

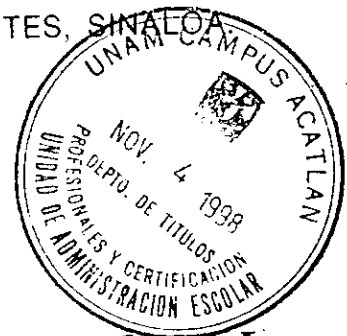


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

1  
2es.

CAMPUS "ACATLAN"  
INGENIERIA CIVIL

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLINDAJE DE LA TUBERIA A PRESION DEL PROYECTO HIDROELECTRICO HUITES, SINALOA



**TESIS PROFESIONAL**

PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :

ADALBERTO ALVAREZ MORALES

DIRECTOR DE TESIS: ING. JORGE GONZALEZ RAMIREZ.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

267621



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. ADALBERTO ÁLVAREZ MORALES.  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.  
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud presentada con fecha de 7 de octubre de 1994, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLINDAJE DE LA TUBERÍA A PRESIÓN DEL  
PROYECTO "HIDROELECTRICO HUITES SINALOA"

- INTRODUCCION
- 1 ANTECEDENTES
- 2 ACCIONES.
- 3 CRITERIOS GENERALES
- 4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TUBERÍA A PRESIÓN DEL PROYECTO HIDROELECTRICO  
HUITES, SINALOA.
- CONCLUSIONES.

Asimismo fué designado como asesor de tesis el ING. JORGE GONZÁLEZ RAMÍREZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.  
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE .  
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "  
Acatlán Edo. de México a 13 de agosto de 1998.

Ing. Enrique del Castillo Frago  
Jefe del Programa

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ACATLÁN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

*A quienes con su comprensión  
y gran amor han contribuido a los  
pequeños y grandes logros en mi vida.*

*A mis padres:*

*Antonio Alvarez Rodriguez.  
Paula Morales Rosales.*

*Porque en ellos he encontrado la comprensión y el cariño más desinteresado.*

*A mis hermanos:*

*Antonio  
Jorge  
Adelina  
Hugo  
Araceli  
Edgar  
Estela  
Sonia  
Carlos*

## Reconocimiento

Agradezco profundamente al *Ing. JORGE GONZÁLEZ RAMÍREZ*, su gran ayuda, paciencia y dirección en este trabajo.

Asimismo agradezco al *Ing. José F. López Andrade* y al *Ing. José G. Miranda R.*, por la oportunidad que me brindaron para realizar este trabajo en Hidroconsultoria S.A. de C.V.

Mi reconocimiento a quienes con su esfuerzo hicieron posible culminar esta etapa de mi vida profesional y muy en especial a la **Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán de la Universidad Nacional Autónoma de México.**

TITULO:

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL  
BLINDAJE DE LA TUBERÍA A PRESIÓN DEL  
PROYECTO HIDROELÉCTRICO HUITES, SINALOA.

OBJETIVO:

MOSTRAR CON UN CASO ESPECÍFICO, LA  
METODOLOGÍA A SEGUIR EN EL DISEÑO  
ESTRUCTURAL DEL BLINDAJE DE LA CONDUCCIÓN  
A PRESIÓN DE UN PROYECTO HIDROELÉCTRICO,  
CUYO DESARROLLO ES SOBRE LA SUPERFICIE DEL  
TERRENO.

## CONTENIDO

### ***CAPITULO I INTRODUCCIÓN***

|                        |   |
|------------------------|---|
| I.1 Introducción ----- | 1 |
|------------------------|---|

### ***CAPITULO II ANTECEDENTES***

|  |   |
|--|---|
| II.1 Generalidades -----                                   | 4 |
| II.2 Tuberías exteriores, subterráneas o empacadas -----   | 5 |
| II.3 Materiales de fabricación en tuberías a presión ----- | 7 |
| II.4 Sección transversal -----                             | 8 |

### ***CAPITULO III ACCIONES***

|   |    |
|---|----|
| III.1 Acciones permanentes -----                              | 10 |
| III.2 Acciones variables -----                                | 10 |
| III.2.1 Esfuerzos debidos a fuerzas de flotación -----        | 10 |
| III.2.2 Esfuerzos causados por cambios de temperatura -----   | 11 |
| III.2.3 Fuerzas producidas por el líquido en movimiento ----- | 14 |
| III.3 Acciones accidentales -----                             | 17 |

## ***CAPITULO IV CRITERIOS GENERALES***

|  |    |
|--|----|
| IV.1 Teoría de la membrana para esfuerzos y deformaciones .....                          | 24 |
| IV.2 Criterios generales en el análisis y diseño<br>por solicitaciones permanentes ..... | 27 |
| IV.2.1 Esfuerzos provocados por cargas de presión .....                                  | 36 |
| IV.3 Criterios generales en el análisis y diseño sísmico .....                           | 39 |
| IV.4 Efectos en los apoyos .....   | 45 |
| IV.5 Esfuerzos equivalentes, según la teoría de Hencky–Mises .....                       | 53 |
| IV.6 Especificaciones .....  | 72 |

## ***CAPITULO V ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TUBERÍA A PRESIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO HUITES, SINALOA***

|   |    |
|---|----|
| V.1 Descripción .....                     | 75 |
| V.2 Estudios generales .....              | 76 |
| V.3 Cálculo de acciones de diseño .....   | 77 |
| V.3.1 Condición normal .....              | 80 |
| V.3.2 Condición intermitente .....        | 81 |
| V.3.3 Condición de emergencia .....       | 82 |
| V.4 Determinación de esfuerzos .....      | 83 |
| V.4.1 Esfuerzos por presión interna ..... | 83 |
| V.4.1.1 Condición normal .....            | 83 |



|   |    |
|---|----|
| V.4.1.2 Condición intermitente                        | 85 |
| V.4.1.3 Condición de emergencia                       | 86 |
| V.4.2 Esfuerzos por temperatura                       | 87 |
| V.5 Combinación de esfuerzos y esfuerzos equivalentes | 88 |
| V.5.1 Condición normal                                | 88 |
| V.5.2 Condición intermitente                          | 89 |
| V.5.3 Condición de emergencia                         | 90 |
| V.6 Revisión de esfuerzos                             | 91 |
| V.6.1 Condición normal                                | 91 |
| V.6.2 Condición intermitente                          | 93 |
| V.6.3 Condición de emergencia                         | 94 |
| V.7 Resumen de espesores                              | 95 |
| <b>CONCLUSIONES</b>                                   | 97 |
| <b>BIBLIOGRAFÍA</b>                                   | 98 |

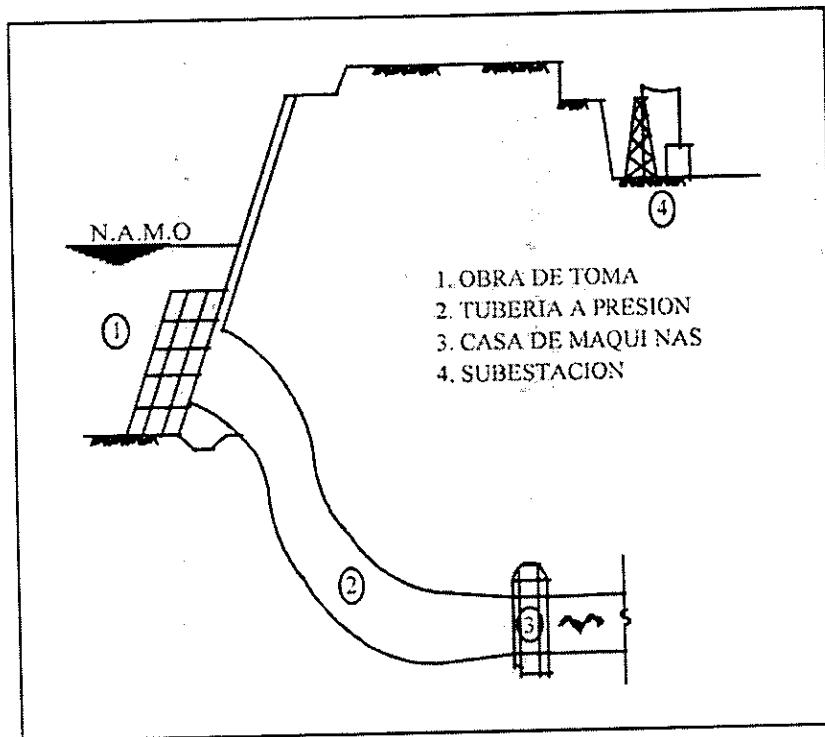
## I INTRODUCCIÓN

Desde la época antigua, el hombre ha aprovechado la caída de masas de agua producida por los desniveles naturales de los cauces por donde aquellas discurren para producir energía mecánica. El aprovechamiento de las fuerzas naturales ha sido una constante preocupación de la humanidad que ha visto en ello un medio de aliviar el trabajo muscular, con el ahorro consiguiente de la energía del hombre, quien de este modo podría realizar cantidades de trabajo importantes que hubieran precisado excesiva mano de obra.

Para lograr tal fin se utilizó un sistema rudimentario de paletas o pequeños alabes, colocados de tal forma que por efectos naturales ocurría una caída de masa de agua, la cual hacía girar las paletas y ellas a su vez transmitían esta fuerza mecánica mediante un tornillo o troquel a rodillos u otros dispositivos, con los cuales el hombre transformaba los tipos de energía ahí presentes. Hoy se sabe que una masa de agua de peso  $W$ , al caer de una altura  $H$ , produce un trabajo equivalente al producto  $W \cdot H$ .

Esta energía generada por la caída de masa de agua no ha sido totalmente aprovechada, ya que al realizar su transformación, se presentan pérdidas por un deficiente (escaso o nulo) encauzamiento del fluido y por un deficiente funcionamiento del receptor (equipo o dispositivo que sirve para transformar la energía).

