696
SUSTENTACION	2pl.	122-244-.8 cm.	187	394	18912
BALCON	3pl.	122-244-.3 cm	70	210	13104
Y	2 L	50-25-3-6000mm	12.7	25.4	1588
PASAMANOS	2 L	50-50-5-6000mm	21.6	43.2	2696
	5pt.	50-3-6000 mm	7.07	35.35	2206
	3 tub	3.2 cm.iso 2 6000 mm	12.7	38.1	4200
ESCALERA	15 L	50-50-5-6000mm	21.6	324	20218
Y	8pt.	40-5-6000 mm	9.4	76	4742
CANASTILLA	14 L	40-40-3-6000mm	10.6	149	9298
	9	131 peldaños			
		19mm.-6000 mm	13.4	120.6	5790
ESTRUCTURA	Columnas				
	59 l	30-15-.6-600cm	169.5	10004	624252
	Diagonales				
	87 tb	5.cm ced 40	32.5	2828	311080
	Base de sustentación				
	10.4m <sup>3</sup>	Concreto			30000
		Hierro		360	17280
pasan				34475	2038064

vienen.....				34475	2038064
=====					
TUB. y ACC.		De sub. y baj.			380000
=====					
ELECTRODOS	200Kg	6011 y 6013		200	78000
=====					
PINTURA	Ext. Anticorrosivo	m <sup>2</sup> /l		1.	
	1740m <sup>2</sup>	H.P 1250	12	124	50220
	Ext. Aluminio				
	idem	H.Silvium 5157	19.6	76	56620
PINTURA	Int. Epóxico				
	410m <sup>2</sup>	H.1540	5.5	150	165750
=====					
SON.....35025 kg. s/.2768654					

TABLA XIV

## MANO DE OBRA EN 60 DIAS LABORABLES

PERSONAL	COSTO/D/TRAB.	COSTO/M/TRAB.	COSTO/TOTAL
1 Supervisor	1100	33000	99000
3 Soldadores	800	24000	216000
6 Ayudantes	350	10500	189000
			=====
			s/. 504000

El costo de la bomba por ser de un gran caballaje será el Estado el que se encargue de su importación para la exoneración de impuesto y otras tasas. Sin embargo se estima que una bomba centrífuga de 60 HP. cuesta alrededor de s/.1000000.=

La responsabilidad técnica le corresponde al organismo seccional correspondiente. La compra, fabricación y montaje al contratista de la obra. Que en caso de ser compañía esta oscila en el 65 % sobre el costo total de materiales involucrados (s/.2768654.=).

El costo total de la obra estaría en el orden de los cinco millones ochocientos mil sucres. Sin considerar el impuesto de ley vigente.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES:

1.- Se generó un diagrama logarítmico Población-Volumen de Agua, pag.45, en función de una tasa de crecimiento poblacional promedio y el diagrama hidrográfico de la demanda, en el Apéndice A, que nos dio el volumen del tanque de acuerdo a la demanda diaria de agua. Con el número de habitantes de una población se encuentra el Volumen del Tanque de Agua más recomendado. Dicho diagrama se lo elaboró también en función del tipo de grupo poblacional. Por supuesto que todos estos datos son nada más que aproximados, que nos sirven para darnos una idea del tipo de reservorio más adecuado para una población en particular. Un estudio más profundo, haría un censo de consumo en la localidad. Pero se estima que los resultados son bien conservativos. Ya que parte de datos con -

fiables (IEOS).

2.- Para el diseño del tanque elevado se tomó en cuenta , en gran parte las recomendaciones de la AWWA Esta asociación manifiesta que el espesor mínimo para partes en contacto con el agua debe ser de .635 cm (.25pulg.) y para las que no lo estén de .5 cm. Sin embargo este trabajo tomó como mínimo .5 y .4 cm respectivamente. Y este criterio se basa en que en nuestro medio no existen cargas de nieve por un lado, y vientos huracanados de 100 Km/h o más. Estas cargas con seguridad contribuyen en el pandeo del cuerpo cilíndrico.

3.- Es muy importante el diseño de piezas que van a ser soldadas entre sí. La estructura se la resolvió de dos maneras diferentes, primero como cercha y luego como marco rígido. Según los resultados del apéndice B Si se rigidizara la unión 23 (fig.63, pag.167). Esta fallaría por la combinación de flexión y compresión axial .En consecuencia si se la diseña para absorber sólo compresión se tendrá que tener cuidado, en la unión soldada, esta deberá ser capaz de girar.

4.- El diagrama de la pag.265 encuentra el peso de materiales de varios tanques de diferentes capacidades

De acuerdo a los resultados del análisis económico para un tanque de  $600\text{m}^3$  y comparándolos con los de la pag. mencionada concluiremos de que el factor, para dar el costo de un tanque en función de su capacidad oscila en los 3.3. Ejemplo: Un tanque de  $100\text{ m}^3$  tiene un peso equivalente de 9115 kg. multiplicado por 3.3 y por 48 sucres/kgc, se obtiene: 1.5 millones de sucres. Incluyendo la bomba(exonerada de impuestos).

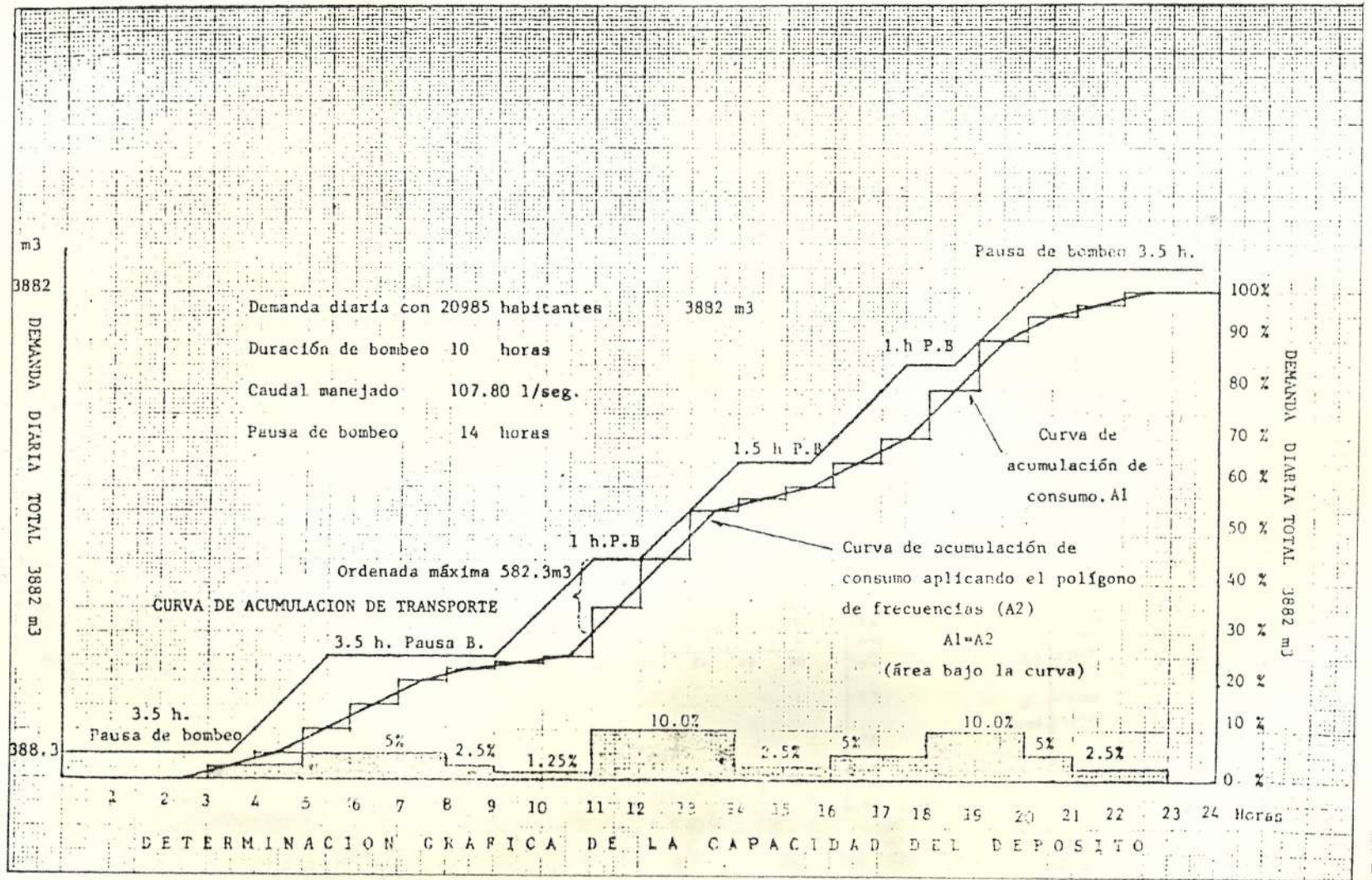
#### RECOMENDACIONES

Si se desea saber que capacidad debe tener un tanque elevado para una población en particular. Los datos que habría que ingresar son:

- a.-El Número de habitantes de la población calculada con una tasa promedio de crecimiento del 4.6% , y
- b.-La altura de la plancha metálica a usarse en cm.

APENDICES

GRAFICO 1





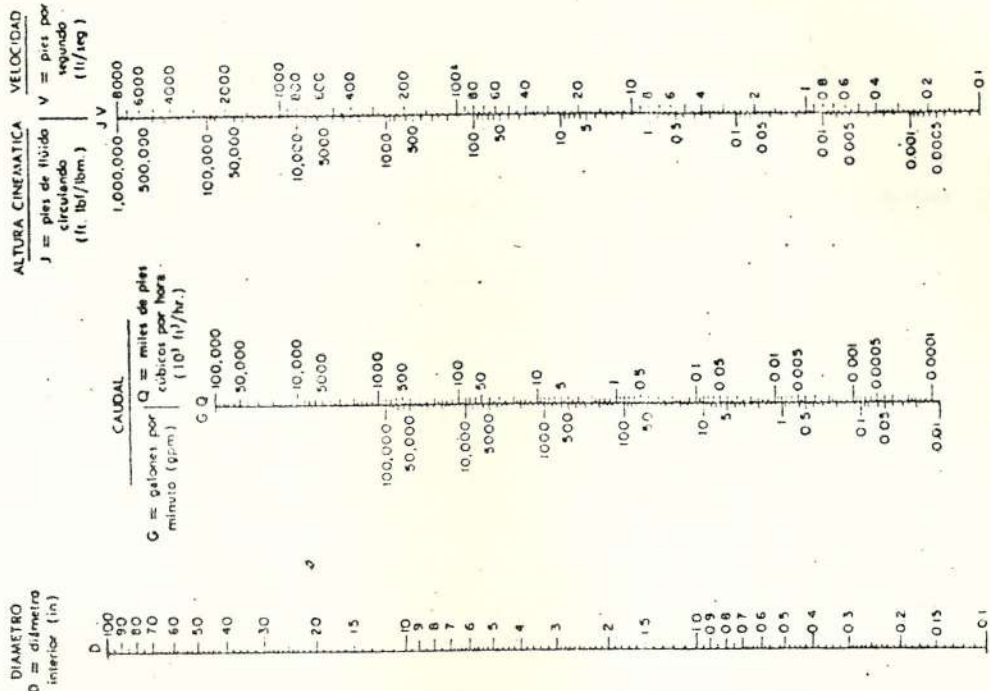


GRAFICO 2a

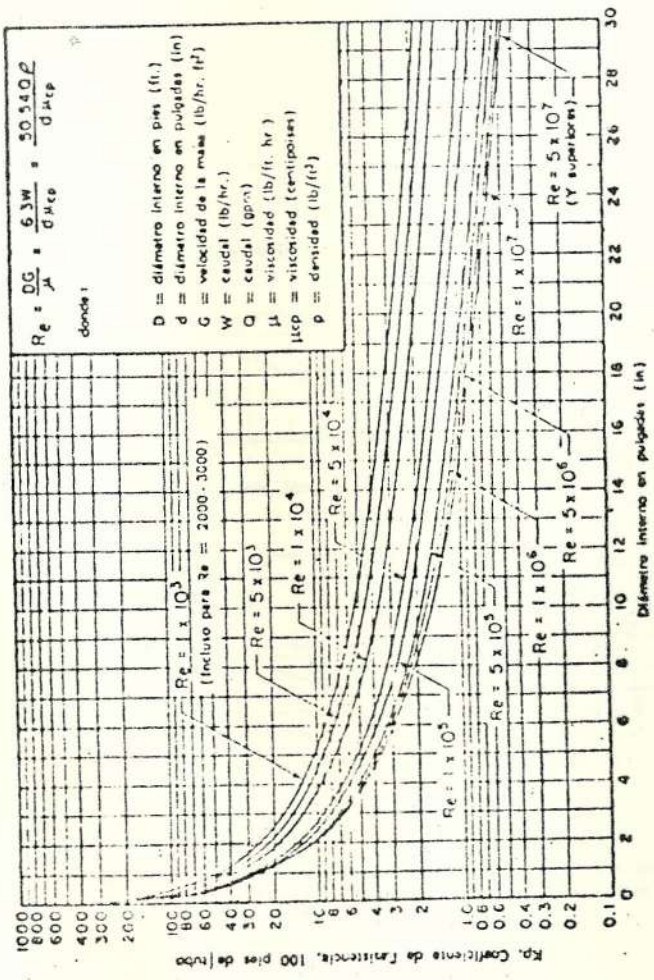


GRAFICO 1a

DIAMETRO  
D = diámetro  
interior (in)

ALTURA CINEMATICA  
J = pies de fluido  
circulando  
(ft. lb/ftm.)

CAUDAL  
G = galones por  
minuto (gpm)  
Q = miles de pies  
cubicos por hora  
(10<sup>3</sup> ft<sup>3</sup>/hr.)

VELOCIDAD  
V = pies por  
segundo  
(ft./seg.)

$$Re = \frac{D G}{\mu} = \frac{63 W}{d \mu_{csp}} = \frac{50.54 Q P}{d \mu_{csp}}$$
 donde:

D = diámetro interno en pies (ft.)  
 d = diámetro interno en pulgadas (in)  
 G = velocidad de la masa (lb/hr. ft<sup>2</sup>)  
 W = caudal (lb/hr.)  
 Q = caudal (gpm)  
 μ = viscosidad (lb/ft. hr.)  
 μ<sub>csp</sub> = viscosidad (centipoises)  
 ρ = densidad (lb/ft<sup>3</sup>)

Kp, Coeficiente de fricción; 100 pies de tubo

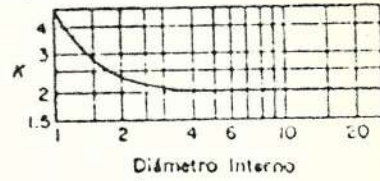
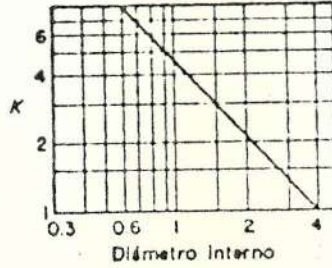
COEFICIENTES DE RESISTENCIA PARA VALVULAS  
(Válvulas totalmente abiertas)

Tipo de válvula

Roscada

Embridada

De ángulo<sup>(1)</sup>



Retentora

De bola<sup>(2)</sup>

De platón<sup>(2)</sup>

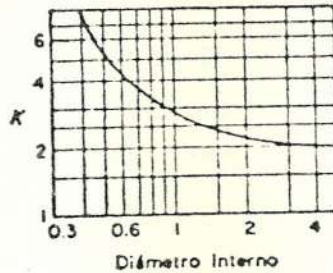
70 (todos los tamaños)

12 (todos los tamaños)

70 (todos los tamaños)

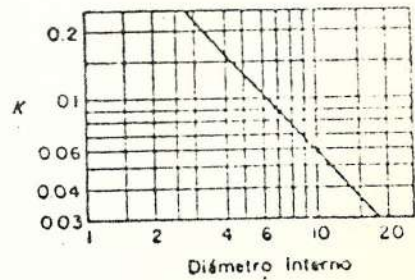
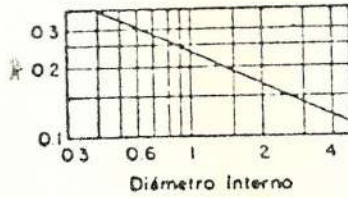
12 (todos los tamaños)

Oscilante<sup>(1)</sup>

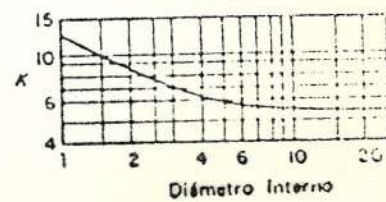
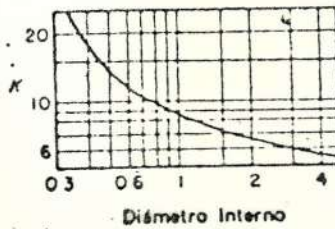


2 (todos los tamaños)

De compuesta<sup>(1)</sup>



De globo<sup>(1)</sup>



De mécho<sup>(2)</sup>  
(todos los tamaños)

1.0

0.5

(Varía grandemente con el tamaño, consultar con el fabricante para datos más exactos)

(1) Basado en Pipe Friction Manual 1961. Instituto Hidráulico.  
(2) Datos medios de fabricantes.

TABLA B2

COEFICIENTES DE RESISTENCIA PARA ACCESORIOS STANDARD

	Roscado	Embridado	Soldado
Casquillos y uniones		—	—
Codos			
90° Radio corto (R/D=1.0)		0.40 (2" y mayores) <sup>(2)</sup>	0.50 <sup>(2)</sup>
90° Radio largo (R/D=1.5)		0.30 (2" y mayores) <sup>(2)</sup>	0.20 <sup>(2)</sup>
45° Radio corto		0.27 <sup>(2)</sup>	0.21 <sup>(2)</sup>
45° Radio largo			
		0.23 <sup>(2)</sup>	0.18 <sup>(2)</sup>

TABLA B3

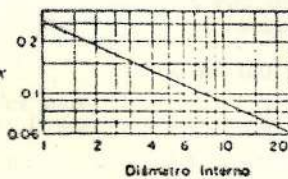
(1) Basado en *Pipe Friction Manual* 1961, Instituto Hidráulico.

(2) A causa de la falta de datos se da un valor de K para todos los diámetros, los accesorios embridados son de fundición, por lo cual K es mayor.

Teo

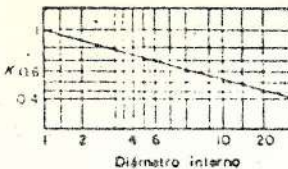
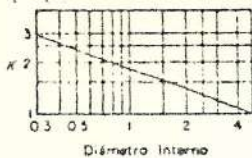
Flujo recto a través

0.9 (Todos los tamaños) K



Utilizar los mismos datos que para las embridadas

Flujo a través de la rama lateral



Utilizar los mismos datos que para las embridadas

TABLA B4

## COEFICIENTES DE RESISTENCIA PARA ENTRADAS Y SALIDAS

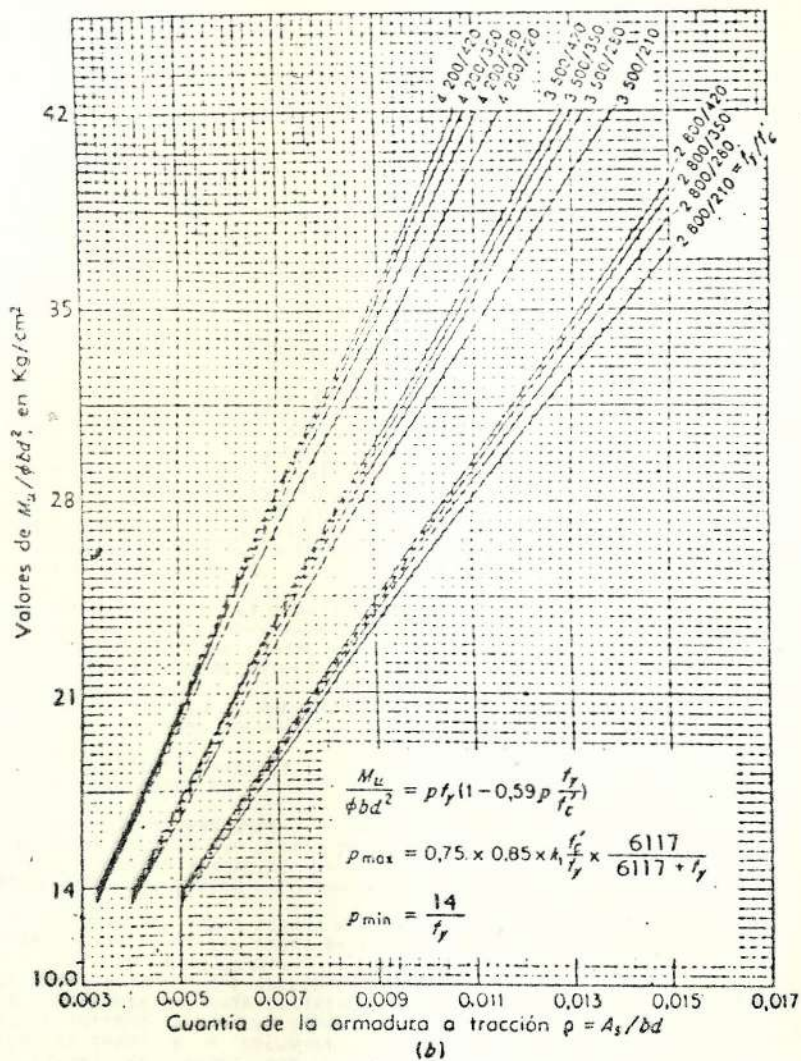
Tipo		Salida del (1) tanque	Entrada al tanque
Boca acampanada (redondeada)		0.05	1.0
Boca con arista (muy poco redondeada)		0.5 0.25	1.0 1.0
Boca proyectada		10	1.0

TABLA B5

BASES DE DISEÑO SUGERIDAS PARA LINEAS DE PROCESO  
(Tube-Turns Div. de Chemetron Corp.)

	Velocidad Normal (Tube-Turns)	Caída de Presión Admisible debida a la Fricción
Impulsión de una Bomba	* $d/2 + 4$ ft/seg.	2 psi/100 ft.
Aspiración de una Bomba	Un tercio del valor anterior $1/3 (d/2 + 4)$ ft/seg.	0,5 lbf/lbm por 100 ft.
Vapor <sup>1</sup>	* $d \times 1.000$ ft/min.	0,5 % de la presión de la línea por 100 ft.
Líquidos en Flujo por Gravedad	—	0,2 ft. lbf/lbm por 100 ft.
Conductos de Agua	5 - 7 ft/seg.	

\*  $d$  = diámetro interno de la tubería en pulgadas (in).



VARIABLES DEL TANQUE DE 600 M3.

NO. ANILLOS 7  
 ALTURA DEL CILINDRO 854  
 RADIO CILINDRO 412.28280883527  
 PESO DE LIQ. 602307.38635562  
 EL AREA DE TECHO ES 542236.54713855 EL ARCO DEL BORDE 73.066976184302  
 EL VALOR DE K ES 18

ALFA ES .000004694062

ESPECIFICACIONES DEL TECHO TIPO CONICO-EDRO

ESPESOR DE PL. DEFLECCION CARGA MUERTA MAS VIVA POR AREA  
 .4 .14504987030094 .01894  
 PESO DE LAMINAS METALICAS EN EL TECHO = 1702.623072015

ESPECIFICACIONES DE LA VIGA DE TECHO

SE TIENEN 9 POSIBILIDADES  
 EL MAS ECONOMICO ES EL SIGUIENTE  
 USAR UN CANAL ROLADO EN FRIO----- 10 5 .4  
 CON UN PESO POR UNIDAD DE LONGITUD----- .350288  
 SEPARADOS ENTRE SI UN ANGULO----- 10 GD.  
 PESO TOTAL DE CANALES EN EL TECHO----- 894.80541524619  
 BETA= -.00278157205658

MOMENTO CAUSADO POR LA VIGA Y LA CARGA

QUE ACTUA SOBRE ELLA----- 3361.9802279464  
 MOMENTO TORSOR TOTAL LINEAL EN EL BORDE (MOVIG+MONPL)----- 46.012309207011  
 EMPUJE DE LA VIGA AL ANILLO----- .21801171818061

CALCULO DEL ANILLO DE REFUERZO DEL TECHO

HAY 13 POSIBILIDADES  
 LA MAS ECONOMICA ES

UN ANGULO DE DIMENSIONES----- 6 6 .6  
 QUE TIENE UN PESO POR UNIDAD DE LONGITUD DE .053694  
 CON UN ESFUERZO MAXIMO DE ----- 1299.5326280913  
 PESO TOTAL DEL ANGULO----- 130.76632271331

PESO TOTAL DEL TECHO (CARGA MUERTA) 2737.1948099745  
 CARGA AXIAL VERTICAL SOBRE EL CILINDRO----- 4.3639278684333  
 CON 8 COLUMNAS

EL RADIO INTERIOR DEL ANILLO ES----- 412.28280883527  
 LA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL  
 BORDE INTERNO DEL ANILLO SOPORTE ES PO----- 251.02995324638  
 COMO SE TRATA DE 8 COLUMNAS, EL ANGULO EN CONSIDERACION  
 ES 2\*GM= 45 GRADOS, POR LO TANTO GM= .39259908169972 RAD

ANGULO	CORTANTE 1	CORTANTE 2	CORTANTE 3	NORMAL RE.
0.00	600.17	600.17	375.11	1208.77
2.50	577.61	577.61	361.01	1265.69
5.00	551.72	551.72	344.92	1232.29
7.50	519.16	519.16	324.48	1108.63

10.00	476.63	476.63	297.89	894.94
12.50	420.83	420.83	263.02	591.63
15.00	348.49	348.49	217.80	199.28
17.50	256.36	256.36	160.22	-281.37
20.00	141.25	141.25	88.28	-849.40
22.50	0.00	0.00	0.00	-1503.72

ESPECIFICACIONES DEL ANILLO SOPORTE  
 VIGA CURVA DE SECCION CUADRADA Y HUECA DE LADO B= 35  
 PLACA DE ESPESOR EN EL LADO CONVEXO CUYO T1 ES .5  
 ESPESOR EN LOS LADOS SUP. E INF. SON T2 ----- .5  
 ESPESOR EN EL LADO CONCAVO ES T3----- .8  
 AREA TRANSVERSAL ES A ----- 79.2  
 MOMENTO DE INERCIA ES IX----- 17569.435325

SEGMENTO 1 EN INTERVALOS DE 24.4 CM(S)

ALTURA	PRESTION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
854.000	-0.070	0.400	0.000	0.000	0.000	-4.364	0.000	-10.910	0.000	0.000
829.600	-0.024	0.400	-0.005	0.000	0.000	-4.441	10.060	-11.101	25.149	0.000
805.200	-0.049	0.400	-0.010	0.000	0.000	-4.517	20.120	-11.295	50.200	0.000
780.800	-0.073	0.400	-0.015	0.000	0.000	-4.594	30.169	-11.493	75.420	0.000
756.400	-0.098	0.400	-0.020	0.011	0.003	-4.670	40.316	-11.261	100.914	0.000
732.000	-0.122	0.400	-0.025	-0.166	-0.050	-4.747	50.299	-18.100	123.877	0.017

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .38308

SEGMENTO 2 EN INTERVALOS DE 24.4 CM(S)

ALTURA	PRESTION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
732.000	-0.122	0.400	-0.025	-0.166	-0.050	-4.747	50.299	-18.100	123.877	0.017
707.600	-0.146	0.400	-0.030	0.011	0.003	-4.824	60.435	-11.643	151.211	0.000
683.200	-0.171	0.400	-0.035	0.000	0.000	-4.900	70.413	-12.252	176.032	0.000
658.800	-0.195	0.400	-0.039	-0.006	-0.002	-4.977	80.444	-12.678	201.039	0.000
634.400	-0.220	0.400	-0.044	0.086	0.026	-5.053	90.460	-9.413	227.116	-0.010
610.000	-0.244	0.400	-0.052	-0.687	-0.206	-5.130	106.530	-38.570	258.602	0.141

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .38308

SEGMENTO 3 EN INTERVALOS DE 24.4 CM(S)

ALTURA	PRESTION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
610.000	-0.244	0.450	-0.046	-0.697	-0.206	-5.224	106.497	-31.955	230.557	0.141
585.600	-0.268	0.450	-0.048	0.106	0.032	-5.312	110.637	-8.671	246.800	-0.010
561.200	-0.293	0.450	-0.053	-0.007	-0.002	-5.398	120.671	-12.216	268.091	0.000
536.800	-0.317	0.450	-0.057	-0.010	-0.003	-5.484	130.704	-12.479	290.367	0.000
512.400	-0.342	0.450	-0.061	0.146	0.044	-5.571	140.834	-8.058	314.261	-0.014
488.000	-0.366	0.450	-0.069	-0.973	-0.292	-5.657	158.866	-41.398	344.388	0.194

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .430965

SEGMENTO 4 EN INTERVALOS DE 24.4 CM(S)

ALTURA	PRESTION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
488.000	-0.366	0.500	-0.062	-0.973	-0.292	-5.800	158.805	-34.951	310.605	0.194
463.600	-0.390	0.500	-0.063	0.173	0.052	-5.896	161.034	-7.629	323.317	-0.014
439.200	-0.415	0.500	-0.067	-0.011	-0.003	-5.992	170.921	-12.255	341.760	0.000
414.800	-0.439	0.500	-0.071	-0.013	-0.004	-6.089	180.948	-12.484	361.802	-0.001
390.400	-0.464	0.500	-0.075	0.216	0.065	-6.184	191.278	-7.186	384.109	-0.017
366.000	-0.488	0.500	-0.083	-1.261	-0.378	-6.279	210.812	-42.829	412.542	0.243

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .47885

SEGMENTO 5 EN INTERVALOS DE 24.4 CM(S)										
ALTURA	PRESION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
366.000	-0.488	0.550	-0.075	-1.261	-0.378	-6.471	210.733	-36.782	375.647	0.243
341.600	-0.512	0.550	-0.075	0.250	0.075	-6.576	211.495	-6.998	386.024	-0.018
317.200	-0.537	0.550	-0.079	-0.014	-0.004	-6.682	221.157	-12.426	402.020	-0.001
292.800	-0.561	0.550	-0.083	-0.014	-0.004	-6.787	231.179	-12.622	420.240	-0.002
268.400	-0.586	0.550	-0.086	0.294	0.098	-6.892	241.776	-6.708	441.339	-0.020
244.000	-0.610	0.550	-0.094	-1.551	-0.465	-6.998	262.468	-43.494	467.984	0.288