A medida que la técnica fue progresando, se perfeccionaron los equipos y los métodos para aprovechar la producción de energía debida a esa caída de agua, con ello, se ha logrado que se pierda la menor cantidad posible. La construcción de obras de almacenamiento y el mejoramiento de las conducciones ha contribuido a alcanzar este fin.



*Fig. 1. Áreas que componen a una planta hidroeléctrica.*

Las conducciones que actualmente se utilizan dentro de los proyectos de generación de energía son tuberías que trabajan a presión, que se pueden describir como un conjunto cerrado localizado en la obra de toma, que conectan el vaso de almacenamiento con la Casa de Máquinas. (ver fig.1).

El funcionamiento de este tipo de tuberías debe ser hidráulicamente tan eficiente como sea posible, con el objeto de conservar la carga disponible y estructuralmente seguro, para evitar las fallas que pueden causar pérdidas de vida o bienes.

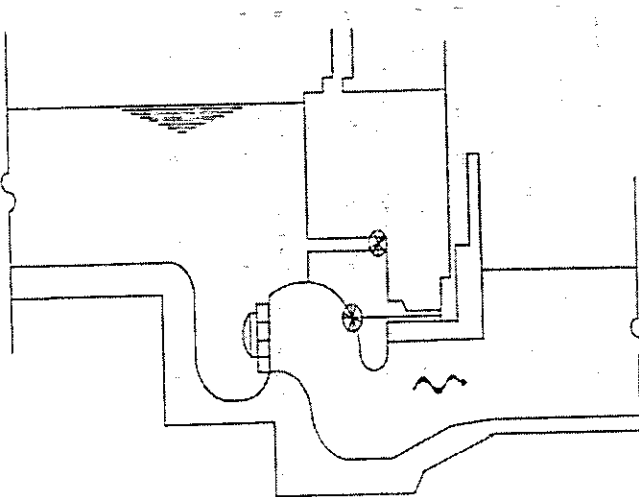
Las tuberías se pueden fabricar de una gran variedad de materiales, pero la resistencia y flexibilidad del acero, en ciertas condiciones de uso, le permiten ser el material más conveniente para trabajar y soportar las variaciones de presión que se presentan en la operación de apertura y cierre de compuertas auxiliares y de servicio, para el control del flujo de agua hacia las máquinas transformadoras de energía (turbinas).

En esta tesis se exponen criterios, normas y procedimientos que comúnmente se utilizan en el análisis y diseño de una conducción superficial de acero a presión para un proyecto hidroeléctrico, teniendo como caso particular de aplicación el análisis y diseño del blindaje de la tubería a presión del proyecto hidroeléctrico Huites, en el estado de Sinaloa.

## II ANTECEDENTES

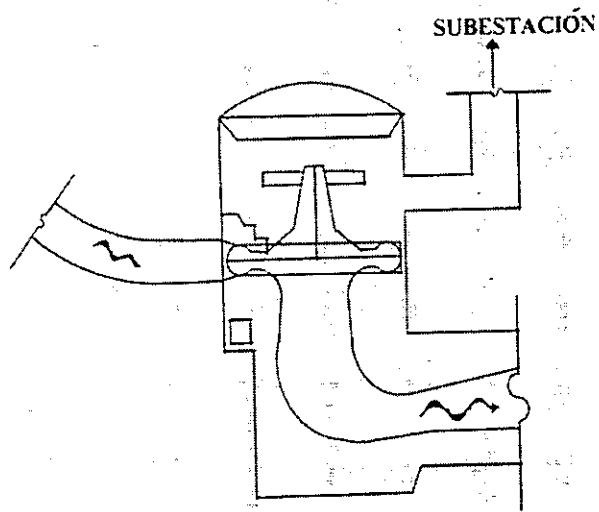
### II.1 Generalidades

En el diseño y construcción de una planta hidroeléctrica, intervienen un gran número de profesionistas de diferentes especialidades, que con base a los primeros datos de diseño proporcionados por la ingeniería básica, realizan el diseño definitivo de todas y cada una de las obras que conforman el proyecto, con el que posteriormente se realizará su construcción.



Una de las principales obras civiles que conforman una planta hidroeléctrica son las tuberías a presión. Con excepción de los saltos de masa de agua de pequeña altura, donde se puede hacer llegar directamente al distribuidor de la turbina el agua procedente del canal colector, es necesario utilizar las turbinas de cámara abierta (ver fig. 2), donde el canal colector hace también las veces de cámara de presión.

*Fig. 2. Turbina con cámara abierta.*



En saltos mayores, las turbinas son de cámara cerrada, en forma de espiral (ver fig. 3), a la que afluye el agua conducida por tuberías forzadas.

*Fig.3. Turbina con cámara cerrada.*

Las conducciones para este tipo de turbinas con respecto a su ubicación en el terreno natural pueden ser exteriores o subterráneas o estar empacadas en el cuerpo de la cortina; los materiales comúnmente usados en la fabricación de estas conducciones son: el acero y el concreto. Lo anterior es definido por la ingeniería básica, previa consideración de factores técnicos, económicos, topográficos, geotécnicos, de operación, etc.

## **II.2 Tuberías exteriores, subterráneas o empacadas**

Como se mencionó anteriormente las tuberías a presión de un proyecto hidroeléctrico pueden ser exteriores, subterráneas o empacadas en el cuerpo de la cortina.

Las tuberías exteriores o superficiales son aquellas que se desplantan sobre la superficie del terreno natural y cuyos apoyos están a la vista. Este tipo de tuberías, cuando son de acero, es común darles un recubrimiento de concreto para protegerlas del intemperismo y de los cambios de temperatura ó en su defecto se proporciona un tratamiento superficial adecuado (pintura, recubrimiento, etc.). Estos mejoramientos no contribuyen a la resistencia estructural para el funcionamiento de la conducción (ver fig. 4).

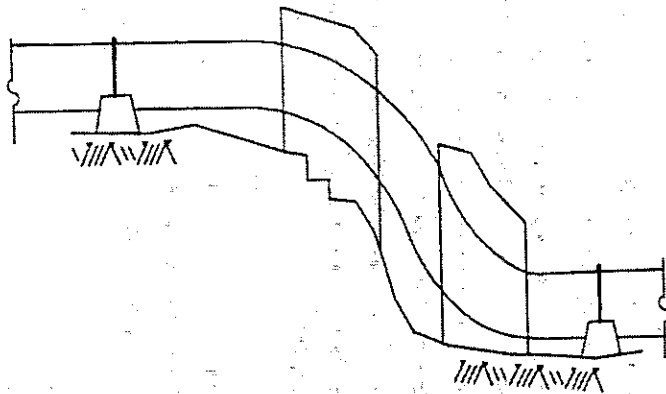
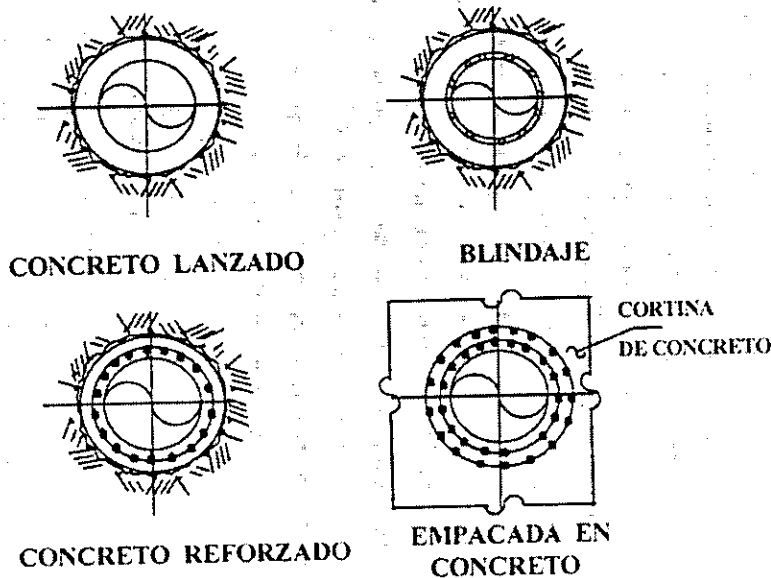


Fig. 4. Tubería superficial.

Las tuberías subterráneas se alojan generalmente en el manto rocoso o en el cuerpo de la cortina. En el primer caso, con la finalidad de proporcionar una excavación estable y una superficie adecuada para la minimización de pérdidas por fricción, es común proporcionar un recubrimiento al interior del túnel excavado.

Este recubrimiento puede ser de concreto lanzado, concreto reforzado, blindaje de acero o una combinación de ellos.



Cuando la conducción queda empacada en el cuerpo de la cortina, se aprovecha un espesor perimetral a la conducción, para alojar el acero de refuerzo necesario que soportará los efectos de las variaciones de presión, si el caso es extremo llega a colocarse un blindaje de acero.

La figura 5 ilustra secciones transversales típicas de estas conducciones.

Fig.5. Tuberías subterráneas y empacadas.

### **II.3 Materiales para la fabricación de las tuberías a presión**

Se comentó que los materiales más comunes para la fabricación de conducciones a presión son el acero y el concreto. En las de acero, con objeto de reducir el peso, se ha ideado las tuberías presforzadas y las precomprimidas en frío. Se trata de dos sistemas de construcción que pueden considerarse derivadas del tipo de tuberías blindadas, empleadas eficazmente para grandes alturas de salto de masas de agua.