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .526735

SEGMENTO 6 EN INTERVALOS DE 24.4 CM(S)										
ALTURA	PRESION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
244.000	-0.610	0.600	-0.086	-1.551	-0.465	-7.237	262.380	-37.918	429.544	0.288
219.600	-0.634	0.600	-0.086	0.333	0.100	-7.352	262.007	-6.704	439.343	-0.020
195.200	-0.659	0.600	-0.089	-0.014	-0.004	-7.467	271.381	-12.686	452.230	-0.002
170.800	-0.683	0.600	-0.097	-0.013	-0.004	-7.582	281.402	-12.855	468.937	-0.003
146.400	-0.707	0.600	-0.096	0.377	0.113	-7.697	292.316	-6.547	489.078	-0.022
122.000	-0.732	0.600	-0.103	-1.843	-0.553	-7.812	313.907	-43.739	513.962	0.330

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .57462

SEGMENTO 7 EN INTERVALOS DE 15.2 CM(S)										
ALTURA	PRESION	ESPESOR	DEFLEC.	MX	MFI	NX	NFI	SIGMX	SIGMF	QX
122.000	-0.726	0.650	-0.094	-1.758	-0.527	-8.069	310.760	-37.379	470.602	0.315
106.800	-0.742	0.650	-0.094	0.968	0.290	-8.152	310.407	1.203	481.673	-0.009
91.600	-0.759	0.650	-0.097	0.075	0.022	-8.236	321.934	-11.605	495.603	0.135
76.400	-0.775	0.650	-0.099	-6.638	-1.991	-8.319	326.406	-107.065	473.884	0.626
61.200	-0.792	0.650	-0.065	-11.610	-3.493	-8.403	216.171	-177.802	283.108	-0.790
46.000	-0.808	0.650	-0.005	63.683	19.105	-8.487	16.491	891.322	296.684	-9.891

PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO .38779

CASCARON SEMIESFERICO CON ESPESOR .37

PESO DE SEMIESFERA 3799.2163108923

LOS ESPESORES CORREGIDOS SON

EA( 1 )= .5  
 EA( 2 )= .5  
 EA( 3 )= .5  
 EA( 4 )= .5  
 EA( 5 )= .6  
 EA( 6 )= .6  
 EA( 7 )= .635  
 EA( 8 )= .5

\*\*\*PESO TOTAL DE MATERIALES= 15136.927252649  
 \*\*\*PESO TOTAL UNITARIO 238.68931652846 KG/CM

PESO TOTAL QUE DEBEN RESISTIR LAS COLUMNAS 619312.56978618 KG.

LOS RESULTADOS SON SATISFACTORIOS  
 TIEMPO = 18 41 30  
 LA ALTURA DE LA ESTRUCTURA ES 2200 CM  
 LA CARGA MUERTA QUE SOPORTA ES 630000 KG.  
 Y EL MARCO PLANO A RESOLVERSE ES UNO DE 8



EL AREA DE COLUMNA ES 70.56 CM<sup>2</sup>  
 Y SU MOMENTO DE INERCIA 10169.1072 CM<sup>4</sup>  
 LAS MISMAS QUE SE INCLINAN 2.8 GRADOS CON LA VERTICAL

SECCION TRANSVERSAL DE DIAGONALES 6.903 CM<sup>2</sup>  
 CON MOMENTO DE INERCIA 27.721 CM<sup>4</sup>

EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL ES= 210000 KG/CM<sup>2</sup>  
 LA ARMADURA CONSISTE DE 7 DIVISIONES CON 6 MIEMBROS CADA DIVISION

DANDO UN TOTAL DE 43 MIEMBROS

LA ESTRUCTURA TIENE 23 NODOS DE LOS CUALES 2 SON RESTRINGIDOS

CADA NODO POSEE 2 GRADOS DE LIBERTAD

QUE NOS DAN 42 DESPLAZAMIENTOS NO CONOCIDOS

MIEMBRO	LONG.(CM)	AREA (CM <sup>2</sup> )	MOMEN DE INERC.(CM <sup>4</sup> )	RGIRO (C)
1	314.66	70.56	10169.11	12.0050
2	314.66	70.56	10169.11	12.0050
3	314.66	70.56	10169.11	12.0050
4	314.66	70.56	10169.11	12.0050
5	314.66	70.56	10169.11	12.0050
6	314.66	70.56	10169.11	12.0050
7	314.66	70.56	10169.11	12.0050
8	315.55	79.20	17569.44	0.0000
9	314.66	70.56	10169.11	12.0050
10	314.66	70.56	10169.11	12.0050
11	314.66	70.56	10169.11	12.0050
12	314.66	70.56	10169.11	12.0050
13	314.66	70.56	10169.11	12.0050
14	314.66	70.56	10169.11	12.0050
15	314.66	70.56	10169.11	12.0050
16	217.60	6.90	27.72	2.0039
17	217.60	6.90	27.72	2.0039
18	238.77	6.90	27.72	2.0039
19	238.77	6.90	27.72	2.0039
20	229.38	6.90	27.72	2.0039
21	229.38	6.90	27.72	2.0039
22	249.72	6.90	27.72	2.0039
23	249.72	6.90	27.72	2.0039
24	241.50	6.90	27.72	2.0039
25	241.50	6.90	27.72	2.0039
26	261.17	6.90	27.72	2.0039
27	261.17	6.90	27.72	2.0039
28	253.93	6.90	27.72	2.0039
29	253.93	6.90	27.72	2.0039
30	273.06	6.90	27.72	2.0039
31	273.06	6.90	27.72	2.0039
32	266.63	6.90	27.72	2.0039
33	266.63	6.90	27.72	2.0039
34	285.31	6.90	27.72	2.0039
35	285.31	6.90	27.72	2.0039
36	279.57	6.90	27.72	2.0039
37	279.57	6.90	27.72	2.0039
38	297.87	6.90	27.72	2.0039
39	297.87	6.90	27.72	2.0039

40	292.73	6.90	27.72	2.0039
41	292.73	6.90	27.72	2.0039
42	310.71	6.90	27.72	2.0039
43	310.71	6.90	27.72	2.0039

\*\*\*\*\*PESO ESTRUCTURA = 12966

VECTOR DE CARGAS NODALES

Q( 39 )= 5512.5

Q( 40 )= -78750

Q( 41 )= 0

Q( 42 )= -78750

DESPLAZAMIENTOS EN COORDENADAS DE LA ESTRUCTURA

NODO	DESP. X	DESP. Y
1	0.00000000	0.00000000
2	0.00000000	0.00000000
3	-0.049673196	-0.014222173
4	0.038479270	-0.122673537
5	0.203716416	-0.203710499
6	0.199737654	-0.276590353
7	0.251713995	-0.259384731
8	0.342253477	-0.406410989
9	0.403912737	-0.412535362
10	0.473313857	-0.400886215
11	0.576151559	-0.598981022
12	0.458434926	-0.554594072
13	0.709235380	-0.550185235
14	0.892973284	-0.782077599
15	-0.959123134	-0.795716461
16	1.096858246	-0.712911794
17	1.141050150	-0.960241399
18	1.299338887	-0.847317662
19	1.328383025	-0.877437469
20	1.615444267	-1.120576367
21	1.669902875	-1.165299315
22	1.853957154	-1.064517674
23	1.847337143	-1.281505139

MIEMBRO	CARGA AXIAL	ESF. AXIAL
1	-56813.60	-805.18
2	-59396.00	-841.78
3	-61456.88	-870.99
4	-64817.85	-918.62
5	-67550.68	-957.35
6	-72104.67	-1021.89
7	-75901.97	-1075.71
8	-6126.30	-77.35
9	-80911.25	-1146.70
10	-86315.99	-1223.30
11	-89515.57	-1268.64
12	-93405.24	-1323.77
13	-95766.61	-1357.24

14	-93699.88	-1398.81
15	-100514.25	-1424.52
16	-4267.13	-618.16
17	2998.04	434.31
18	2998.04	434.31
19	-4267.13	-618.16
20	-2634.34	-381.62
21	3749.48	543.17
22	3749.48	543.17
23	-2634.34	-381.62
24	-3341.06	-484.00
25	2347.39	340.05
26	2347.39	340.05
27	-3341.06	-484.00
28	-2115.99	-306.53
29	3011.70	436.29
30	3011.70	436.29
31	-2115.99	-306.53
32	-2741.11	-397.09
33	1925.87	278.99
34	1925.87	278.99
35	-2741.11	-397.09
36	-1767.15	-256.00
37	2515.20	364.36
38	2515.20	364.36
39	-1767.15	-256.00
40	-2323.96	-336.66
41	1632.79	236.53
42	1632.79	236.53
43	-2323.96	-336.66

FAC= 1405.4452617469 QPERM= 99164.217569437  
 FAC= 844.44193500772 QPERM= 5979.1826773535

MIEMBRO CARGA AXIAL	ESFUERZO AXIAL
1	-56813.601
2	-59395.299
3	-61455.395
4	-64817.847
5	-67550.682
6	-72194.670
7	-75901.974
8	-6126.370
9	-80911.253
10	-86315.938
11	-89515.567
12	-93405.235
13	-95766.608
14	-98699.334
15	-100514.247
16	-4267.133
17	2998.037
18	2998.037
19	-4267.133
20	-2634.339
21	3749.477
22	3749.477
23	-2634.339
24	-3341.059
25	2347.389
26	2347.389
27	-3341.059

28	-2115.996	-306.531
29	3011.701	436.289
30	3011.701	436.289
31	-2115.996	-306.531
32	-2741.106	-397.089
33	1925.869	278.990
34	1925.869	278.990
35	-2741.106	-397.089
36	-1767.149	-255.997
37	2515.199	364.363
38	2515.199	364.363
39	-1767.149	-255.997
40	-2323.961	-336.660
41	1632.788	236.533
42	1632.788	236.533
43	-2323.961	-336.660

DEFLEC.  
REACCION 1 = 1381.4794  
REACCION 2 = 55895.3772  
REACCION 3 = -6893.9794  
REACCION 4 = 101604.6228

TIEMPO = 18 45 14  
FAC = 844.44193500702 QPERM = 5829.1826773535

```

10 OPTION BASE 1
20 OPEN 2, '(F 132)ELEVATED', OUTPUT
30
40   SUBPROGRAMA QUE CALCULA LAS DIMENSIONES DE UN TANQUE SEGUN SU
50     CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO
60
70 DIM T(7), H(5,7), HH(22), QV(5,7), QVIG(22), TV(18), TVIG(22), AV(5,7)
80 DIM ART(22), AI(7), AR(5,9), FSE(5,9), ALTV(22), FSEU(20), IR(5,9)
90 DIM IN(4,6), OVI(4,5), AVIG(22), TR(22)
100 TETA=10 ME=2100000 C=0 W=6 K=11 SI$='NO' HH=2200
110 IF SI$='NO' THEN VV=1
120 INPUT 'CUAL ES LA POBLACION ESTIMADA ', PBL
130 INPUT 'Y LA ALTURA DE LA PLANCHA A USARSE EN CM. ', L
140 IF PBL =7000 THEN LHD=.150 PRCTJ=.168 NN=1 GOTO 180
150 IF PBL =30000 THEN LHD=.1875 PRCTJ=.170 NN=2 GOTO 180
160 IF PBL =150000 THEN LHD=.220 PRCTJ=.20 NN=3 GOTO 180
170 IF PBL =2000000 THEN LHD=.275 PRCTJ=.23 NN=3
180 V=LHD*PRCTJ*PBL/(10 NN)
190 V=INT(V)*10 NN
200 TETAT=TETA*PI/180
210 VI=V*106
220 R=(3*VI/8/PI) .3333333
230 HT=2*R
240 NA=NA+1 D=NA*L
250 IF HT D THEN 240
260 IF HT = .95*D THEN 280
270 NA=NA-1
280 D=NA*L+LB
290 VT=PI*R2+2*PI*R3/3
300 IF VT VI THEN 320
310 IF VT = 1.005*VI THEN 340
320 R=R - 1. GOTO 290
330 R= R + 1. VT=PI*R2+2*PI*R3/3
340 IF VT VI THEN PL=.001*VT GOTO 360
350 GOTO 330
360 V$='          *          VARIABLES DEL TANQUE DE '
370 M$=' M3.      *' Z$=' ' N$='NO. ANILLOS' BR$=' '
380 PRINT 2,'          *****'
390 PRINT 2,'          *'
400 PRINT 2,V$ V M$ NA=NA          +I
410 PRINT 2,'          *'
420 PRINT 2,'          *****'
430 AC$='ALTURA DEL CILINDRO' RC$='RADIO CILINDRO' PL$=' PESO DE LIQ.'
440 PRINT 2,N$ NA PRINT 2,AC$ D PRINT 2, RC$ R PRINT 2, PL$ PL
450 K=2 SEA RT LA GENERATRIZ DE LA FORMA CONICA DEL TECHO
460 RT = R/COS (TETAT)
470 ARCO=PI*RT/K
480 IF ARCO = .65*L THEN 510

```

```

490 IF VI = 250*10 6 THEN K=K+1 GOTO 470
500 K=K+2 GOTO 470
510 AREAT=PI*RT*R
520 AT$='EL AREA DE TECHO ES ' AB$=' EL ARCO DEL BORDE'
530 PRINT 2,AT$ AREAT AB$ ARCO
540 IF K=2 THEN MAYOR= .000052 GOTO 780
550 IF K=4 THEN MAYOR= .000 GOTO 780
560 PRINT 2, ' EL VALOR DE K ES ' K
570 RE=.795
580 ALFA=0
590 FOR M=1 TO 7 STEP 2
600 C1=PI*M*(16-(M*K) 2)*(4-(M*K) 2)
610 ALF=(4*RE 4+(RE (M*K)) 2*(2-M*K)-(RE (M*K+2)) 2*(4-M*K))/C1*SIN(PI*M/2)
620 ALFA=ALFA+ALF NEXT M
630 IF ABS(ALFA) = ABS(MAYOR) THEN MAYOR = ALFA GOTO 650
640 GOTO 660
650 RE=RE+.0025 GOTO 580
660 PRINT 2,BB$ PRINT 2,'ALFA ES ' MAYOR PRINT 2,BB$
670 SAEK=.6-(K-1)*.00363 DE=.3 KK=1 T(KK)=.3
680 QTMV=(15.8+7.35*T(KK))/1000 CARGA POR UNIDAD DE AREA
690 DEFL=MAYOR*.52/100000*QTMV*RT 4/T(KK) 3*(.25+.75*SAEK)
700 IF DE =1.02*DEFL THEN QM=.00785*T(KK)*AREAT GOTO 720
710 KK=KK+1 T(KK)=T(KK-1)+.1 GOTO 680
720 PRINT 2,' ESPECIFICACIONES DEL TECHO TIPO CONICO-EDRO'
730 PRINT 2,'-----'
740 PRINT 2,'ESPESOR DE PL.', 'DEFLECCION', 'CARGA MUERTA MAS VIVA POR AREA'
750 PRINT 2,T(KK),DEFL,QTMV PI=AREAT*T(KK)*.00785
760 PRINT 2,' PESO DE LAMINAS METALICAS EN EL TECHO =' PI
770 CALCULO DE LAS CORREAS DE TECHO'
780 QPRIM=QTMV*ARCO CARGA POR UNIDAD DE LONGITUD
790 PRINT 2,'-----'
800 PRINT 2,' ESPECIFICACIONES DE LA VIGA DE TECHO' MI=1 H(1,1)=8. TV(1)=.4
810 FOR IM=1 TO 3
820 FOR KI=1 TO 5
830 B=5
840 IF H(IM,KI)=8 THEN B=4
850 IN(IM,KI)=(8*H(IM,KI) 3-(B-TV(IM))*(H(IM,KI)-2*TV(IM) 3))/12
860 AV(IM,KI)=2*B*TV(IM)+(H(IM,KI)-2*TV(IM))*TV(IM)
870 QV(IM,KI)=AV(IM,KI)*.00785
880 DVI(IM,KI)=(QV(IM,KI)/288.45+QPRIM/573)*R 4/ME/IN(IM,KI)
890 DVI(IM,KI)=(QPRIM/ME)*(R 4)/527/IN(IM,KI)
900 IF 0.4 =.96*DVI(IM,KI) AND DVI(IM,KI) .06 THEN 920
910 GOTO 940
920 AVIG(MI)=AV(IM,KI) QVIG(MI)=QV(IM,KI) HH(MI)=H(IM,KI)
930 TVIG(MI)=TV(IM) MI=MI+1
940 IF H(IM,KI) 8 THEN 970
950 H(IM,KI+1)=H(IM,KI)+2 H(IM+1,KI)=H(IM,KI)
960 GOTO 1020

```

```

970 IF H(IM,KI) 15 THEN 1000
980 H(IM,KI+1)=H(IM,KI)+5 H(IM+1,KI)=H(IM,KI)
990 GOTO 1020
1000 TV(IM+1)=TV(IM)+.1
1010 H(IM,KI+1)=H(IM,KI)+2.5 H(IM+1,KI)=H(IM,KI)
1020 NEXT KI NEXT IM
1030 IF MI=2 THEN LL=1 GOTO 1140
1040 PRINT 2, 'SE TIENEN ' MI-1 ' POSIBILIDAD(ES)'
1050 PRINT 2, 'EL MAS ECONOMICO ES EL SIGUIENTE '
1060 FOR LL=1 TO MI-2
1070 IF AVIG(LL+1)=AVIG(LL) THEN 1110
1080 AVIG(LL+1)=AVIG(LL) QVIG(LL+1)=QVIG(LL)
1090 HH(LL+1)=HH(LL) TVIG(LL+1)=TVIG(LL)
1100 GOTO 1130
1110 AVIG(LL+1)=AVIG(LL+1) QVIG(LL+1)=QVIG(LL+1)
1120 HH(LL+1)=HH(LL+1) TVIG(LL+1)=TVIG(LL+1)
1130 NEXT LL
1140 PC=QVIG(LL)*R*2*K
1150 PRINT 2, 'USAR UN CANAL ROLADO EN FRIO-----' HH(LL) R TVIG(LL)
1160 PRINT 2, 'CON UN PESO POR UNIDAD DE LONGITUD-----' QVIG(LL)
1170 PRINT 2, 'SEPARADOS ENTRE SI UN ANGULO-----' 180/K ' GD.'
1180 PRINT 2, 'PESO TOTAL DE CANALES EN EL TECHO-----' PC
1190 FOR M=1 TO 7 STEP 2
1200 C1=PI*M*(16-(M*K) 2)*(4-(M*K) 2) C2=4*(12+.3*(4-(M*K) 2))
1210 C3=2*(2-M*K)*(M*K-1)*(1.7*M*K) C4=2*(M*K-4)*(M*K+1)*(M*K+2+.3*(2-M*K))
1220 BETA1=-(C2+C3+C4)/C1*SIN(PI*M/2) BETA=BETA+BETA1 NEXT M
1230 PRINT 2, 'BETA= ' BETA
1240 PRINT 2, BB$
1250 MOVIG=.25*(QPRIM/20+QVIG(LL)/R)*R 2/(COS(TETAT)) 2
1260 MONPL=BETA*QTMV*10 4*RT 2
1270 CORTE=QTMV*ARCO/2/K
1280 *CORTE=(QVIG(LL)/2+QPRIM*7/20)*RT*COS(TETAT)
1290 EMPUJE=CORTE/TAN(TETAT) MA=MOVIG/ARCO+ABS(MONPL)
1300 NXP=(P1+PC)/2/PI/R
1310 QA=EMPUJE
1320 PRINT 2, 'MOMENTO CAUSADO POR LA VIGA Y LA CARGA'
1330 PRINT 2, 'QUE ACTUA SOBRE ELLA-----' MOVIG
1340 PRINT 2, 'MOMENTO POR UNIDAD LINEAL CIRCULAR CAUSADO POR LA PL.---' MONPL
1350 PRINT 2, 'MOMENTO TORSOR TOTAL LINEAL EN EL BORDE(MOVIG+MONPL)-----' MA
1360 PRINT 2, 'EMPUJE DE LA VIGA AL ANILLO-----' QA
1370 PRINT 2, BB$
1380 PRINT 2, 'CALCULO DEL ANILLO DE REFUERZO DEL TECHO'
1390 PRINT 2, '-----'
1400 MM=1
1410 AI(1)=5 AI(2)=6 AI(3)=7.5 AI(4)=8. AI(5)=10. AI(6)=12.5
1420 E(1)=.4 E(2)=.5 E(3)=.6 E(4)=.8
1430 NIA=1 NIT=2
1440 FOR IT=1 TO 4

```

```

1450 IF IT=4 THEN NIA=2 NIT=6
1460 FOR IA=NIA TO NIT
1470 GOSUB 1810
1480 NEXT IA NIT=NIT+2
1490 NEXT IT
1500 PRINT 2,
1510 IF MM=1 THEN PRINT 2, ' LOS ANGULOS PROPUESTOS NO SATISFACEN' GOTO 1800
1520 IF MM=2 THEN MM=1
1530 PRINT 2, ' HAY ' MM ' POSIBILIDAD(ES)' PRINT 2, ' LA MAS ECONOMICA ES'
1540 IF MM=1 THEN 1630
1550 FOR MN=1 TO MM-2
1560 IF ART(MN+1) =ART(MN) THEN 1590
1570 ART(MN+1)=ART(MN) ALTV(MN+1)=ALTV(MN) TR(MN+1)=TR(MN)
1580 ESFU(MN+1)=ESFU(MN) GOTO 1610
1590 ART(MN+1)=ART(MN+1) ALTV(MN+1)=ALTV(MN+1) TR(MN+1)=TR(MN+1)
1600 ESFU(MN+1)=ESFU(MN+1)
1610 NEXT MN
1620 GOTO 1640
1630 MN=MM
1640 PA=ART(MN)*2*PI*(R+ALTV(MN)/3)*.00785
1650 PRINT 2, BB$
1660 PRINT 2, ' UN ANGULO DE DIMENSIONES----- ' ALTV(MN) ALTV(MN) TR(M
1670 PRINT 2, ' QUE TIENE UN PESO POR UNIDAD DE LONGITUD DE ' ART(MN)*.00785
1680 PRINT 2, ' CON UN ESFUERZO MAXIMO DE -----' ESFU(MN)
1690 PRINT 2, ' PESO TOTAL DEL ANGULO-----' PA
1700 PTT=PI+PC+PA
1710 PRINT 2, BB$ PRINT 2, ' PESO TOTAL DEL TECHO (CARGA MUERTA) ' PTT
1720 NX=(PTT+QTMV*AREAT-PI)/2/PI/R
1730 PRINT 2, ' CARGA AXIAL VERTICAL SOBRE EL CILINDRO-----' NX
1740 PRINT ' ESPECIFICACIONES DEL TECHO.....BIEN' PRINT
1750 GOSUB 1940
1760 PRINT ' ESPECIFICACIONES DEL ANILLO DE SUSTENTACION.....BIEN' PRINT
1770 GOSUB 2600
1780 PRINT ' ESPECIFICACIONES DEL CUERPO CILINDRICO.....BIEN' PRINT
1790 GOSUB 4860
1800 CLOSE 2 STOP
1810
1820 SUBROUTINA QUE CALCULA LAS PROPIEDADES DEL ANILLO DE TECHO
1830 Y=ABS(3*AI(IA) 2-3*AI(IA)*E(IT)+E(IT) 2)/2/(2*AI(IA)-E(IT))
1840 IR(IT, IA)=(E(IT)*Y 3+AI(IA)*(AI(IA)-Y) 3-(AI(IA)-E(IT))&
1850 &*(AI(IA)-Y-E(IT)) 3)/3
1860 AR(IT, IA)=ABS(2*AI(IA)*E(IT)-E(IT) 2) YI=ABS(AI(IA)-Y)
1870 ESF(IT, IA)=MA*YI*R/IR(IT, IA)+QA/AR(IT, IA)
1880 IF 1584 =ESF(IT, IA) THEN 1900
1890 GOTO 1920
1900 ART(MM)=AR(IT, IA) ALTV(MM)=AI(IA) TR(MM)=E(IT) ESFU(MM)=ESF(IT, IA)
1910 MM=MM+1
1920 RETURN

```



1940 SUBPROGRAMA QUE CALCULA LAS PROPIEDADES DEL ANILLO DE SUSTENTACION

```

1930
1940 SUBPROGRAMA QUE CALCULA LAS PROPIEDADES DEL ANILLO DE SUSTENTACION
1950
1960 DIM EA(NA+2),ANGL(20),SIGMAX(21),TAUX1(21),TAUX2(21),TAUX3(21)
1970 IF V =150 THEN NC=4 EA(NA)=.5 B=12.5 LADO=15. DVAR=1.9 EI=.3 GOTO 2030
1980 T1=.5 T2=.5 T3=.8
1990 IF V =400 THEN NC=6 EA(NA)=.5 B=16 LADO=17.5 DVAR=2.0 EI=.4 GOTO 2030
2000 IF V =700 THEN NC=8 EA(NA)=.6 B=20 LADO=30.0 DVAR=2.4 EI=.4 GOTO 2030
2010 IF V =1000 THEN NC=10 EA(NA)=.6 B=30 LADO=32.5 DVAR=2.6 EI=.5 GOTO 2120
2020 IF V =1300 THEN NC=12 EA(NA)=.8 B=35 LADO=35. DVAR=2.6
2030 GM=180/NC
2040 PO=NX+1.06*PL/2/PI/R GANMA=GM
2050 PRINT 2,' CON ' NC ' COLUMNAS'
2060 PRINT 2,' EL RADIO INTERIOR DEL ANILLO ES-----' R
2070 PRINT 2,' LA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL '
2080 PRINT 2,' BORDE INTERNO DEL ANILLO SOPORTE FS PO-----' PO
2090 PRINT 2,' COMO SE TRATA DE ' NC ' COLUMNAS, EL ANGULO EN CONSIDERACION'
2100 PRINT 2,' ES 2*GMM= ' 2*GM ' GRADOS, POR LO TANTO GMM= ' GM*PI/180 ' RAD
2110 GM=GM*PI/180
2120 ANGL(1)=0 I=1
2130 FI=ANGL(I)/180*PI
2140 J=(4*T1*T2*T3*(B-T2) 2*(B-T1/2-T2/2) 2)/(T2*(B-T2)*(T3+T1)+2*&
2150 &(B-T1/2-T2/2)*T3*T1) IX=(B 4-(B-T1-T3) 4)/12
2160 AA=B 2-(B-T1-T3)*(B-2*T2) K=J*ME/2.6 NIU=J/2.6/IX
2170 MIU=-PO*(R+B/2) 3/ME/IX
2180 BTA=MIU*((NIU+1)/2/NIU)*(2-GM/SIN(GM)*FI*SIN(FI)-GM/SIN(GM)*(1+&
2190 &GM/TAN(GM))*COS(FI))
2200 Y1=(FI 2-2+(NIU+1)*GM/SIN(GM)*FI*SIN(FI)+GM/SIN(GM)*(NIU+3+(NIU+1))*&
2210 &GM/TAN(GM))*COS(FI))/2/NIU
2220 DFL=Y1*MIU*R
2230 MX=-(1-GM/SIN(GM)*COS(FI))*PO*(R+B/2) 2
2240 MZ=-(FI-GM/SIN(GM)*SIN(FI))*PO*(R+B/2) 2 SIGX1=MX*B/2/IX
2250 TAU1=MZ/2/(B-T2)/(B-T1/2-T3/2) TAU11=TAU1/T1 TAU12=TAU1/T2 TAU13=TAU1/T3
2260 ESFUERZOS DEBIDOS SOLO AL PAR TORSOR
2270 SIGX2=6*PO*B 2/2*(R+B/2)*SIN(FI)/R/(B 3*LOG((R+B)/R)-(B-2*T2) 3*&
2280 &LOG((R+B-T1)/(R+T3)))
2290 TAU2=PO*B/2*R*(GM-FI)/2/(B-T2)/(B-T1/2-T3/2)
2300 TAU21=TAU2/T1 TAU22=TAU2/T2 TAU23=TAU2/T3
2310 Q=B*T2*(B-T2)/2+(B-2*T2)*(T1+T3) TAU3=PO*(R+B/2)*FI*Q/IX/(T1+T3)
2320 SIGMAX(I)=SIGX1+SIGX2 TAUX1(I)=TAU11+TAU21-TAU3
2330 TAUX2(I)=TAU12+TAU22 TAUX3(I)=TAU13+TAU23+TAU3
2340 IF ABS(SIGMAX(I)) =.66*2400 THEN 2360
2350 B=B+1 GOTO 2120
2360 IF TAUX1(I) =.4*2400 AND TAUX2(I) =960 AND TAUX3(I) =960 THEN 2380
2370 GOTO 2120
2380 ANGL(I+1)=ANGL(I)+2.5
2390 IF ANGL(I+1) =GANMA THEN I=I+1 GOTO 2130
2400 PRINT 2,'-----'