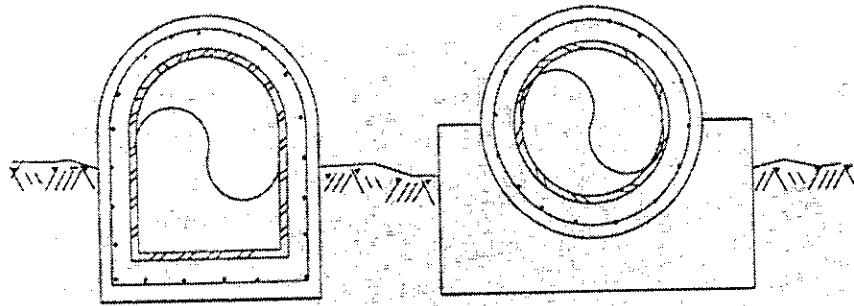
En el sistema de tuberías presforzadas, los tubos de acero se refuerzan con anillos de acero colocados en caliente a determinada distancia uno del otro. O bien, los tubos se construyen con el espesor conveniente y un diámetro ligeramente inferior (1%) al del diámetro de diseño hidroestructural, dado por la ingeniería básica. Después se somete el tubo por medio de una prensa hidráulica a una presión que puede alcanzar y sobrepasar a la presión de trabajo, sin rebasar el límite elástico del material. Bajo este esfuerzo la plancha del tubo se dilata apoyándose en los anillos, dando origen a tensiones en el acero que posteriormente tratará de recuperar su estado inicial. En el segundo sistema, las tuberías son precomprimidas por un cable de acero, tensado y arrollado en hélice, cuya tensión se fija de modo que reparta sobre el cable gran parte de la resistencia a la presión hidráulica de la tubería.

Con estos sistemas se obtiene una reducción del peso del tubo forzado con respecto al sistema normal, sin embargo, el costo unitario es más elevado para dichos sistemas y no siempre son los sistemas más convenientes.

En las tuberías de concreto armado no es conveniente sobrepasar de alturas de salto de masa de agua de 60 m. Esta clase de tuberías se utilizan para grandes caudales, pequeños saltos de masa de agua y cuando su instalación resulta más económica, en comparación con los costos de adquisición y transporte de la tubería metálica.



## II.4 Sección transversal



*Fig.6. Sección transversal de tuberías.*

Por lo que respecta a la sección transversal, para circulación libre de líquido, la sección de herradura o con fondo plano (ver fig. 6) produce un mejor funcionamiento hidráulico; sin embargo, a tubo lleno, no es tan eficiente estructuralmente para resistir la carga de presión que se genere así como otras cargas exteriores que se pueden presentar, por lo cual la forma circular (de tubo) es la más eficiente para un funcionamiento hidráulico-estructural.

### III ACCIONES

Acción es todo agente externo o inherente a una estructura (que no está unida íntimamente a ella), cuyos efectos pueden hacer que alcance un determinado estado de trabajo (de esfuerzos o deformaciones).

Para fines de análisis y diseño, las acciones se idealizan usualmente por medio de sistemas de carga y/o de deformaciones, cuyos efectos sobre la estructura se suponen equivalentes a los de las acciones reales.

En el caso de tuberías a presión proyectadas superficialmente, las condiciones de trabajo a las que están sometidas pueden ser alcanzadas por las siguientes acciones:

- a) Presión interna debida a la carga hidrostática y al golpe de ariete
- b) Peso del agua contenida dentro del tubo
- c) Peso propio de la tubería
- d) Fricción desarrollada en los apoyos
- e) Sismo
- f) Viento
- g) Presión negativa por vaciado súbito de la tubería

Con objeto de formar combinaciones de análisis, las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura, quedando agrupadas en los siguientes tres tipos:

- 1) Acciones permanentes
- 2) Acciones variables
- 3) Acciones accidentales

### **III.1 Acciones permanentes**

Las acciones permanentes son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Comprenden :

- a) Carga muerta debida al peso de rellenos
- b) Carga muerta debida al peso propio, al de piezas especiales (anillos, codos, bridas, etc.) y al del fluido en condiciones normales de operación
- c) Empuje estático de tierras o líquidos
- d) Deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos a presfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos
- e) Presión interna del líquido contenido

### **III.2 Acciones variables**

Las acciones variables son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo. Comprenden:

- a) Carga viva por tránsito de vehículos en la superficie del relleno
- b) Carga por impacto de maquinaria y equipo en la superficie del relleno
- c) Efectos debido a fuerzas de subpresión
- d) Efectos causados por cambios de temperatura
- e) Fuerzas producidas por el líquido en movimiento

Por la ubicación de los conductos a presión dentro del complejo hidroeléctrico, resultan de interés especial los tres últimos grupos de acciones variables, de los cuales se hacen a continuación las siguientes consideraciones:

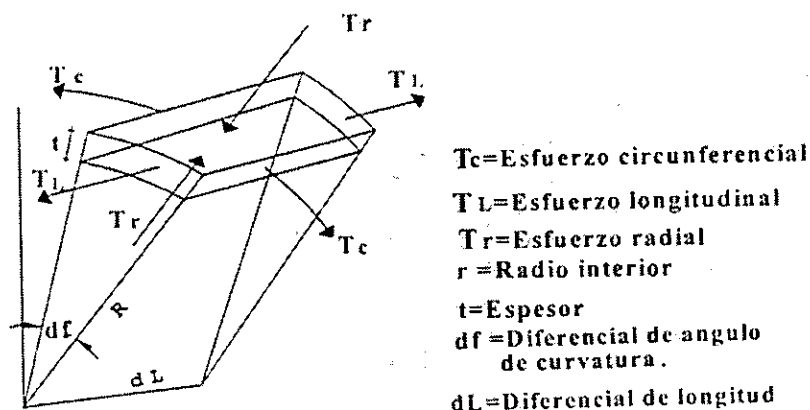
#### **III.2.1 Efectos debidos a fuerzas de subpresión**

En los casos en que puedan existir fuerzas de subpresión, será necesario disponer de un peso suficiente para lograr un comportamiento estructural adecuado de las tuberías.

La subpresión se puede evitar mediante alternativas de construcción, tales como:

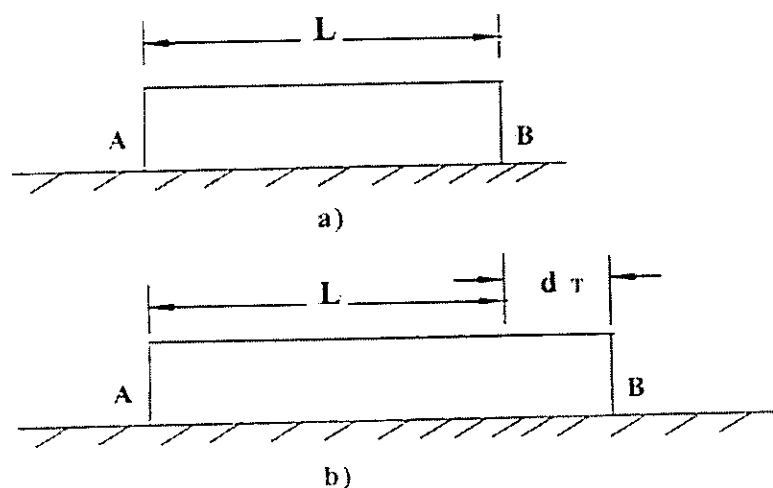
- Cambiar la tubería por otra más pesada
- Encamisar con concreto las tuberías de acero
- Proporcionar atraques y anclajes especiales

### III.2.2 Efectos causados por efectos de temperatura



Los cambios de temperatura provocan que la tubería tenga un determinado comportamiento de dilatación y/o contracción, induciendo esfuerzos radiales, circunferenciales y longitudinales (ver fig.3.1).

Fig.3.1. Estado de esfuerzos circunferenciales, longitudinales y radiales (la generación de estos esfuerzos se exponen en el capítulo IV).



El mecanismo de la temperatura puede explicarse a partir de considerar una barra homogénea AB, de sección constante que descansa libremente sobre una superficie lisa (ver fig. 3.2.a).

Fig.3.2. Barra homogénea de sección constante.

Si la temperatura de la barra se eleva en  $\Delta t$ , se observa que la barra se alarga una cantidad  $\delta t$ , que es proporcional al cambio de temperatura  $\Delta t$  y a la longitud  $L$  de la barra (ver fig.3.2.b). De acuerdo con lo anterior se tiene:

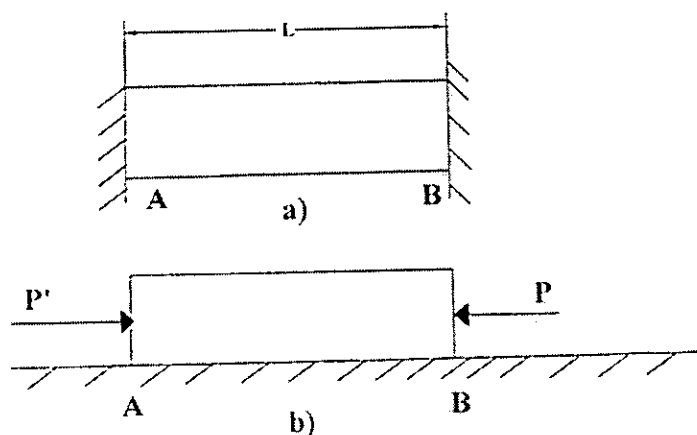
$$\delta t = \alpha(\Delta t)L \quad (3.1)$$

donde  $\alpha$  es el coeficiente de expansión térmica. Como  $\delta t$  y  $L$  están expresados en unidades de longitud,  $\alpha$  representa una cantidad por grado Celcius o Fahrenheit.

Una deformación unitaria  $\epsilon t = \delta t/L$ , se asocia con el alargamiento  $\delta t$ . La ecuación 3.1 contiene a:

$$\epsilon t = \alpha(\Delta t)L/L = \alpha(\Delta t) \quad (3.2)$$

La deformación térmica  $\epsilon t$ , es producida por el cambio de temperatura en la barra.