```

```

2410 A$='          . *5' C$='          *5' MZ$=' MOM.TORSOR'
2420 AN$='          ANGULO' C1$='          CORTANTE 1' C2$='          CORTANTE 2 ' C3$='          CORTANTE 3
2430 S$='          NORMAL RE. ' PRINT 2,USING C$,AN$ C1$ C2$ C3$ S$ PRINT 2,' '
2440 II=I
2450 FOR I=1 TO II
2460 PRINT 2,USING A$,ANGL(I) TAUX1(I) TAUX2(I) TAUX3(I) SIGMAX(I)
2470 NEXT I
2480 PRINT 2,' ' PRINT 2, '-----
2490 PRINT 2,' ESPECIFICACIONES DEL ANILLO SOPORTE'
2500 PRINT 2,' VIGA CURVA DE SECCION CUADRADA Y HUECA DE LADO B= ' B
2510 PRINT 2,'          PLACA DE ESPESOR EN EL LADO CONVEXO CUYO T1 ES ' T1
2520 PRINT 2,'          ESPESOR EN LOS LADOS SUP. E INF. SON T2 ----- ' T2
2530 PRINT 2,'          ESPESOR EN EL LADO CONCAVO ES T3----- ' T3
2540 PRINT 2,'          AREA TRANSVERSAL ES A ----- ' AA
2550 PRINT 2,'          MOMENTO DE INERCIA ES IX----- ' IX
2560 PRINT 2,'-----
2570 RETURN
2580
2590
2600 L2=L IZ=NA+2 MA=0 QA=0 FX=896.26
2610 SUBROUTINA QUE CALCULA EL ESPESOR DE LAS PLACAS DEL CILINDRO
2620 UTILIZANDO LA TEORIA DE MEMBRANA Y CASCARONES
2630 DIM MO(IZ),QO(IZ),WX(IZ,W),MX(IZ,W),SIGMX(IZ,W),SIGMF(IZ,W),QX(IZ,W)
2640 DIM EAR(IZ),BETAP(IZ),BETAX(IZ),NX(IZ,W),P(IZ),PP(IZ),X(W)
2650 DIM MFI(IZ,W),NFI(IZ,W),BETAY(IZ),BETAXH(IZ),BETAYH(IZ),PX(IZ,W)
2660 E1 ES EL ESPESOR MINIMO PARA EL CUAL NO EXISTE PANDEO
2670 IF VV=1 THEN 2690
2680 PRINT 2,' ' PRINT 2,' CON PLACA DE' E+B+K 'CMS DE LARGO EN ANILLO' NA
2690 CNT=1
2700 NXP=-NX
2710 I=1 EA(I)=E1
2720 L=L2 LK=1 X(LK)=L LW=L/(W-1) V=0
2730 IF I=NA THEN L=L2-B-E-5 LW=L/(W-1) X(LK)=L V=1 GOTO 2750
2740 IF I=NA+1 THEN L=E LW=L/(W-1) X(LK)=L V=1 GOTO 2790
2750 J=I+1
2760 IF J=NA+1-VV THEN 2790
2770 IF CNT 1 THEN 2790
2780 EA(J)=EA(I)
2790 P(I)=(D-(NA-I)*L-(E+B+K)*V)*.001
2800 BETAP(I)=1.2854/(R*EA(I)) .5
2810 IF VV=1 AND I=NA THEN 2830
2820 BETAP(J)=1.2854/(R*EA(J)) .5
2830 EAR(I)=EA(J)/EA(I)
2840 IF I NA THEN 3010
2850 IF I=NA+1 THEN 2960
2860 DRF=ME*EA(NA+1-VV) 3/12/.91 PRINT CNT
2870 IF VV=0 THEN 2950
2880 K1=R 2/AA/ME K4=R 2*B/2/ME/IX K5=2*K4/B

```

```

2890 A11=-0.5*(1/BETAP(I) 2/DRF)-K4 A12=-1/2/BETAP(I) 3/DRF-K1
2900 C11=+.001*(D-B-K)*R 2/ME/EA(NA)
2910 B21=1/BETAP(I)/DRF-K5 B22=+.5/BETAP(I) 2/DRF C22=-C11/(D-B-K)
2920 MO(I)=(C11*B22-C22*A12)/(A11*B22-B21*A12) QO(I)=(C11-A11*MO(I))/A12
2930 C4=MO(NA)/2/BETAP(I) 2/DRF C3=-QO(NA)/2/BETAP(I) 3/DRF-C4
2940 IF VV=1 THEN 3000
2950 GOSUB 4370
2960 BETAXH(I)=BETAP(I)*X(LK)
2970 TETAXH=EXP(BETAXH(I))*COS(BETAXH(I))
2980 ZETAXH=EXP(BETAXH(I))*SIN(BETAXH(I))
2990 FIXH=TETAXH+ZETAXH PSIXH=TETAXH-ZETAXH
3000 IF I =NA THEN 3050
3010 MO(I)=-((P(I)*(EAR(I) 2-1)+.001*(EAR(I) 2+EAR(I) .5)/BETAP(I))&
3020 &/2/BETAP(J) 2/(EAR(I) 3+EAR(I) 2+EAR(I)+2*EAR(I) 1.5+1)
3030 QO(I)=(P(I)*(EAR(I) 2.5-1)+.001*(EAR(I) 2+1)/2/BETAP(J))&
3040 &/BETAP(J)/(EAR(I) 3+EAR(I) 2+EAR(I)+2*EAR(I) 1.5+1)
3050 BETAX(I)=BETAP(I)*X(LK) BETAY(I)=L*BETAP(I)-BETAX(I)
3060 TETAX=EXP(-BETAX(I))*COS(BETAX(I)) TETAY=EXP(-BETAY(I))*COS(BETAY(I))
3070 ZETAX=EXP(-BETAX(I))*SIN(BETAX(I)) ZETAY=EXP(-BETAY(I))*SIN(BETAY(I))
3080 FIX=TETAX+ZETAX FIY=TETAY+ZETAY PSIX=TETAX-ZETAX PSIY=TETAY-ZETAY
3090 Z=.85 Y=1.15
3100 IF I =NA THEN 3120
3110 IF I=NA+1 THEN 3130
3120 WX1=-2*R 2*BETAP(I)*(BETAP(I)*MA*PSIY+QA*TETAY)/ME/EA(I) GOTO 3140
3130 WX1=0 WX2=(C1*TETAXH + C2*ZETAXH + C3*TETAX + C4*ZETAX) GOTO 3160
3140 IF I=NA AND VV=1 THEN WX2=C3*TETAX+C4*ZETAX GOTO 3160
3150 WX2=-2*R 2*BETAP(I)*(BETAP(I)*MO(I)*PSIX+QO(I)*TETAX)/ME/EA(I)
3160 PX(I,LK)=-((P(I)-.001*X(LK))
3170 WXP=PX(I,LK)*R 2/ME/EA(I)
3180 WX(I,LK)=WX1+WX2+WXP NFI(I,LK)=-ME*EA(I)*WX(I,LK)/R
3190 IF I=NA+1 THEN 3260
3200 MX1=(BETAP(I)*MA*FIY+QA*ZETAY)/BETAP(I)
3210 IF VV=0 AND I =NA THEN 3240
3220 IF VV=1 AND I NA THEN 3240
3230 MX2=2*BETAP(I) 2*DRF*(-C3*ZETAX+C4*TETAX) GOTO 3280
3240 MX2=(BETAP(I)*MO(I)*FIX+QO(I)*ZETAX)/BETAP(I)
3250 GOTO 3280
3260 MX1=0 MX2=2*BETAP(I) 2*DRF*(-C2*TETAXH+C1*ZETAXH-C3*ZETAX+C4*TETAX)
3270 *PRINT 'I=' I 'MX=' MX2
3280 MX(I,LK)=MX1+MX2
3290 * I=NA AND LK=W THEN PRINT 'MO(NA)=' MO(I) 'MX(I,LK)=' MX(I,LK)
3300 MFI(I,LK)=.3*MX(I,LK)
3310 IF I=NA+1 THEN 3350
3320 QX1=-2*BETAP(I)*MA*ZETAY+QA*PSIY
3330 IF VV=0 AND I =NA THEN 3380
3340 IF I =NA THEN 3360
3350 QX1=0 QX2=-2*BETAP(I) 3*DRF*(C2*PSIXH-C1*FIXH+C3*PSIX+C4*FIX) GOTO 3390
3360 IF VV=1 AND I NA THEN 3380

```

```

3370 QX2=-2*BETAP(I) 3*DRF*(C3*PSIX+C4*FIX) GOTO 3390
3380 QX2=-2*BETAP(I)*MO(I)*ZETAX+QO(I)*PSIX
3390 QX(I,LK)=QX1+QX2
3400 NX(I,LK)=NXP-.00785*(D-(NA-I)*L-(E+B+K)*V-X(LK))*EA(I)
3410 SIGMX(I,LK)=6*MX(I,LK)/EA(I) 2+NX(I,LK)/EA(I)
3420 SIGMF(I,LK)=6*MFI(I,LK)/EA(I) 2+NFI(I,LK)/EA(I)
3430 F3$='      ' *6' F1$='      ' *11'
3440 IF FX =ABS(SIGMX(I,LK)) AND FX =ABS(SIGMF(I,LK)) THEN 3520
3450 GOTO 3470
3460 IF 657.26 =ABS(SIGMX(I,LK)) AND 657.26 =ABS(SIGMF(I,LK)) THEN 3160
3470 LK=1
3480 X(LK)=L EA(I)=EA(I)+.010
3490 IF I NA THEN EA(I+1)=EA(I) GOTO 3640
3500 IF I =NA THEN 3640
3510 IF I=1 THEN MA=0 QA=0 GOTO 2780
3520 IF LK=W THEN 3560
3530 X(LK+1)=X(LK)-LW LK=LK+1
3540 IF I=NA+1 THEN 2960
3550 GOTO 3050
3560 IF I=1 THEN 3650
3570 IF ABS(WX(I-1,W)) = ABS(Z*WX(I,1)) AND ABS(WX(I-1,W)) = ABS(Y*WX(I,1))
3580 &THEN 3650
3590 PRINT 'NO CONTINUO..I=' I EA(I) 'WX(' I-1 ', ' W ')=' WX(I-1,W)
3600 PRINT 'QUE ES DIFERENTE A..J=' J EA(J) 'WX(' I ',1)=' WX(I,1)
3610 IF I NA THEN EA(I-1)=EA(I-1)+.050 GOTO 3640
3620 IF I =NA+1 THEN EA(I-1)=EA(I-1)+.050
3630 IF EA(I-1) =EA(I) THEN EA(I)=EA(I-1)
3640 EI=EA(I) CNT=CNT+1 MA=0 QA=0 GOTO 2710
3650 F2$='      ' *11' LD$=' ALTURA ' NX$=' NX ' NF$=' NFI '
3660 E$=' ESPESOR ' D$=' DEFLEC. ' O$=' MX ' P$=' MFI '
3670 S$=' SIGMX ' SS$=' SIGMF ' BB$=' ' Q$=' QX '
3680 PX$=' PRESION '
3690 MA=MX(I,W) QA=QX(I,W) I=I+1
3700 IF NA+2-VV I THEN 2720
3710 LD1=D
3720 FOR I=1 TO NA+1-VV
3730 IF I NA THEN L=L2 GOTO 3820
3740 IF I=NA THEN L=L2-B-E-K GOTO 3820
3750 IF VV=1 THEN 3820
3760 L=E PRINT 2,' EN EL MISMO SEGMENTO' I-1 'PERO CON UNA FAJA DE' E+B+5 &
3770 &' CM. EN EL BORDE INFERIOR'
3780 PRINT 2,' CONSIDERANDO LA ALTURA DEL ANILLO RIGIDIZANTE.'
3790 PRINT 2,' DEL BORDE EMPOTRADO HASTA LA CONECCION CON EL ANILLO' I-1
3800 PRINT 2,' HAY UNA ALTURA DE' E 'CM. QUE ES EL SEGMENTO' I ' CONSIDERAD
3810 PRINT 2,' POR LO TANTO ' PRINT 2,' '
3820 LW=L/(W-1)
3830 PRINT 2,'SEGMENTO ' I ' EN INTERVALOS DE ' LW ' CM(S)'
3840 PRINT 2,USING F2$,LD$ PX$ E$ D$ O$ P$ NX$ NF$ S$ SS$ Q$

```

```

3850 FOR JJ=1 TO W
3860 LD=LD1-LW*(JJ-1)
3870 PRINT 2, USING F1$, LD PX(I, JJ) EA(I) WX(I, JJ) MX(I, JJ) MFI(I, JJ) &
3880 & NX(I, JJ) NFI(I, JJ) SIGMX(I, JJ) SIGMF(I, JJ) QX(I, JJ)
3890 NEXT JJ LD1=LD
3900 PP(I)=EA(I)*L*.00785 PRINT 2, BB$
3910 PRINT 2, 'PESO POR UNIDAD DE CIRCUNFERENCIA POR ANILLO' PP(I)
3920 PRINT 2, ' '
3930 NX=NX+PP(I)*2*PI*R PTT=PTT+PP(I)*2*PI*R
3940 NEXT I
3950 MO(NA+1-VV)=.01*MX(NA+1-VV, W) QO(NA+1-VV)=.01*QX(NA+1-VV, W)
3960 GOSUB 4190
3970 PRINT 2, 'CASCARON SEMIESFERICO CON ESPESOR ' EA(J) PRINT 2, BB$
3980 PRINT 2, ' ' PRINT 2, 'PESO DE SEMIESFERA ' PSF
3990 NX=NX+PSF
4000 PRINT 2, ' ' PRINT 2, 'LOS ESPESORES CORREGIDOS SON ' PRINT 2, ' '
4010 FOR I=1 TO NA+1
4020 IF EA(I) =.3 AND EA(I) =.5 THEN EA(I)=.5 GOTO 4070
4030 IF EA(I) .5 AND EA(I) =.6 THEN EA(I)=.6 GOTO 4070
4040 IF EA(I) .6 AND EA(I) =.650 THEN EA(I)=.635 GOTO 4070
4050 IF EA(I) .65 AND EA(I) =.8 THEN EA(I)=.8 GOTO 4070
4060 IF EA(I) .8 AND EA(I) =.96 THEN EA(I)=.9525 GOTO 4070
4070 PRINT 2, 'EA(' I ')=' EA(I)
4080 IF I=NA+1 THEN PSF=2/3*PI*((R+EA(I))3-R3)*.00785 GOTO 4100
4090 PPCILE=PPCILE+EA(I)*L2*.00785 GOTO 4110
4100 PPCILE=PPCILE+PSF
4110 NEXT I PTCE=PTT+PPCILE
4120 PRINT 2, ' ' PRINT 2, '***PESO TOTAL DE MATERIALES=' PTCE
4130 PT=(PC+PA+QTMV*AREAT)+PPCILE+PL NX(NA, W)=PT/2/PI/R
4140 PRINT 2, '***PESO TOTAL UNITARIO ' NX(NA, W) ' KG/CM' PRINT 2, ' '
4150 PRINT 2, ' PESO TOTAL QUE DEBEN RESISTIR LAS COLUMNAS' PT ' KG.'
4160 PRINT 2, ' ' PRINT 2, ' LOS RESULTADOS SON SATISFACTORIOS'
4170 RETURN
4180
4190 SUBPROGRAMA QUE CALCULA EL ESPESOR DE LAS SEMIESFERA
4200 EA(NA) ES EL ESPESOR DEL ANILLO CILINDRICO ADYACENTE
4210 J=NA+2-VV
4220 IF CS=0 THEN EA(J)=.3
4230 B1= 1.2854/(R*EA(NA+1-VV)) .5 NXS=.001*R*(D/2+R/3)
4240 B2= 1.2854/(R*EA(J)) .5
4250 DELTA1=B1 2/EA(NA+1-VV)*MO(NA+1-VV)-B1/EA(NA+1-VV)+.363/EA(NA+1-VV)
4260 DELTA2=B2 2/EA(J)*MO(NA+1-VV)+EA(J)/EA(J)+.0602/EA(J)
4270 GAMMA=ATN(1/(-2*B2*MO(NA+1-VV)/QO(NA+1-VV)-1))
4280 MMX=-QO(NA+1-VV)/2/B2/SIN(GAMMA)*EXP(GAMMA)
4290 IF DELTA1-DELTA2 =.00001 THEN 4310
4300 GOTO 4330
4310 SIGMES=MMX*6/EA(J)+NXS/EA(J)
4320 IF ABS(SIGMES) =657.26 THEN 4340

```

```

4330 EA(J)=EA(J)+.002 GOTO 4240
4340 VSF=2/3*PI*(R 3-(R-EA(J)) 3) PSF=VSF*.00785 CS=1
4350 RETURN
4360
4370 SUBPROGRAMA QUE CALCULA EL ESPESOR DE LA PLACA DE REFUERZO
4380 SI ESTA LA NECESITARE
4390
4400 L1=E M1=EXP(BETAP(J)*L1)*COS(BETAP(J)*L1)
4410 M2=EXP(BETAP(J)*L1)*SIN(BETAP(J)*L1)
4420 M3=EXP(-BETAP(J)*L1)*COS(BETAP(J)*L1)
4430 M4=EXP(-BETAP(J)*L1)*SIN(BETAP(J)*L1)
4440 E2=M1+M2 E3=M1-M2 E4=M3-M4 E5=M3+M4
4450 A=E2*EAR(I) (-2.5)+M1+M2*EAR(I) (-2.)
4460 B1=E3*EAR(I) (-2.5)+M1*EAR(I) (-2.)-M2
4470 D1=-E5*EAR(I) (-2.5)+M3*EAR(I) (-2.)+M4
4480 E1=E4*EAR(I) (-2.5)-M3+M4*EAR(I) (-2.)
4490 F1=E3*EAR(I) (-2.)+2*M1*EAR(I) (-1.5)+E2
4500 G1=E3-E2*EAR(I) (-2.)-2*M2*EAR(I) (-1.5)
4510 H1=E5*EAR(I) (-2.)+E4-2*M3*EAR(I) (-1.5)
4520 I1=-E4*EAR(I) (-2.)+E5-2*M4*EAR(I) (-1.5)
4530 D2=D1+B1 D3=A+E1-2*D1 D4=E1-D1 D5=H1-F1 D6=G1+I1-2*H1 D7=I1-H1
4540 D8=D3*D5-D6*D2 D9=H1*D2-D1*D5 D10=D4*D5-D7*D2
4550 K1=R 2/ME/IX K4=K1*B/2 K5=R 2/AA/ME
4560 K2=.001*R 2/ME/EA(J) K3=K2*(D-B-K)
4570 A11=-2*(D10/D3-.5)/BETAP(J)/DRF-K1
4580 A12=-2*(D9/D8-.25)/BETAP(J) 2/DRF
4590 AB=(P(I)+.001/BETAP(I))*R 2/ME*EAR(I) (-2.0)*((EAR(I)-1)/EA(J))
4600 AD=-2*(P(I)+.001/2/BETAP(I))*R 2/ME*EAR(I) (-1.5)*((EAR(I)-1)/EA(J))
4610 C11=-K2-4*AB*D5*BETAP(J)/D8+4*AD*D2*BETAP(J)/D8
4620 B21=-(.5*D2*D9-D2*D10+D4*D8-D10*D3)/D2/D8/BETAP(J) 2/DRF-K4
4630 B22=-(.5*D2*D8-D9*D2-D3*D9-D1*D8)/D2/D8/BETAP(J) 3/DRF-K5
4640 C22=K3-AB*(D8-D3*D5-D5*D2)*2/D2/D8-AD*((D2+D3)/D8)*2
4650 MO(J)=(C11*B22-C22*A12)/(A11*B22-B21*A12) QO(J)=+(C11-A11*MO(J))/A12
4660 *PRINT J EA(J) MO(J) QO(J)
4670 AA=-MO(J)/2/BETAP(J) 2/DRF AC=-QO(J)/2/BETAP(J) 3/DRF
4680 D11=D3*D9/D2/D8+D1/D2
4690 C1=(-D3*D5/D2/D8+1/D2)*AB+AA*(D4/D2-D10*D3/D2/D8)+D3/D8*AD-D11*AC
4700 C2=D5/D8*AB+D9/D8*AC-D2/D8*AD+D10/D8*AA
4710 C3=AA+AC-2*C2+C1 C4=C2-AA DRF1=ME*EA(I) 3/12/.91
4720 W1=C1*M1+C2*M2+C3*M3+C4*M4 W1T=W1-P(I)*R 2/ME/EA(J)
4730 W2=C1+C3-K3 PRINT 'W1T=' W1T 'W2=' W2
4740 DW1=C1*E3+C2*E2-C3*E5+C4*E4
4750 DW2=BETAP(J)*(C1+C2-C3+C4)+K2 PRINT 'DW1=' DW1 'DW2=' DW2
4760 MO(I)=2*BETAP(J) 2*DRF*(-C2*M1+C1*M2-C3*M4+C4*M3)
4770 QO(I)=-2*BETAP(J) 3*DRF*(C2*E3-C1*E2+C3*E4+C4*E5)
4780 *PRINT I EA(I) MO(I) QO(I)
4790 GOTO 4840
4800 BETAXH(I)=BETAP(I)*X(LK)

```

```

4810 TETAXH=EXP(BETAXH(I))*COS(BETAXH(I))
4820 ZETAXH=EXP(BETAXH(I))*SIN(BETAXH(I))
4830 FIXH=TETAXH+ZETAXH PSIXH=TETAXH-ZETAXH
4840 RETURN
4850
4860 SUBPROGRAMA QUE CALCULA UNA ESTRUCTURA PLANA
4870
4880 TIEM$='TIEMPO = '
4890 PRINT 2, TIEM$ TIME$
4900 DIM A(80), IN(80), KP(80,6,6), RQ(80,6,6), TETA(80), B(80,80), Q(80), L(80,80)
4910 DIM RT(80,6,6), K(80,80), DESP(80), DEPM(80,6,1), LN(80), XY(10), YX(10)
4920 DIM DP(80,6), INVER(80,80), KI(80,6,6), RTKP(80,6,6), QPM(80,6), LL(10)
4930 DIM BT(80,80), RGIRO(80), FY(5), DTUB(6), ETUB(6), AZ(6), IZ(6), AN(10)
4940 ITERC=0 ITERD=0 FY(1)=2500. ESP=.6 FY(2)=2800. TA=.6 G=.00785
4950 IF V =150 THEN BA=5.0 TA=.5 Z1=3 DIV=6 GOTO 5020
4960 IF V=200 THEN BA=5. TA=.5 Z1=3 DIV=5 GOTO 5020
4970 IF V =400 THEN BA=6.0 TA=.5 Z1=4 DIV=7 GOTO 5020
4980 IF V =700 THEN BA=8.0 Z1=5 DIV=7 GOTO 5020
4990 IF V =1000 THEN BA=8.0 Z1=5 DIV=7 GOTO 5020
5000 IF V =1300 THEN BA=8.0 DIV=8
5010 BA=8. Z1=5 Z2=4
5020 READ ELE, GL, SIS, DIAG$, NOVI$
5030 IF NOVI$='SIN VIGA' THEN SVA=1 DIAGO=3*DIV+1-SVA*(DIV-1) GOTO 5050
5040 DIAGO=3*DIV+1
5050 NN=NC PESOT=1.05*V*10 3
5060 A(DIV+1)=AA IN(DIV+1)=IX
5070 GOSUB 10580
5080 A(1)=AR IN(1)=INER
5090 READ ALFA, A(2*DIV+2), IN(2*DIV+2)
5100 GOSUB 10850
5110 A(DIAGO)=AR IN(DIAGO)=INER
5120 CCC=(2*PI 2*ME/FY(1)) .5
5130 A$='LA ALTURA DE LA ESTRUCTURA ES ' B$=' CM'
5140 PRINT 2, A$ HH B$
5150 C$='LA CARGA MUERTA QUE SOPORTA ES ' D$=' KG.' Z$=' '
5160 PRINT 2, C$ PESOT D$
5170 A$='Y EL MARCO PLANO A RESOLVERSE ES UNO DE '
5180 PRINT 2, A$ NN PRINT 2, Z$
5190 A$='EL AREA DE COLUMNA ES ' B$=' CM2'
5200 PRINT 2, A$ A(1) B$
5210 A$='Y SU MOMENTO DE INERCIA ' C$=' CM4'
5220 PRINT 2, A$ IN(1) C$
5230 A$='LAS MISMAS QUE SE INCLINAN ' D$=' GRADOS CON LA VERTICAL'
5240 PRINT 2, A$ ALFA D$
5250 Z$=' '
5260 PRINT 2, Z$
5270 IF DIV=3 THEN 5330
5280 A$='SECCION TRANSVERSAL DE DIAGONALES '

```

```

5290 PRINT 2,A$ A(DIAGO) B$
5300 A$='CON MOMENTO DE INERCIA '
5310 PRINT 2,A$ IN(DIAGO) C$
5320 PRINT 2,Z$
5330 IF NOVI$='SIN VIGA' THEN SVA=1 GOTO 5380
5340 A$=' AREA DE VIGA DE AMARRE '
5350 PRINT 2,A$ A(2*DIV+2) B$
5360 A$=' Y MOMENTO DE INERCIA '
5370 PRINT 2,A$ IN(2*DIV+2) C$ PRINT 2,Z$
5380 A$='EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL ES= '
5390 B$=' KG/CM2'
5400 PRINT 2,A$ ME B$
5410 A$='LA ARMADURA CONSISTE DE '
5420 B$=' DIVISIONES CON '
5430 C$=' MIEMBROS CADA DIVISION '
5440 PRINT 2,A$ DIV B$ ELE C$ PRINT 2,Z$
5450 A$='DANDO UN TOTAL DE '
5460 B$=' MIEMBROS'
5470 PRINT 2,A$ DIV*ELE+SVA B$ PRINT 2,Z$
5480 A$='LA ESTRUCTURA TIENE '
5490 B$=' NODOS DE LOS CUALES 2 SON RESTRINGIDOS'
5500 NO=2*(DIV+1)+SVA*DIV
5510 PRINT 2,A$ NO B$ PRINT 2,Z$
5520 A$='CADA NODO POSEE ' B$=' GRADOS DE LIBERTAD'
5530 PRINT 2,A$ GL B$ PRINT 2,Z$
5540 A$='QUE NOS DAN ' B$=' DESPLAZAMIENTOS NO CONOCIDOS'
5550 PRINT 2,A$ 2*GL*(DIV+1)-4+SVA*DIV*GL B$ PRINT 2,Z$
5560 IF DIV=1 AND ELE=5 THEN LN(2)=12 GOTO 5600
5570 LN(DIV+1)=2*R*SIN(PI/NN) LL(1)=LN(DIV+1) HD=HH/DIV
5580 AA=2*HD*SIN(ALFA*PI/180) IF ELE=6 THEN 5600
5590 LN(2*DIV+2)=LN(DIV+1)+AA
5600 LN(1)=HD/COS(ALFA*PI/180)
5610 YX(1)=(LL(1)+AA)/2*HD/(LL(1)+AA/2) XY(1)=HD*LL(1)/(LL(1)+AA/2)/2
5620 LN(DIAGO)=(XY(1) 2 +(LL(1)/2) 2) .5 LL(2)=LL(1)+AA
5630 IF ELE 6 THEN LN(DIAGO)=2*LN(DIAGO)
5640 IF ELE=4 THEN III=1 GOTO 5690
5650 LN(DIAGO+SVA*2)=(YX 2 +(LL(2)/2) 2) .5
5660 LN(DIAGO+SVA*3)=LN(DIAGO+SVA*2)
5670 LET LN(DIAGO+1)=LN(DIAGO)
5680 IF DIV=1 AND ELE=3 THEN 6050
5690 FOR I=1 TO DIV
5700 YX(I)=(LL(I)+AA)/2*HD/(LL(I)+AA/2) LL(I+1)=LL(I)+AA
5710 AN(I)=ATN(YX(I)/LL(I+1)*2) XY(I)=LL(I)*TAN(AN(I))/2
5720 A(I)=A(1) IN(I)=IN(1) LN(I)=LN(1) RGIRO(I)=(IN(I)/A(I)) .5
5730 A(DIV+1+I)=A(1) IN(DIV+1+I)=IN(1) LN(DIV+1+I)=LN(1)
5740 RGIRO(DIV+1+I)=(IN(DIV+1+I)/A(DIV+1+I)) .5
5750 IF ELE=6 THEN 5810
5760 IF I=DIV THEN 5800

```



```

5770 LET A(2*DIV+1+I)=A(2*(DIV+1)) LET IN(2*DIV+1+I)=IN(2*(DIV+1))
5780 LN(2*DIV+1+I)=LL(I)+AA =LN(2*(DIV+1))
5790 RGIRO(2*DIV+1+I)=(IN(2*DIV+1+I)/A(2*DIV+1+I)) .5
5800 IF ELE=3 THEN 6010
5810 DSVA=DIAGO-1 IF ELE=4 THEN 5860
5820 LN(DIAGO+4*(I-1)/(3*III+1))=(XY(I) 2+(LL(I)/2) 2) .5
5830 LN(DIAGO+4*(I-1)/(3*III+1)+1)=LN(DIAGO+4*(I-1)/(3*III+1))
5840 LN(DIAGO+4*(I-1)+2)=(YX(I) 2+(LL(I+1)/2) 2) .5
5850 LN(DIAGO+4*(I-1)+3)=LN(DIAGO+4*(I-1)+2)
5860 A(DSVA+I)=A(DSVA+1) IN(DSVA+I)=IN(DSVA+1)
5870 RGIRO(DSVA+I)=(IN(DSVA+I)/A(DSVA+I)) .5 IF ELE=6 THEN 5900
5880 LN(DSVA+I)=(LL(I+1)-AA/2)/COS(AN(I))
5890 IF ELE 6 THEN 5970
5900 DD=DSVA+DIV
5910 A(DD+I)=A(DSVA+1) IN(DD+I)=IN(DSVA+1)
5920 RGIRO(DD+I)=(IN(DD+I)/A(DD+I)) .5 DF=DD+DIV
5930 A(DF+I)=A(DIAGO) IN(DF+I)=IN(DIAGO)
5940 RGIRO(DF+I)=(IN(DF+I)/A(DF+I)) .5 DG=DF+DIV
5950 A(DG+I)=A(DIAGO) IN(DG+I)=IN(DIAGO)
5960 RGIRO(DG+I)=(IN(DG+I)/A(DG+I)) .5 GOTO 6010
5970 IF ELE=4 THEN 6010
5980 Z6=4*DIV
5990 A(Z6+I)=A(DSVA+1) IN(Z6+I)=IN(DSVA+1)
6000 LN(Z6+I)=LN(DSVA+1) RGIRO(Z6+I)=(IN(Z6+I)/A(Z6+I)) .5
6010 NEXT I
6020 AA$='MIEMBRO' BB$='LONG.(CM)' CC$='AREA (CM2)'
6030 DD$='MOMEN DE INERC.(CM4)' EE$='RGIRO (CM)'
6040 PRINT 2,Z$ GOTO 6060
6050 INPUT A(1),IN(1),A(2),IN(2),A(3),IN(3) INPUT LN(1),LN(2),LN(3)
6060 FORM$=' '
6070 PRINT 2, USING FORM$,AA$ BB$ CC$ DD$ EE$ PRINT 2,Z$
6080 PTE=0. PTE=HH*A(1)*G/COS(ALFA*PI/180)
6090 FOR I=1 TO DIV*ELE+SVA
6100 IF I =2*DIV+1 THEN 6130
6110 PTE=PTE+A(I)*LN(I)*G
6120 IF ELE=4 AND I =DIAGO THEN PTE=PTE+A(I)*LN(I)*G
6130 FORM$=' '
6140 PRINT 2, USING FORM$,I,LN(I),A(I),IN(I),RGIRO(I)
6150 NEXT I
6160 P$='*****PESO ESTRUCTURA =' FORM$='
6170 PRINT 2,Z$ TT$='TERMINAMOS TABLA DE DATOS INICIALES'
6180 PRINT 2, USING FORM$,P$ PTE*NN
6190 PRINT 2,Z$ PRINT TT$
6200 C O M I E Z O D E L A Z O
6210 IF ITERD 0 THEN XX=DIAGO YY=DIV*ELE+SVA GOTO 6240
6220 IF ITERC 1 THEN XX=1 YY=DIV*ELE+SVA GOTO 6240
6230 XX=1 YY=2*DIV+1
6240 FOR I=XX TO YY