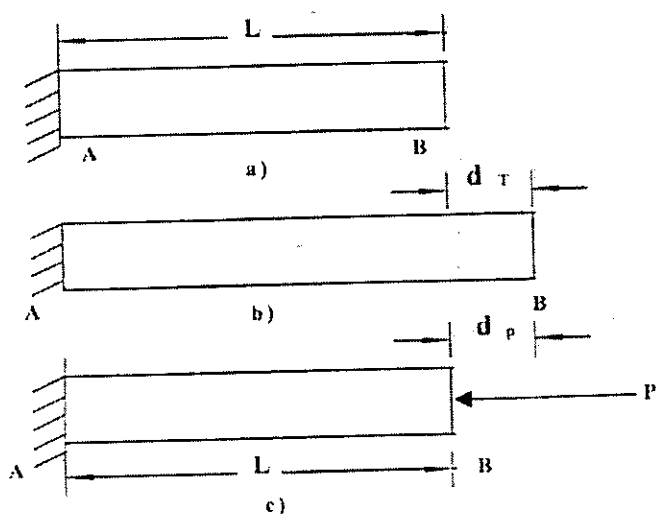
Supóngase ahora que la misma barra AB, de longitud  $L$ , se coloca entre dos soportes fijos a una distancia  $L$ , uno del otro (ver fig.3.3.a).

Si se eleva la temperatura en  $\Delta t$ , la barra no puede alargarse debido a las restricciones impuestas en los extremos, por lo tanto, el alargamiento  $\delta t$  no se produce.

Fig.3.3. Barra homogénea con soportes.

Como la barra es homogénea y de sección constante, la deformación  $\epsilon_t$  en cualquier punto es  $\epsilon_t = \delta t/L$ , y por tanto nula. Sin embargo, los extremos ejercen sobre la barra fuerzas iguales y opuestas  $P - P'$ , para evitar que se alargue después de que la temperatura se eleva (ver fig. 3.3.b). Creándose en la barra un estado particular de esfuerzos (sin la deformación correspondiente).

Cuando se determina el cálculo del esfuerzo  $\sigma_{temp}$ , creado por el cambio de temperatura  $\Delta t$ , se observa que el problema por resolver es estáticamente indeterminado. Por tanto, se debe calcular primero la magnitud  $P$  de las reacciones de los soportes, partiendo de la condición de que el alargamiento de la barra es cero.



Separando la barra de su soporte B (ver fig. 3.4) y dejando alargarse la barra libremente debido al cambio de temperatura  $\Delta t$  (ver fig. 3.4.b) de acuerdo con la ecuación 3.1 el alargamiento es:

$$\delta t = \alpha(\Delta t)L \quad (3.3)$$

Fig.3.4. Barra homogénea sin uno de sus soportes.

Aplicando ahora al extremo B la fuerza  $P$  que representa la reacción y aplicando la ley de Hooke, se obtiene una segunda deformación:

$$\delta t = PL/AE \quad (3.4)$$

donde  $A$  y  $E$  son el área transversal y el módulo de elasticidad de la barra respectivamente.

Como la deformación es la misma, igualando la ecuación 3.1 con la ecuación 3.4 se tiene por lo tanto:

$$P=A \cdot E \cdot \alpha(\Delta t) \quad (3.5)$$

y el esfuerzo de la barra debido a cambios de temperatura,  $\Delta t$  es :

$$\sigma_{temp}=P/A= E\alpha(\Delta t) \quad (3.6)$$

Debe recordarse que el resultado obtenido aquí y las observaciones anteriores se aplican sólo en el caso de elementos homogéneos de sección constante.

### **III.2.3 Fuerzas producidas por el líquido en movimiento**

La condición de carga más importante para el análisis y diseño de una tubería a presión para un proyecto hidroeléctrico, es la presión hidrostática del agua que conduce y la hidrodinámica asociada o golpe de ariete.

Considerando que la presión interna a la que trabajará la tubería corresponde a un valor muy grande (carga equivalente a metros de columna de agua), en comparación con el diámetro de la misma, la carga de diseño se estimará al centro de gravedad de la sección y será igual a la presión estática más la sobrepresión que provoque el golpe de ariete, resultado de la operación de apertura o cierre de las compuertas o válvulas.

El rápido cierre o apertura de una válvula o compuerta, produce una onda de presión en una tubería que se denomina golpe de ariete cuya intensidad es proporcional a la velocidad de propagación de la onda que se produce y a la velocidad del flujo que se destruye.

Existen dos condiciones que deben ser consideradas en el análisis y diseño: la presión del golpe de ariete debido a cambios normales del flujo y las presiones del golpe de ariete durante una operación de emergencia.

Establecer un valor de análisis y diseño para la condición del golpe de ariete es un gran problema, ya que no existe práctica común que pueda usarse como guía y la opinión difiere en el valor mínimo que debe ser usado.

En tuberías para el funcionamiento de una turbina, es costumbre analizarlas y diseñarlas para un golpe de ariete normal de 25 al 50% arriba de la presión estática, excepto cuando se cuenta con una válvula reguladora de presión, en cuyo caso la presión del golpe de ariete se limita entre 15 y 20% arriba de la presión normal. Para la condición de golpe de ariete extraordinario se toman como base los porcentajes mencionados pero considerando el nivel máximo de operación, en la práctica es frecuente sobre-elevar este nivel al nivel del labio superior de las compuertas del vertedor.

Las variaciones de presión generadas por los cambios de dirección del conducto o de su sección transversal producen fuerzas dinámicas, que para calcular su magnitud, basta obtener las reacciones del conducto a dichas fuerzas, ya que éstas son de igual magnitud y de dirección contraria a la acción que las produce. La ecuación de impulso es:

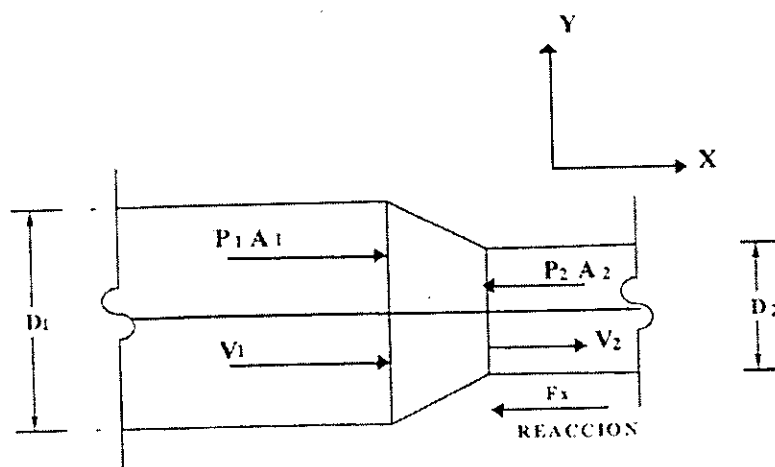
$$\Sigma F_x = \delta/g \Sigma (Q \beta V_x)$$

donde:

$g$  es la aceleración de la gravedad

$\delta$  es el peso específico del líquido contenido

Por el efecto de una reducción horizontal sin cambios de dirección y con un gasto constante, las reacciones se obtienen con (figura 3.5):



$$F_x = -\rho Q [V_2 - V_1] - P_2 A_2 + P_1 A_1$$

donde:

$P$  es la presión en  $t/m^2$

$A$  es el área en  $m^2$

$V$  es la velocidad en  $m/s$

$Q$  es el gasto en  $m^3/s$

$\rho$  es la densidad de masa en  $t \cdot s^2/m^4$

Fig.3.5. Reducción de la sección transversal.



En la trayectoria de una curva vertical, es necesario considerar el peso del líquido contenido en el volumen de control, como se muestra en la fig. 3.6

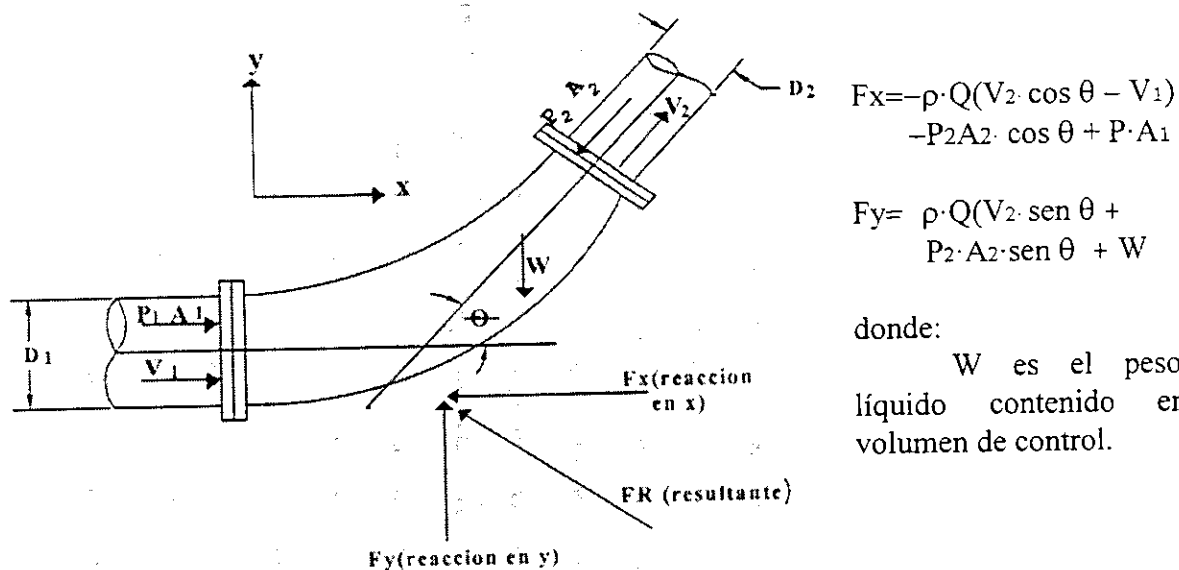
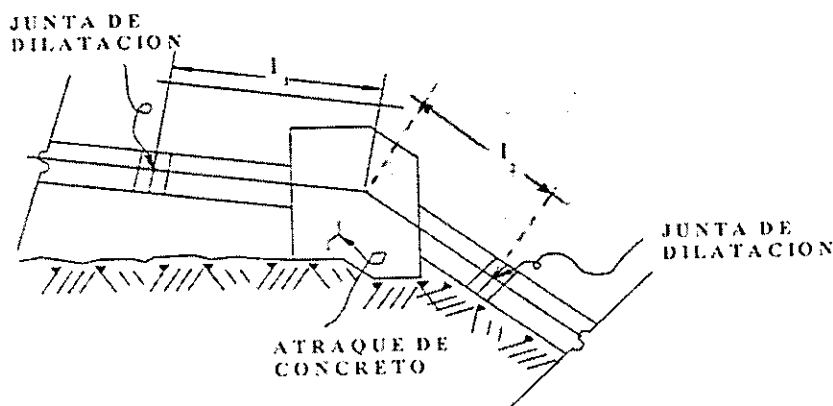


Fig. 3.6. Cambio de dirección y de sección transversal.