```

```

6250  CALCULO DE LA MATRIZ DE MIEMBRO EN COORDENADAS LOCALES
6260  KP(I,1,1)=A(I)/LN(I)
6270  KP(I,2,1)=0.
6280  IF GL=2 THEN 6490
6290  IG=1.
6300  KP(I,2,2)=12*IN(I)/LN(I) 3
6310  KP(I,3,1)=0.
6320  KP(I,3,2)=6*IN(I)/LN(I) 2
6330  KP(I,3,3)=4*IN(I)/LN(I)
6340  KP(I,4,1)=-KP(I,1,1)
6350  KP(I,4,2)=0.
6360  KP(I,4,3)=0.
6370  KP(I,4,4)=KP(I,1,1)
6380  KP(I,5,1)=0
6390  KP(I,5,2)=-KP(I,2,2)
6400  KP(I,5,3)=-KP(I,3,2)
6410  KP(I,5,4)=0.
6420  KP(I,5,5)=KP(I,2,2)
6430  KP(I,6,1)=0.
6440  KP(I,6,2)=KP(I,3,2)
6450  KP(I,6,3)=2*IN(I)/LN(I)
6460  KP(I,6,4)=0.
6470  KP(I,6,5)=KP(I,5,3)
6480  KP(I,6,6)=KP(I,3,3) GOTO 6520
6490  KP(I,2,2)=0.
6500  KP(I,3,1)=-KP(I,1,1) KP(I,3,2)=0. KP(I,3,3)=KP(I,1,1)
6510  KP(I,4,1)=0. KP(I,4,2)=0. KP(I,4,3)=0.
6520  FOR F=1 TO 2*GL
6530  FOR C=1 TO F
6540  KP(I,C,F)=KP(I,F,C)
6550  NEXT C
6560  NEXT F
6570  IF I = 2 THEN 6750
6580  CALCULO DE ANGULO ENTRE COORDENADAS DE
6590  ESTRUCTURA Y DE MIEMBRO
6600  IF I 1 OR ITERC 0 OR ITERD 0 THEN 6750
6610  TETA(DIV+1)=0.
6620  FOR Y=1 TO DIV
6630  TETA(Y)=PI/2.-ALFA*PI/180
6640  TETA(DIV+1+Y)=PI/2.+ALFA*PI/180
6650  IF ELE 6 THEN 6680
6660  TETA(DIAGO+3+4*(Y-1))=PI-AN(Y) TETA(DIAGO+2+4*(Y-1))=AN(Y)
6670  TETA(DIAGO+4*(Y-1))=PI-AN(Y) TETA(DIAGO+1+4*(Y-1))=AN(Y) GOTO 6740
6680  IF ELE=4 THEN BB=Y GOTO 6710
6690  BB=2*Y
6700  TETA(3*DIV-1+Y*2)=PI-AN(Y)
6710  TETA(3*DIV+BB)=AN(Y)
6720  IF Y=DIV THEN 6740

```

```

6730 TETA(2*DIV+1+Y)=0.
6740 NEXT Y
6750  OBTENCION DE LA MATRIZ DE ROTACION DE MIEMBRO
6760 RO(I,1,1)=COS(TETA(I))
6770 RO(I,1,2)=SIN(TETA(I))
6780 RO(I,1,3)=0. RO(I,1,4)=0.
6790 RO(I,2,1)=-RO(I,1,2)
6800 RO(I,2,2)= RO(I,1,1)
6810 RO(I,2,3)=0. RO(I,2,4)=0.
6820 RO(I,3,1)=0. RO(I,4,1)=0.
6830 RO(I,3,2)=0. RO(I,4,2)=0.
6840 IF GL=2 THEN 6860
6850 RO(I,3,3)=1.
6860 FOR F=1 TO GL
6870 FOR C=1 TO GL
6880 RO(I,F+GL,C)=0.
6890 RO(I,C,F+GL)=0.
6900 RO(I,F+GL,C+GL)=RO(I,F,C)
6910 NEXT C
6920 NEXT F
6930  TRANSPOSICION DE MATRIZ DE ROTACION ANTERIOR
6940 FOR F=1 TO 2*GL
6950 FOR C=1 TO 2*GL
6960 RT(I,F,C)=RO(I,C,F)
6970 NEXT C
6980 NEXT F
6990 NEXT I
7000  F I N D E L A Z O
7010 PRINT 'OBTENCION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO EN'
7020 PRINT 'COORDENADAS DE LA ESTRUCTURA'
7030 FOR I=XX TO DIV*ELE+SVA
7040 FOR F=1 TO 2*GL
7050 FOR C=1 TO 2*GL
7060 RTKP(I,F,C)=0.
7070 FOR CC=1 TO 2*GL
7080 RTKP(I,F,C)=RTKP(I,F,C) + RT(I,F,CC)*KP(I,CC,C)
7090 NEXT CC
7100 NEXT C
7110 NEXT F
7120 FOR F=1 TO 2*GL
7130 FOR C=1 TO 2*GL
7140 IF ELE=6 THEN 7170
7150 IF I=DIV+1 THEN KI(I,F,C)=KP(I,F,C)
7160 IF I =3*(DIV-1) AND I =3*DIV THEN KI(I,F,C)=KP(I,F,C) GOTO 7220
7170 KI(I,F,C)=0.
7180 FOR CC=1 TO 2*GL
7190 KI(I,F,C)=KI(I,F,C) + RTKP(I,F,CC)*RO(I,CC,C)
7200 IF ABS(KI(I,F,C)) .00000000001 THEN KI(I,F,C)=0.

```

```
7210 NEXT CC
7220 NEXT C
7230 NEXT F
7240 NEXT I
7250 IF ITERC 0 OR ITERD 0 THEN 7400
7260 A$=' VECTOR DE CARGAS NODALES'
7270 PRINT 2,A$ CARGA=2*GL*DIV-GL+IG+SVA*DIV*GL
7280 Q(CARGA-1)=SIS*PESOT/NN
7290 Q(CARGA)=-PESOT/NN
7300 IF GL=2 THEN 7350
7310 Q(CARGA+1)=-PESOT/8/12*LN(1)
7320 Q(CARGA+2)= 0.
7330 Q(CARGA+3)=Q(CARGA)
7340 Q(CARGA+4)=-Q(CARGA+1) GOTO 7360
7350 Q(CARGA+1)=0. Q(CARGA+2)=Q(CARGA)
7360 FOR F=CARGA-1 TO CARGA+2*GL-2
7370 A$='Q(' B$=')= '
7380 PRINT 2,A$ F B$ Q(F)
7390 NEXT F
7400 CONT=0.
7410 IF ITERC=0 AND ITERD=0 THEN 7460
7420 FOR J=1 TO 2*GL*(DIV+1)+SVA*DIV*GL
7430 FOR JJ=1 TO 2*GL*(DIV+1)+SVA*DIV*GL
7440 K(J,JJ)=0.
7450 NEXT JJ NEXT J
7460 A=GL-1+IG+SVA*GL B=(DIV-1)*2*GL-GL-1+IG
7470 FOR I=2 TO 2*DIV,
7480 M=1 N=1
7490 J=A
7500 JJ=A
7510 IF CONT 1 THEN 7540
7520 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
7530 GOTO 7560
7540 KAK=KI(I,M,N)
7550 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KAK
7560 N=N+1
7570 IF N 2*GL THEN 7620
7580 IF N=GL+1 THEN 7600
7590 JJ=JJ+1 GOTO 7510
7600 IF I=DIV+1 THEN JJ=JJ+1 GOTO 7510
7610 JJ=JJ+GL+1+SVA*GL GOTO 7510
7620 M=M+1 N=1
7630 IF M 2*GL THEN 7680
7640 IF M=GL+1 THEN 7660
7650 J=J+1 GOTO 7500
7660 IF I=DIV+1 THEN J=J+1 GOTO 7500
7670 J=J+GL+1+SVA*GL GOTO 7500
7680 IF I DIV+1 THEN 7710
```

```
7690 IF I=DIV+1 THEN 7720
7700 IF I DIV+1 THEN 7730
7710 A=A+2*GL+SVA*GL GOTO 7740
7720 A=A-GL-SVA*GL GOTO 7740
7730 A=A-2*GL-SVA*GL GOTO 7740
7740 NEXT I
7750 V=0.
7760 IF ELE 6 THEN 7800
7770 IF ELE=6 AND GL=2 THEN EG=1
7780 B=GL+3*GL*(DIV-1)-EG
7790 GOSUB 11040 GOTO 8370
7800 IF DIV=1 THEN 8370
7810 FOR I=2*(DIV+1) TO 3*DIV
7820 M=1 N=1
7830 FOR J=B TO B+GL+1+IG
7840 FOR JJ=B TO B+GL+1+IG
7850 IF CONT 1 THEN 7880
7860 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
7870 GOTO 7900
7880 KBK=KI(I,M,N)
7890 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KBK
7900 N=N+1
7910 NEXT JJ
7920 M=M+1 N=1
7930 NEXT J
7940 B=B-2*GL
7950 NEXT I
7960 IF ELE=4 THEN 8150
7970 C=(DIV-1)*2*GL-GL+1+IG*2 V=0.
7980 IF GL=3 THEN C2=DIV*ELE-3 GOTO 8000
7990 C2=DIV*ELE-GL-1
8000 FOR I=3*DIV+1 TO C2 STEP 2
8010 M=1 N=1
8020 FOR J=C TO C+GL+1+IG
8030 FOR JJ=C TO C+GL+1+IG
8040 IF CONT 1 THEN 8070
8050 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
8060 GOTO 8090
8070 KCK=KI(I,M,N)
8080 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KCK
8090 N=N+1
8100 NEXT JJ
8110 M=M+1 N=1
8120 NEXT J
8130 C=C-2*GL
8140 NEXT I
8150 D=(DIV-1)*2*GL-GL-1+IG
8160 FOR I=3*DIV+2-III TO DIV*ELE-2+III STEP 2-III
```

```

70 M=1 N=1
80 J=D
90 JJ=D
00 IF CONT 1 THEN 8230
10 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
20 GOTO 8250
30 KOK=KI(I,M,N)
40 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KOK
50 N=N+1
60 IF N 2*GL THEN 8300
70 IF N=GL+1 THEN 8290
80 JJ=JJ+1 GOTO 8200
90 JJ=JJ+2*GL+1 GOTO 8200
00 M=M+1 N=1
10 IF M 2*GL THEN 8350
20 IF M=GL+1 THEN 8340
30 J=J+1 GOTO 8190
40 J=J+2*GL+1 GOTO 8190
50 D=D-2*GL
60 NEXT I
70 V=0.
80 FOR I=DIV*ELE-1+III+2*SVA TO DIV*ELE STEP 1-2*SVA
90 M=1 N=1
00 P=2*GL*(DIV+1)-GL+1+IG-2*V-2*III+SVA*DIV*GL
10 J=P
20 JJ=P
30 IF CONT 1 THEN 8460
40 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
50 GOTO 8480
60 KEK=KI(I,M,N)
70 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KEK
80 N=N+1
90 IF N 2*GL THEN 8540
00 IF GL=3 AND N=GL THEN JJ=2-V-III GOTO 8430
10 IF N=GL+1 THEN 8530
20 JJ=JJ+1 GOTO 8430
30 JJ=GL-1+IG*(1+V)+2*V+(2+IG)*III-SVA*GL*V GOTO 8430
40 M=M+1 N=1
50 IF M 2*GL THEN 8600
60 IF GL=3 AND M=GL THEN J=2-V-III GOTO 8420
70 IF M=GL+1 THEN 8590
80 J=J+1 GOTO 8420
90 J=GL-1+IG*(1+V)+2*V+(2+IG)*III-SVA*GL*V GOTO 8420
00 V=V+1
10 NEXT I
20 V=0
30 FOR I=1 TO 2*DIV+1 STEP 2*DIV
40 M=1 N=1

```

```

8650 H=2*GL*DIV+GL-1+IG+2*V+SVA*DIV*GL
8660 J=H
8670 JJ=H
8680 IF CONT 1 THEN 8710
8690 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
8700 GOTO 8730
8710 KFK=KI(I,M,N)
8720 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KFK
8730 N=N+1
8740 IF N 2*GL THEN 8790
8750 IF GL=3 AND N=GL THEN JJ=1+V GOTO 8680
8760 IF N=GL+1 THEN 8790
8770 JJ=JJ+1 GOTO 8680
8780 JJ=GL-1+IG*(1+V)+2*V+SVA*GL GOTO 8680
8790 M=M+1 N=1
8800 IF M 2*GL THEN 8850
8810 IF GL=3 AND M=GL THEN J=1+V GOTO 8670
8820 IF M=GL+1 THEN 8840
8830 J=J+1 GOTO 8670
8840 J=GL-1+IG*(1+V)+2*V+SVA*GL GOTO 8670
8850 V=V+1
8860 NEXT I
8870 IF CONT 1 THEN 8890
8880 GOTO 9440
8890 PRINT 2,Z$
8900 J1=2*GL*(DIV+1)-4+SVA*DIV*GL
8910 S=J1
8920 IF ITERC 0 OR ITERD 0 THEN 8940
8930 DIM KK(J1,J1)
8940 FOR W=1 TO S
8950 FOR WW=1 TO S
8960 KK(W,WW)=K(W,WW)
8970 NEXT WW
8980 NEXT W
8990 IF ITERC 0 OR ITERD 0 THEN 9010
9000 DIM KFFINV(J1,J1)
9010 MAT KFFINV = INV (KK)
9020 PRINT 'ENTRAMOS EN EL PROCESO DE INVERSION'
9030 GOSUB 4970 PRINT ' YA TERMINO DICHO PROCESO'
9040 PRODUCTO VECTORIAL QUE ENCUENTRA LOS
9050 DESPLAZAMIENTOS NODALES
9060 PRINT 2,Z$
9070 AS= 'DESPLAZAMIENTOS EN COORDENADAS DE LA ESTRUCTURA'
9080 PRINT 2,AS
9090 PRINT 2,Z$
9100 FOR II=1 TO J1
9110 DESP(II)=0.
9120 FOR JX=1 TO J1