En los cambios de rasante de una tubería o en los cambios de la sección transversal de ésta, es conveniente colocar piezas macizas que sirven como anclaje para contrarrestar los esfuerzos que en aquella se presentan, debido a estas condiciones.

Es común que existan en las tuberías unas juntas de dilatación antes y después del macizo de anclaje, por las cuales el esfuerzo producido en la tubería debido a los cambios de dirección y a la cantidad del líquido en movimiento, será de menor valor. Los macizos se fabrican generalmente con concreto masivo.



En la figura 3.7 muestra el codo de una tubería motivado por el cambio de rasante.

La longitud del tubo entre el anclaje considerado y la junta de expansión superior es  $l_1$ . En la misma forma  $l_2$  es la longitud del tubo desde el codo del citado anclaje hasta la junta de dilatación situada después del mismo.

Fig. 3.7. Atraque en una tubería por cambio de rasante.

### **III.3 Acciones accidentales**

Las acciones accidentales en una tubería no son provocados por el funcionamiento propio de la tubería, sino por acontecimientos extraordinarios (viento, sismo, nieve, explosiones, etc.) y pueden alcanzar valores significativos sólo durante lapsos muy breves.

En lo que se refiere a la carga de viento, para el caso de tuberías enterradas, los efectos que ésta genera no son de consideración; en el caso de tuberías superficiales, sólo será importante evaluarla cuando el complejo hidráulico se vaya a construir en una zona con alta velocidad de viento.

Cabe mencionar que cuando la carga de viento es considerable, los efectos estructurales (deformaciones) más desfavorables son provocados en los subsistemas de la tubería, como son: compuertas, estaciones de monitoreo, centrales de control, etc.

Para los fines de análisis y diseño de tuberías enterradas o superficiales que se encuentren en una zona sísmica, será suficiente tomar en cuenta sólo esta acción accidental ya que es la que causa los efectos más desfavorables. Y sin embargo en algunos casos los efectos sísmicos no son de consideración y en otros casos ellos pueden controlar el diseño. Un sistema de tuberías a presión generalmente atraviesa una determinada región y encuentra una amplia variedad de riesgo sísmico y condiciones de suelo. La acción de un sismo en una tubería reviste aspectos completamente diferentes respecto a las otras acciones. Las diferencias no residen tanto en las características dinámicas de las acciones, sino en la interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

Los reglamentos especifican la intensidad sísmica que debe usarse en el diseño de los diversos tipos de estructuras en distintas regiones. Sin embargo, en estructuras como tuberías a presión en un proyecto hidroeléctrico, es necesario realizar estudios específicos para determinar los parámetros de diseño sísmico, tomando en cuenta las características geotécnicas y de mecánica de suelos del sitio en particular en que ésta se va a desplantar.

Para comprender las consideraciones en el diseño sísmico, es importante conocer los siguientes términos que son de uso común en sismología.

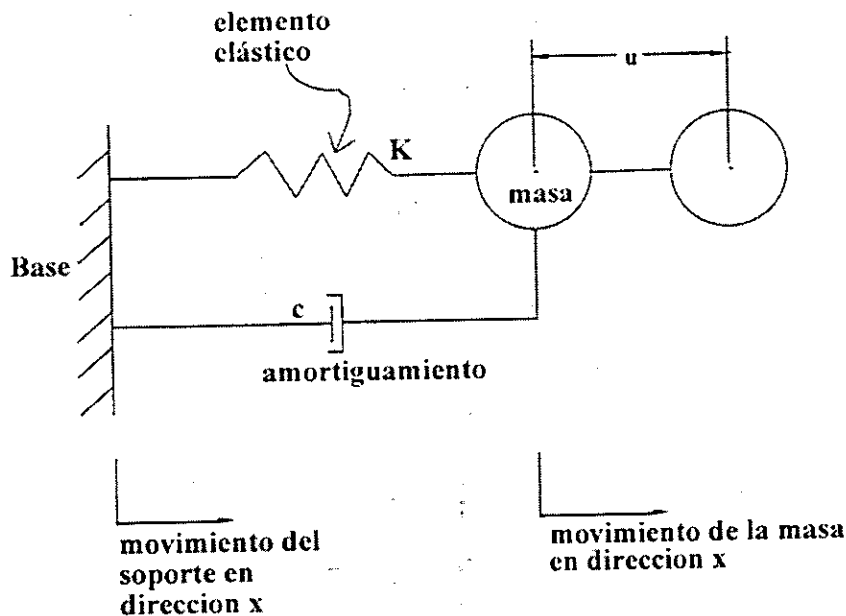
La magnitud de un sismo es una medida de su tamaño y se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento.

La intensidad de un sismo es una medida de los efectos que éste produce en un sitio dado. Es función de las características del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo en ese lugar en particular.

La información estadística más confiable es la magnitud de los sismos ocurridos; sin embargo, lo que interesa es la intensidad que pueda presentarse en el sitio donde se va a construir una estructura. Es necesario, por tanto, establecer una relación entre magnitud e intensidad. Los parámetros básicos que definen las características del movimiento son la aceleración y velocidad máxima que una zona experimenta.

Para fines prácticos de diseño sismo-resistente, lo que normalmente interesa, es conocer la máxima sollicitación a la que se verá sujeta la estructura por efecto del sismo. Por tanto no es necesario conocer la historia completa de la respuesta, sino sólo su valor máximo. Para poder estimar esta respuesta máxima, el ingeniero civil se vale de un modelo matemático cuyas propiedades mecánicas y dinámicas se procuran sean las mismas que posee la estructura. Uno de estos modelos se caracteriza por ser un sistema dinámico en el que la masa está concentrada en un sólo punto, con una rigidez y amortiguamiento dado (ver fig. 3.8).

Con este modelo y la ayuda de metodología numéricas viables, se obtienen espectros de respuesta para distintos tipos de excitación sísmica. Un espectro de respuesta (ver fig. 3.9.) es una herramienta útil para el análisis y diseño sísmico.



Los espectros de aceleraciones proporcionan una medida directa para obtener la fuerza de inercia máxima que se induce en el sistema, al multiplicar la aceleración máxima (ordenada espectral), por la masa de la estructura.

Fig.3.8. Sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado.

$$F_x = m \cdot \ddot{u} \quad (3.8)$$

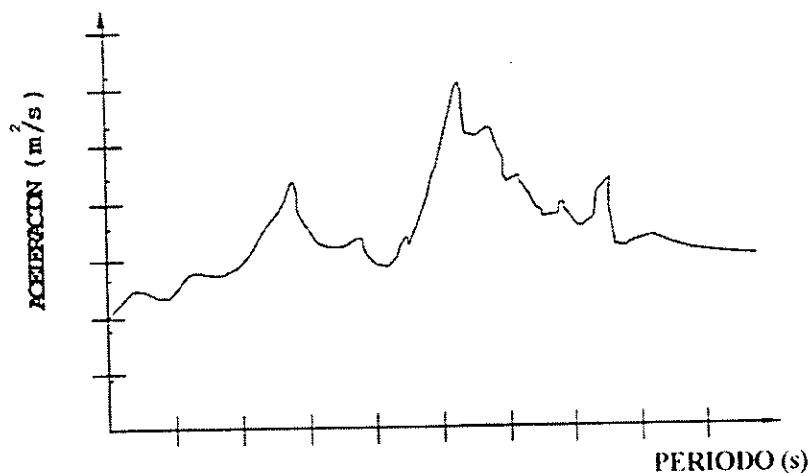
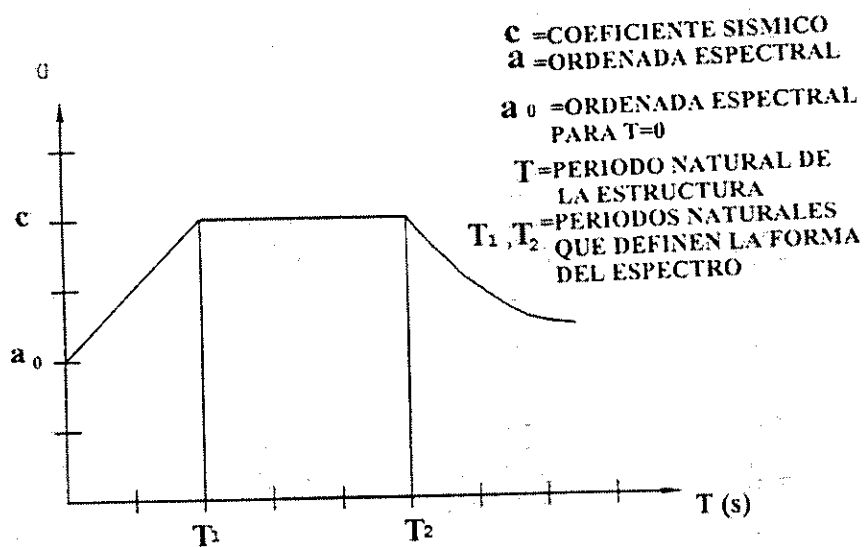


Fig. 3.9. Espectro de respuesta para diferentes valores de amortiguamiento.

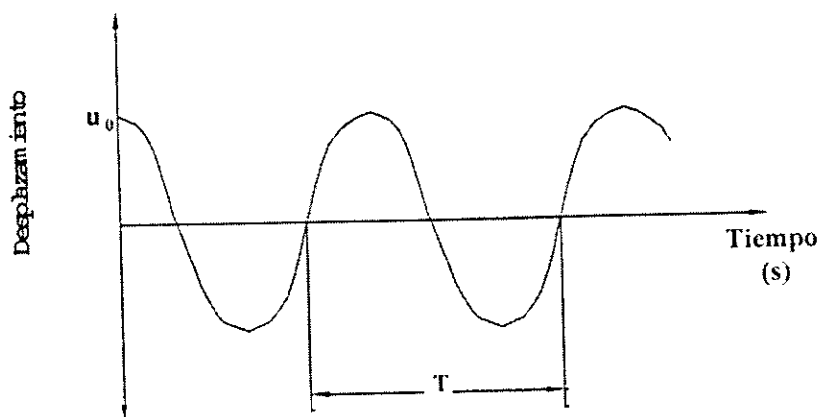


Para fines de diseño, se emplean espectros de diseño como el de la fig.(3.10), donde se toma en cuenta las incertidumbres en la valuación del período y la influencia del amortiguamiento y de los distintos tipos de suelo. Además el espectro de diseño se asocia con los niveles especificados de la resistencia del material (intensidad o capacidad de deformación).

Fig. 3.10. Espectro de diseño sísmico.

Para realizar el diseño sísmico de una estructura que se comporte adecuadamente bajo las condiciones de carga sísmica que se puedan presentar, se requiere conocer los posibles modos de respuesta, así como la conducta de la estructura.

La respuesta sísmica de una estructura, está representada por los valores adoptados de el período fundamental de vibración y del amortiguamiento, que son las principales características estructurales que determinan la respuesta de una estructura ante carga sísmica.

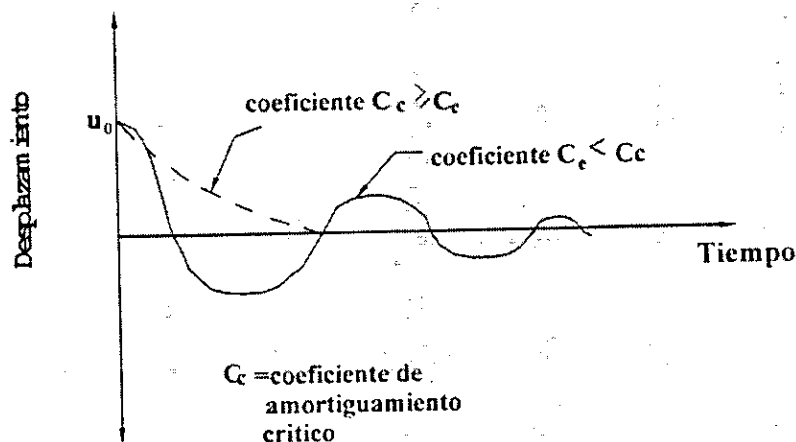


El período fundamental de vibración de una estructura ( $T$ ), es el tiempo que la estructura tarda para completar un ciclo de vibración (ver fig.3.11).

Fig. 3.11. Periodo de vibración de un sistema.

Así mismo la frecuencia natural de vibración es el número de ciclos por unidad de tiempo. Matemáticamente está dada por:  $f=1/T$  (hertz).

La energía absorbida en el rango lineal de la respuesta de una estructura, sujeta a una carga dinámica es debida primordialmente a su amortiguamiento. Amortiguamiento es considerado como un porcentaje del valor del amortiguamiento crítico, el cual es definido como la cantidad de amortiguamiento con el cual un sistema podría inhibir la oscilación continua de un disturbio inicial.



En la fig. 3.12 puede verse cómo el comportamiento de una estructura con amortiguamiento crítico no oscila (sólo se mueve de la posición inicial), mientras que estructuras con amortiguamiento menores al crítico experimentan oscilaciones con desplazamientos hacia ambos lados de la posición de equilibrio.

Fig. 3.12. Valoración libre para diferentes niveles de amortiguamiento.

### Clasificación para diseño sísmico

Es importante que en la determinación de las fuerzas sísmicas se tenga en mente el carácter y la importancia de la estructura a diseñar, con tal propósito el código de diseño ASME, presenta la clasificación sísmica siguiente:

**Clase I** Incluye instrumentos, equipos y estructuras que tienen un vital funcionamiento, los cuales deben de permanecer en el límite elástico ( $u= 1$  a  $1.3$ , donde "u" es el factor de ductilidad), para la segura operación de la misma, incluye componentes que podrían causar daños o pérdidas excesivas de vida o un fuerte impacto al medio ambiente. Ejemplos de éstos son sistemas de comunicación de emergencia, detectores de gotas, control de incendios, etc.

**Clase II** Incluye elementos para los cuales los requerimientos son ligeramente menos estrictos que los de la Clase I. Incluidos en esta clase están las partes que deben permanecer operando después de un temblor pero no necesariamente operar durante el evento y que pueden deformarse ligeramente en el rango inelástico ( $u=1.3$  a  $2$ ). Comprenden estructuras que son vitales, pero cuyo servicio puede ser interrumpido. Por ejemplo: tuberías, válvulas de operación, etc.

**Clase III** Incluye construcciones que pueden ser deformadas inelásticamente en una moderada excitación ( $u=2$  a  $3$ ), sin aceptar pérdidas de funcionamiento. Los soportes secundarios de una tubería son ejemplos de este tipo de estructuras.

**Clase IV** Son en general construcciones o equipos en los cuales se permite deformaciones considerables donde el límite de ductilidad puede ser altamente moderado ( $u=3$  ó más), dependiendo del material y del tipo de construcción.

### Tuberías

Las tuberías modernas son fabricadas de acero, material que presenta un buen comportamiento de ductilidad. Sin embargo, deberán de ser tomados en cuenta para el diseño sísmico los esfuerzos concentrados (incluyendo alta corrosión térmica) en juntas, conexiones o puntos de soporte, para asegurar que los niveles de ductilidad considerados en el análisis sean los correctos.

Los criterios de diseño indican factores de ductilidad, que están gobernados por el desarrollo de la relación resistencia-desplazamiento, éste último está definido por la deformación longitudinal en tensión o compresión, o por la rotación en las uniones o conexiones de un miembro flexible.

Para tener una buena tubería debe de mantenerse un buen control en la calidad de los materiales y en la inspección de la soldadura. La concentración de presiones debidas a la discontinuidad y no uniformidad de la soldadura, puede dirigir a la tubería a fallar en niveles de deformación más bajos que el de fluencia.

Cuando una tubería es forzada en compresión pueden presentarse arrugamientos en las paredes de la misma, debido a un pandeo local. Este arrugamiento puede calcularse teóricamente por efectos de compresión ( $\epsilon_c$ ) dado por la siguiente expresión:

$$\epsilon_c = 0.6 \ t/R$$

donde:

t es el espesor de la tubería  
R es el radio de la tubería



## IV CRITERIOS GENERALES

Los criterios generales de diseño son los documentos en los cuales se exponen las condiciones razonables de trabajo que se deben de tomar en cuenta para realizar el análisis y diseño de una estructura.

### IV.1 Teoría de la membrana para esfuerzos y deformaciones

En este subcapítulo se limitará la atención al análisis de cascarones de revolución sometidos a cargas distribuidas, tales como una presión interna o el peso propio del cascarón.

En la fig. 4.1 se ilustra una sección típica de un cascarón de espesor  $t$ , siendo la superficie media la que bisecta el espesor del cascarón y así, es recta en el sentido longitudinal y circular de radio  $R$  en el transversal.

La superficie centroidal es la que corta a las secciones longitudinal y transversal del cascarón en tal forma que es coincidente con los centroides de cada una. Así en la sección longitudinal la superficie centroidal y media son coincidentes.

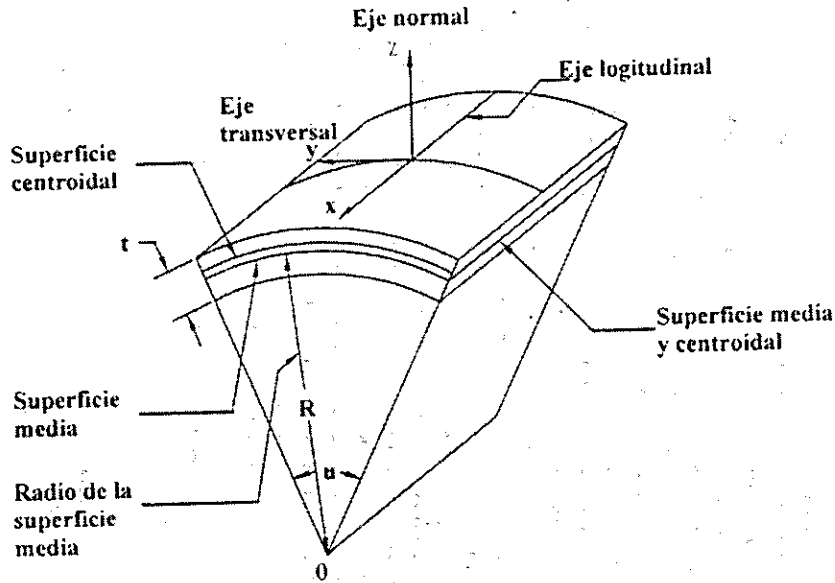


Fig. 4.1. Elemento típico de cascarón.