```

```

9130 DESP(II)=DESP(II)+KFF INV(II,JX)*Q(JX)/ME
9140 NEXT JX
9150 NEXT II
9160 PRINT 2,Z$ PRINT 2,Z$
9170 NO$='NODO' DX$='DESP. X ' DY$='DESP. Y ' RO$='ROTACION Z'
9180 IF GL=3 THEN 9210
9190 FORM$=''
9200 PRINT 2, USING FORM$,NO$ DX$ DY$ GOTO 9230
9210 FORM$=''
9220 PRINT 2,USING FORM$,NO$ DX$ DY$ RO$
9230 RR=4 PRINT 2,Z$
9240 IF GL=3 THEN AA=3 GOTO 9260
9250 AA=1
9260 FOR NODO=1 TO NO
9270 IF GL=2 THEN FORM$=' ' GOTO 9290
9280 FORM$=' '
9290 IF NODO 2 THEN 9340
9300 RR=RR-1 WO=NO*GL-RR
9310 IF GL=2 THEN 9330
9320 PRINT 2, USING FORM$,NODO DESP(WO) DESP(WO+1) DESP(NODO) GOTO 9370
9330 PRINT 2, USING FORM$,NODO DESP(WO) DESP(WO+1) GOTO 9370
9340 IF GL=2 THEN PRINT 2, USING FORM$,NODO DESP(AA) DESP(AA+1) GOTO 9360
9350 PRINT 2, USING FORM$,NODO DESP(AA) DESP(AA+1) DESP(AA+2)
9360 AA=AA+GL
9370 NEXT NODO
9380     LOS SIGUIENTES PASOS ENCUENTRAN LAS FUERZAS NODALES
9390     EN CADA UNO DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA
9400 PRINT 2,Z$
9410 CONT=CONT+1
9420 IF CONT 1 THEN 9440
9430 GOTO 7460
9440 FOR I=1 TO DIV*ELE+SVA
9450 FOR F=1 TO 2*GL
9460 DP(I,F)=0.
9470 FOR U=1 TO 2*GL
9480 DP(I,F)=DP(I,F)+RO(I,F,U)*DEPM(I,U,1)
9490 NEXT U
9500 NEXT F
9510 NEXT I CC=0
9520 FOR I=1 TO DIV*ELE+SVA
9530 FOR F=1 TO 2*GL
9540 QPM(I,F)=0.
9550 FOR U=1 TO 2*GL
9560 QPM(I,F)=QPM(I,F)+KP(I,F,U)*DP(I,U)*ME
9570 NEXT U
9580 IF I=DIV+1 AND F =2 THEN QQ=Q(CARGA+CC) GOTO 9600
9590 GOTO 9620
9600 QPM(I,F)=QPM(I,F)-QQ PRINT CARGA+CC

```



```

9610 CC=CC+1
9620 NEXT F
9630 NEXT I
9640 PRINT 2,Z$
9650 M$='MIEMBRO' FU$='CARGA AXIAL' ESA$='ESF.AXIAL'
9660 IF GL=3 THEN 9700
9670 FORM$='
9680 PRINT 2,USING FORM$,M$ FU$ ESA$
9690 GOTO 9730
9700 CO$='CUPL-CORT' CO2$='CORTE N.A'
9710 MOB$='MOMENTO N.B' MOA$='MOMENTO N.A'
9720 PRINT 2,M$ TAB (11) FU$ TAB (25) CO$ TAB (39) MOB$ TAB (54) MOA$
9730 PRINT 2,Z$
9740 FOR I=1 TO DIV*ELE+SVA
9750 IF GL=3 THEN 9780
9760 FORM$='
9770 PRINT 2,USING FORM$,I QPM(I,GL+1) QPM(I,GL+1)/A(I) GOTO 9800
9780 FORM$='
9790 PRINT 2,USING FORM$,I QPM(I,4) QPM(I,5)*LN(I)/2 QPM(I,3) QPM(I,6)
9800 NEXT I
9810 MI=2*DIV+1 W=1
9820 LEFC=LN(MI)/RGIRO(MI)
9830 GOSUB 10340
9840 IF AREA=A(1) THEN 9890
9850 ITERC=ITERC+1
9860 LET IN(1)=INERCIA IN(DIV+2)=INERCIA LET A(1)=AREA A(DIV+2)=AREA
9870 PRINT 'A(1)=' A(1)
9880 GOTO 5130
9890 MI=DIAGO+1-III
9900 IF DIAG$='VARILLA' THEN W=2
9910 LEFC=LN(MI)/RGIRO(MI)
9920 GOSUB 10390
9930 IF AREA=A(MI) THEN 9970
9940 ITERD=ITERD+1
9950 LET IN(DIAGO)=INERCIA A(DIAGO)=AREA
9960 GOTO 5130
9970 IF ELE=4 THEN 10050
9980 MI=DIAGO W=1
9990 LEFC=LN(MI)/RGIRO(MI)
10000 GOSUB 10340
10010 IF AREA=A(MI) THEN 10050
10020 ITERD=ITERD+1
10030 IN(DIAGO)=INERCIA A(DIAGO)=AREA
10040 GOTO 5130
10050 M$='MIEMBRO' Q$='CARGA AXIAL' F$='ESFUERZO AXIAL'
10060 FORM$ = '
10070 PRINT 2,USING FORM$,M$ Q$ F$
10080 FOR I=1 TO DIV*ELE+SVA

```

```

10090 FORM$ = '
10100 PRINT 2, USING FORM$, I QPM(I, GL+1) QPM(I, GL+1)/A(I)
10110 NEXT I
10120 D$=' FUERZAS DE REACCION EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA'
10130 PRINT 2, D$
10140 FOR X=1 TO 4
10150 QR(X)=0.
10160 FOR Y=1 TO J1
10170 QR(X)=QR(X)+ K(X+J1, Y)*DESP(Y)*ME
10180 NEXT Y
10190 FORM$ = '
10200 G$=' REACCION' I$=' ='
10210 PRINT 2, USING FORM$, G$ X I$ QR(X)
10220 NEXT X
10230 PRINT 2, Z$
10240 PRINT 2, TIEM$ TIME$
10250 DATA 6, 2, .07, TUBULAR, SIN VIGA
10260 DATA 2.8, 00.00, 000.00
10270 DATA 1., 2.667, .287, 2.148, 1.540
10280 DATA 2., 3.340, .338, 3.187, 3.621
10290 DATA 3., 4.216, .356, 4.316, 8.116
10300 DATA 4., 4.826, .368, 5.155, 12.903
10310 DATA 5., 6.032, .391, 6.903, 27.721
10320 DATA 6., 7.302, .516, 10.967, 63.683
10330
10340 SUBROUTINA QUE CALCULA EL ESFUERZO PERMISIBLE EN COMPRESION
10350 IF LEFC CCC THEN FA=12*PI 2*ME/23/LEFC 2 PRINT 2, 'FAC=' FA GOTO 0370
10360 FA=(1-LEFC 2/2/CCC 2)*FY(W)/(5/3 + 3*LEFC/8/CCC - LEFC 3/8/CCC 3)
10370 QPERM=FA*A(MI) PRINT 2, 'FAC=' FA, 'QPERM=' QPERM GOTO 10410
10380 PRINT 2, Z$
10390 IF MI=DIAGO+1-III AND DIAG$=' ANGULO' THEN W=1
10400 QPERM=.6*FY(W)*A(MI)
10410 IF QPERM = 0.97*ABS(QPM(MI, 1)) THEN AREA=A(MI) GOTO 10520
10420 IF MI=2*DIV+1 AND COLUMNA$=' SECCION CIRCULAR' THEN Z2=Z2+1 GOTO 1500
10430 IF MI=2*DIV+1 THEN 10490
10440 IF DIAG$=' ANGULO' THEN 10470
10450 IF DIAG$=' TUBULAR' THEN Z1=Z1+1. GOTO 10480
10460 GOSUB 10620 GOTO 10510
10470 GOSUB 10710 GOTO 10510
10480 GOSUB 10810 GOTO 10510
10490 GOSUB 10540 GOTO 10510
10500 GOSUB 10940
10510 AREA=AR INERCIA=INER
10520 RETURN
10530
10540 SUBROUTINA QUE CALCULA EL AREA DE COLUMNA
10550 IF ABS(QPM(MI, 1)) = .95*QPERM THEN 10570
10560 LADO=LADO+2.5 GOTO 10580

```

```

10570 LADO=LADO-2.5
10580 AR=LADO 2-(LADO-2*ESP) 2
10590 INER=(LADO 4-(LADO-2*ESP) 4)/12.
10600 RETURN
10610
10620     SUBROUTINA QUE CALCULA EL AREA DE LA DIAGONAL O TENSOR
10630     UTILIZANDO VARILLAS COMO DICHS MIEMBROS
10640 IF ABS(QPM(MI,1)) =.95*QPERM THEN 10660
10650 DVAR=DVAR+.2 GOTO 10680
10660 IF DVAR 2.2 THEN DVAR=DVAR-.2
10670 GOTO 10690
10680 AR=PI*DVAR 2/4 INER=AR*DVAR 2/16
10690 RETURN
10700
10710     SUBROUTINA QUE CALCULA EL AREA DE UN PERFIL ANGULAR QUE SERVIRA
10720     COMO DIAGONAL O TENSOR
10730 IF ABS(QPM(MI,1)) =.95*QPERM THEN 10750
10740 BA=BA+1. GOTO 10760
10750 IF BA =5 THEN BA=BA-1.
10760 XA=(BA 2+(BA-TA)*TA)/2/(2*BA-TA)
10770 AR=TA*(2*BA-TA)
10780 INER=(TA*(BA-XA) 3+BA*XA 3-(BA-XA)*(XA-TA) 3)/3
10790 RETURN
10800
10810     SUBROUTINA QUE CALCULA EL AREA DE UNA SECCION TUBULAR REDONDA COO
10820     DIAGONAL O TENSOR
10830 IF ABS(QPM(MI,1)) =.95*QPERM THEN 10910
10840 IF Z 0 THEN 10880
10850 FOR Z=1 TO 6
10860 READ Z,DTUB(Z),ETUB(Z),AZ(Z),IZ(Z)
10870 NEXT Z
10880 Z=1
10890 IF Z1=Z THEN AR=AZ(Z) INER=IZ(Z) GOTO 10910
10900 Z=Z+1 GOTO 10890
10910 RETURN
10920
10930     SUBROUTINA QUE CALCULA EL AREA DE UN TUBO DE SECCION CIRCULAR
10940 IF ABS(QPM(MI,1)) =.95*QPERM THEN 11020
10950 IF ZZ 0 THEN 10990
10960 FOR ZZ=1 TO 6
10970 READ ZZ,DT(ZZ),ET(ZZ),AT(ZZ),IT(ZZ)
10980 NEXT ZZ
10990 ZZ=1
11000 IF ZZ=ZZ THEN AR=AT(ZZ) INER=IT(ZZ) GOTO 11020
11010 ZZ=ZZ+1 GOTO 11000
11020 RETURN
11030
11040     SUBROUTINA QUE CALCULA UNA ESTRUCTURA QUE NO TIENE

```

```
11050      VIGA DE AMARRE
11060 BC=DIAGO V=0.
11070 FOR I=BC TO DIV*ELE-1 STEP 4
11080 M=1 N=1
11090 J=B
11100 JJ=B
11110 IF CONT 1 THEN 11140
11120 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
11130 GOTO 11160
11140 KBK=KI(I,M,N)
11150 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KBK
11160 N=N+1
11170 IF N 2*GL THEN 11210
11180 IF N=GL+1 THEN 11200
11190 JJ=JJ+1 GOTO 11110
11200 JJ=JJ+1+GL*V GOTO 11110
11210 M=M+1 N=1
11220 IF M 2*GL THEN 11260
11230 IF M=GL+1 THEN 11250
11240 J=J+1 GOTO 11100
11250 J=J+1+GL*V GOTO 11100
11260 B=B-3*GL
11270 NEXT I
11280 B=GL+3*GL*(DIV-1)-EG BC=DIAGO+1 V=V+1
11290 IF V=1 THEN 11070
11300 BA=3*GL*(DIV-1)-EG BD=DSVA+4 V=0
11310 FOR I=BD-V TO DIV*ELE+SVA-4 STEP 4
11320 M=1 N=1
11330 J=BA
11340 JJ=BA
11350 IF CONT 1 THEN 11380
11360 DEPM(I,M,1)=DESP(J)
11370 GOTO 11400
11380 KCK=KI(I,M,N)
11390 K(J,JJ)=K(J,JJ)+KCK
11400 N=N+1
11410 IF N 2*GL THEN 11450
11420 IF N=GL+1 THEN 11440
11430 JJ=JJ+1 GOTO 11350
11440 JJ=JJ+1+GL*V GOTO 11350
11450 M=M+1 N=1
11460 IF M 2*GL THEN 11500
11470 IF M=GL+1 THEN 11490
11480 J=J+1 GOTO 11340
11490 J=J+1+GL*V GOTO 11340
11500 BA=BA-3*GL NEXT I
11510 BA=3*GL*(DIV-1)-GL-EG V=V+1
11520 IF V=1 THEN 11310
11530 RETURN
```

## BIBLIOGRAFIA

1. COMO FUNCIONA, Enciclopedia Salvat de la Técnica, Salvat Editores, S.A, 1979, 276 pgs.
2. EDMOND & WELFARE, Manual of Individual Water Supply System, U.S Department of Health, 1963
3. PURSCHEL, WOLFGANG., El transporte y la Distribución de Agua, URMO S.A de Ediciones, Bilbao, 1976
4. BABBITT & DOLRAID, Water Supply Engineering, Mc.Graw Hill Book Company, Inc, 1949
5. TIMOSHENKO & WOINOWSKY-KRIEGER, Theory of Plates and Shells, Mc.Graw-Hill Kogakusha, Ltda., Tokio, 1959
6. TIMOSHENKO, Resistencia de Materiales, Parte II, Espasa Calpe S.A, Madrid, 1975
7. SEELY & SMITH, Curso Superior de Resistencia de Materiales, Lib. y Ed. Nigar, Buenos Aires
8. VOLTERRA, E. and GAINES, Advanced Strength of Materials, Prentice Hall, 1971
9. CEPE-TEXACO, Anexo de folleto

10. MEGYESY, E., Pressure Vessel Handbook, 5<sup>th</sup> Ed., 1981
11. API Standard 650, Microfilm, Español, 1978
12. AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, AWWA D100-73, American Water Works Assn., Inc, USA
13. AMERICAN INSTITUTE STEEL CONSTRUCTION, Manual de Construcción en Acero, AISC, 1984
14. KRAUSS, H., Thin Elastic Shells, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967
15. INEC, Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, 1981
16. YU-HSIE, YUAN., Teoría elemental de Estructuras, Editorial Dossat, S.A, Madrid, 1973, 440 pgs.
17. BEAUFAIT, FRED B., Análisis Estructural, Editorial Prentice/Hall Int., 1981, 591 pgs.
18. WHITE, GERGELY y SEXSMITH, Estructuras Estáticamente Indeterminadas, Editorial Limusa, México, 1977, 356 pgs
19. WINTER Y NILSON, Proyecto de Estructuras de Hormigón, Editorial Reverté, S.A, 1977
20. MATAIX, C., Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas Harper and Row Publishers Inc. Ed. del Castillo S.A 1970
21. RASE, HOWARD F., Diseño de Tuberías para plantas de Proceso, Editorial Blume, 1973
22. VINSOON, J.R., The Behavior of Plates and Shells, John Wiley and Sons, Inc, 1974