La superficie cilíndrica de un cascarón (ver fig. 4.1) puede ser representada en un sistema coordenado tridimensional con centro en O, situado en el centro del claro del tramo del cilindro y en el centro de curvatura del cascarón. El eje X coincide con el eje longitudinal del cilindro, ya que Y y Z son los ejes horizontal y vertical respectivamente.

Para simplificar los cálculos matemáticos la ordenada  $y$  es remplazada por la constante  $R$  y es función del ángulo central,  $u$ , medido desde el eje vertical ( $y=Ru$ ).

La carga externa uniformemente distribuida, que actúa sobre la membrana, se compone del peso de ésta y su magnitud es tomada como peso por unidad de área,  $\omega$ .

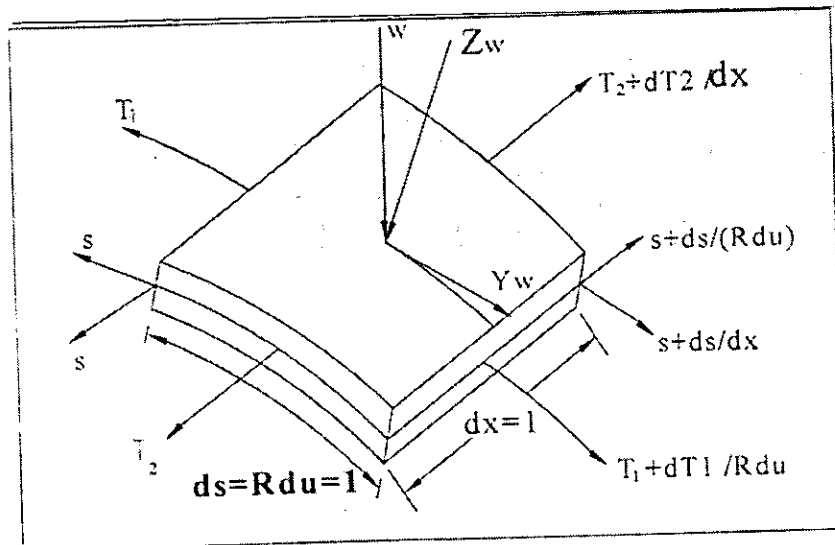


Fig. 4.2. Esfuerzos internos.

Los esfuerzos internos por unidad de espesor de la membrana, actuando en la dirección "x" y "y" respectivamente son  $T_2$  y  $T_1$ . Los esfuerzos cortantes "s" son considerados idénticos debido a la nula consideración de los esfuerzos de torsión (ver fig.4.2).

Los momentos de flexión y esfuerzos cortantes perpendiculares a la membrana, no son considerados, debido a que no se desarrollan estas cargas con una magnitud significativa.

Para establecer las ecuaciones estáticas de equilibrio entre las fuerzas externas y las internas, la unidad de carga  $\omega$ , se descompone en sus componentes normal y tangencial  $Z\omega$  y  $Y\omega$ , respectivamente (ver fig.4.2).

La fuerza  $Z\omega \cdot dx \cdot Rdu$ , que actúa sobre el elemento de membrana  $dx \cdot Rdu$ , es resistido por las componentes normales de los esfuerzos  $T_1$  que actúan en la dirección radial (ver fig.4.3).

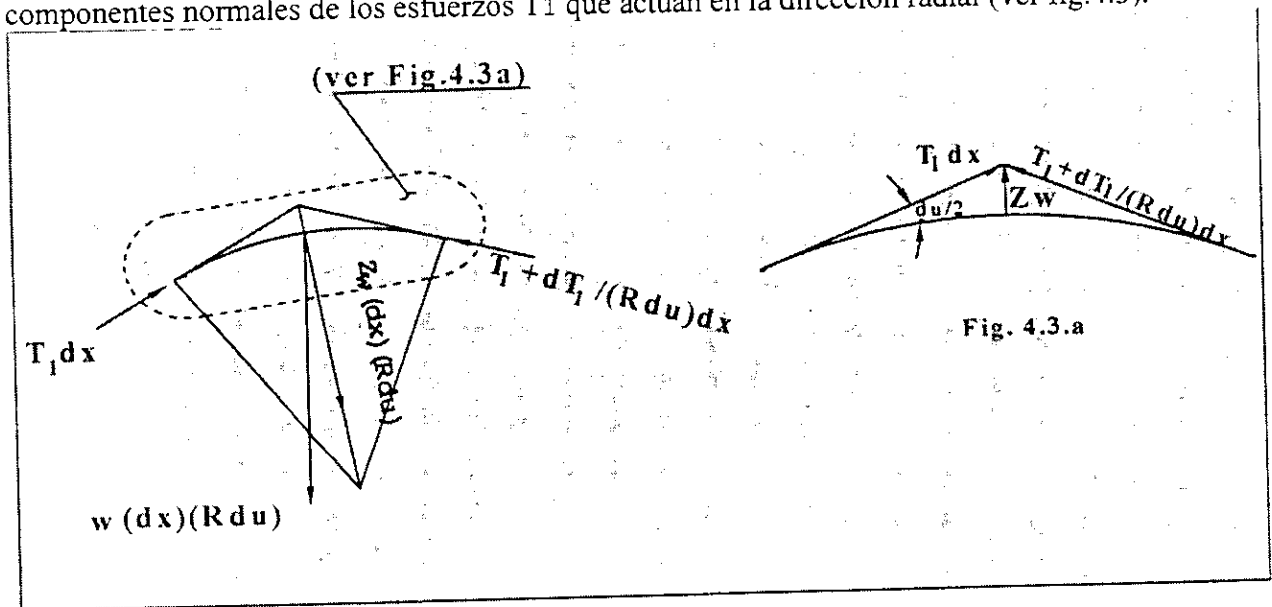


Fig.4.3. Equilibrio de esfuerzos.

De la fig. 4.3 se obtiene el siguiente equilibrio:

$$Z\omega \cdot dx \cdot Rdu + [2T_1 \cdot dx \cdot \text{sen}(du/2) + dT_1 / (Rdu) dx \cdot \text{sen}(du/2)] = 0 \quad (4.1)$$

Como para pequeños ángulos el  $\text{sen}(du/2)$ , puede ser tomado como  $du/2$ , y el último término de la ecuación (4.1), se desprecia por ser el producto de cantidades pequeñas. La ecuación 4.1 se reduce a:

$$Z\omega \cdot dx \cdot Rdu + 2T_1 \cdot dx \cdot du/2 = 0, \text{ dividiendo por } (dx \cdot du) \text{ ambos términos se tiene:}$$

$$T_1 = -R \cdot Z\omega \quad (4.2)$$

En la dirección longitudinal, el incremento de esfuerzo  $T_2 \cdot R\delta u$  es equilibrado por el incremento de esfuerzo  $S$  que actúa a lo largo de  $dx$ :

$$(\delta T_2 / \delta x) \cdot dx \cdot R\delta u + \delta S / (R\delta u) \cdot R\delta u \cdot dx = 0,$$

entonces:

$$\delta T_2 / \delta x = -\delta S / (R\delta u) \quad (4.3)$$

En la dirección transversal, la fuerza  $Y\omega \cdot \delta x \cdot R\delta u$ , es resistida por el incremento de esfuerzo  $T_1 \delta x$  y el incremento de esfuerzo  $S$  que actúa a lo largo de  $R\delta u$  y es:

$$Y\omega \cdot dx \cdot R\delta u + \delta T_1 / (R\delta u) \cdot R\delta u \cdot dx + \delta S / \delta x \cdot dx \cdot R\delta u = 0$$

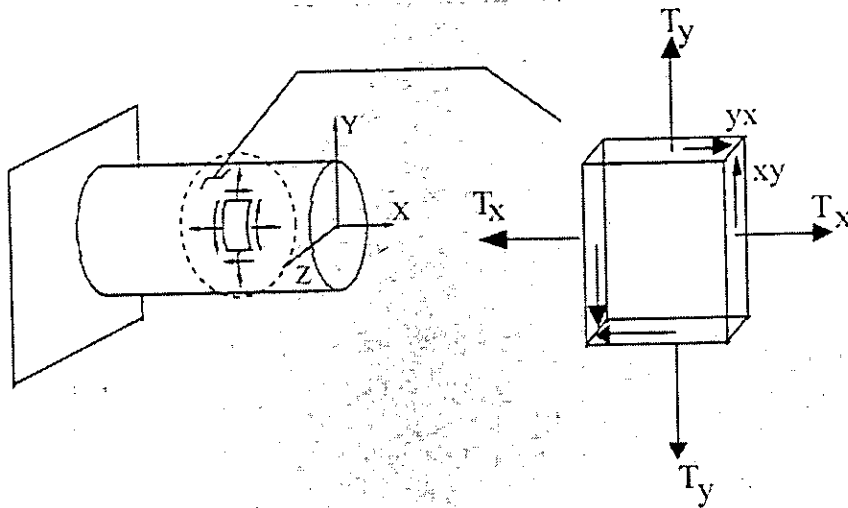
entonces:

$$\delta S / \delta x = -\delta T_1 / (R\delta u) - Y\omega \quad (4.4)$$

#### IV.2 Criterios generales en el análisis y diseño por solicitaciones permanentes

Como ya se mencionó, el objetivo de este capítulo es el de presentar la teoría para el diseño estructural de líneas de conducción, para un proyecto hidroeléctrico.

En el análisis de conducciones a presión, es común suponer que el espesor  $t$ , del cascarón, es despreciable en comparación con el radio del cilindro y que la membrana en su mayor parte está sujeta a tensión de viga y a esfuerzos de anillo. Estas hipótesis permiten tratar al cascarón como si fuera una membrana en la que existen sólo esfuerzos uniformes en el plano. En la membrana como ya se mencionó, no se desarrollan momentos flexionantes ni fuerzas cortantes transversales importantes. Una membrana es una analogía bidimensional de una cuerda flexible, pero que puede resistir esfuerzos de compresión.



Tal situación se puede representar por una placa en la cual dos de las caras están libres de esfuerzos (ver fig. 4.4). Si el eje Z, se escoge perpendicular a esta cara, se tiene que  $\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$  y las únicas componentes resultantes son  $\sigma_x, \sigma_y$ , y  $\tau_{xy}$ , (fig. 4.4).

Fig. 4.4. Esfuerzos de membrana.

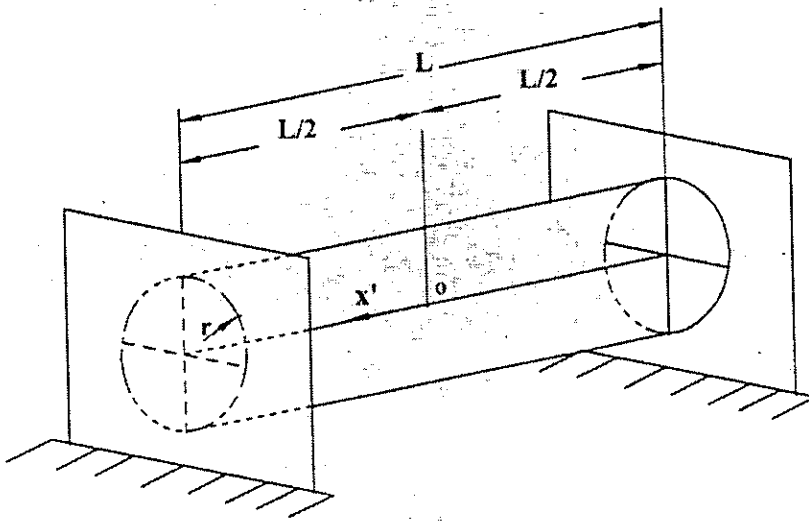


Fig. 4.5. Tramo de conducción.

En la figura 4.5 se muestra un tramo de conducción horizontal conectados y soportados por dos atiesadores, mismos que impiden la deformación longitudinal de la conducción.

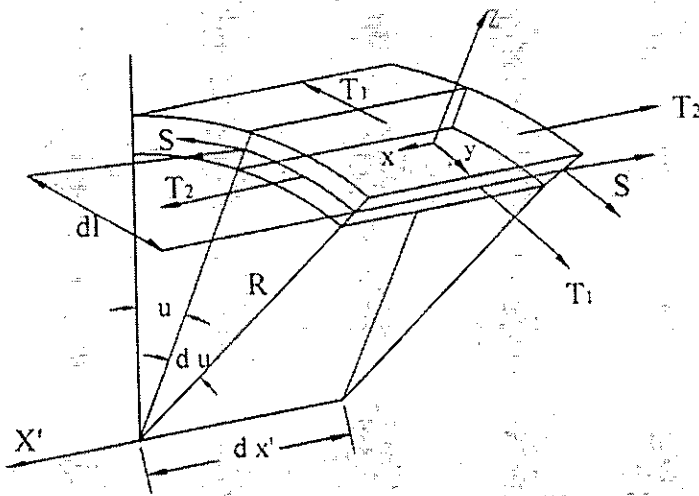


Fig. 4.6. a)

El cálculo de esfuerzos es con base a la teoría general de la membrana cilíndrica. En la figura 4.6 se muestra un pequeño elemento de la membrana de una conducción.

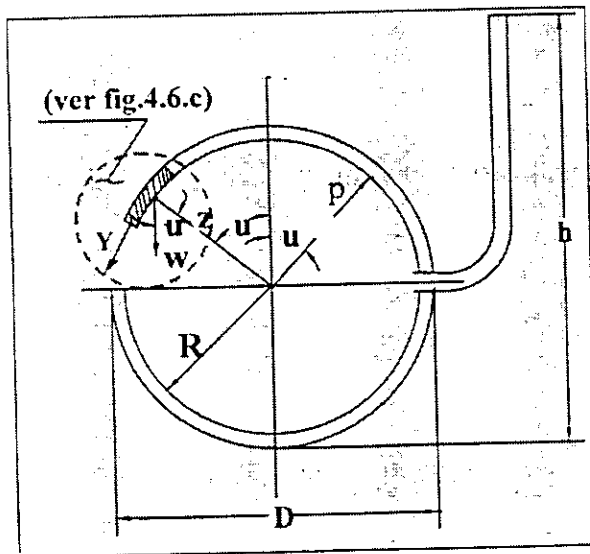


Fig. 4.6. b). Sección membrana

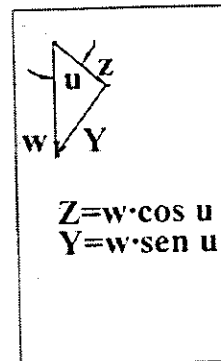


Fig.4.6.c). Componentes de carga.

Esfuerzos por carga muerta

El elemento de la figura 4.6 está en equilibrio por las componentes de carga  $T_1, T_2$  y la fuerza cortante  $S$ , con pesos de igual magnitud en las cuatro caras paralelas a  $Z$ ;  $z$  es la componente de carga radial de la membrana y  $R$  el radio de curvatura del cilindro y designando a  $\omega$  como el peso de la tubería por unidad de área

Substituyendo los valores de las componentes de carga:

$$Z = \omega \cdot \cos u$$

$$Y = \omega \cdot \operatorname{sen} u$$

de la ecuación 4.2 se tiene:

$$T_1 = -R(\omega \cdot \cos u) \quad (4.5)$$

De la ecuación (4.4) y tomando  $Y\omega = \omega \cdot \operatorname{sen} u$  (ver fig.4.6.b) se puede obtener:

$$\delta S / \delta x = -\delta T_1 / (R \delta u) - Y\omega$$

$$S = -\int (\delta T_1 / (R \delta u)) dx - \int (\omega \cdot \operatorname{sen} u) dx$$

$$S = -\delta T_1 / (R \delta u) \cdot x - \omega \cdot \operatorname{sen} u \cdot x + C_1$$

$$S = -(\delta T_1 / (R \delta u) + \omega \cdot \operatorname{sen} u) x + C_1$$

Considerando la ecuación (4.5):

$$\delta T_1 / (R \delta u) = \delta(-R \cdot \omega \cdot \cos u) / (R \delta u) = -\delta(\omega \cdot \cos u) / \delta u = \omega \cdot \operatorname{sen} u$$

$$S = -(\omega \cdot \operatorname{sen} u + \omega \cdot \operatorname{sen} u) x + C_1$$

$$S = -2\omega \cdot \operatorname{sen} u \cdot x + C_1$$

La constante de integración  $C_1$ , es valuada de las condiciones en los límites de integración. Para  $x=0$ ,  $S=0$ , por lo tanto  $C_1=0$  y :

$$S = -2\omega \cdot \operatorname{sen} u \cdot x \quad (4.6)$$

también:

$$\delta S / (R \delta u) = \delta(-2\omega \cdot \operatorname{sen} u \cdot x) / (R \delta u) = (-2\omega \cdot x \cdot \cos u) / R$$

y de la ecuación (4.3) se tiene:

$$T_2 = -\int (-2\omega \cdot x \cdot \cos u / R) dx = 2\omega \cdot \cos u / R \cdot \int x dx$$

$$T_2 = 2\omega \cdot \cos u / R \cdot (x^2/2) + C_2 = (x)^2 \cdot \omega \cdot \cos u / R + C_2$$

donde  $T_2 = 0$  cuando  $x = \pm L/2$  (ver fig. 4.5) y así:

$$C_2 = -(L/2)^2 \cdot \omega \cdot \cos u / R = -(L^2/4) \cdot \omega \cdot \cos u / R$$

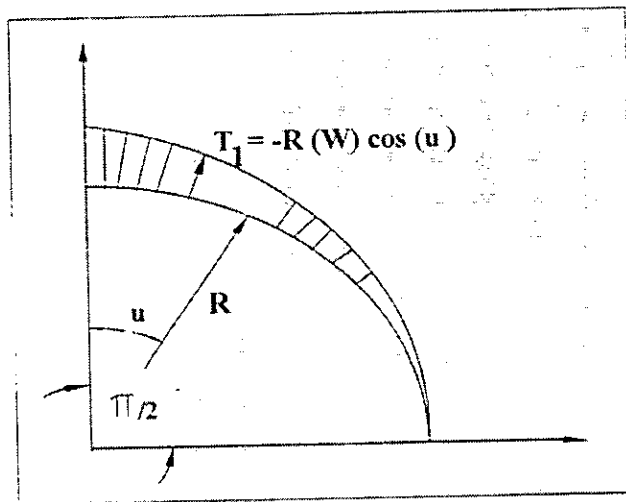
$$C_2 = -\omega \cdot L^2 \cdot \cos u / (4R)$$

y por tanto:

$$T_2 = \omega \cdot x^2 \cdot \cos u / R - \omega \cdot L^2 \cdot \cos u / (4R)$$

$$T_2 = \omega / R [(x)^2 - L^2/4] \cos u \quad (4.7)$$

Los esfuerzos unitarios se obtienen dividiendo las expresiones por el espesor de la membrana (t).



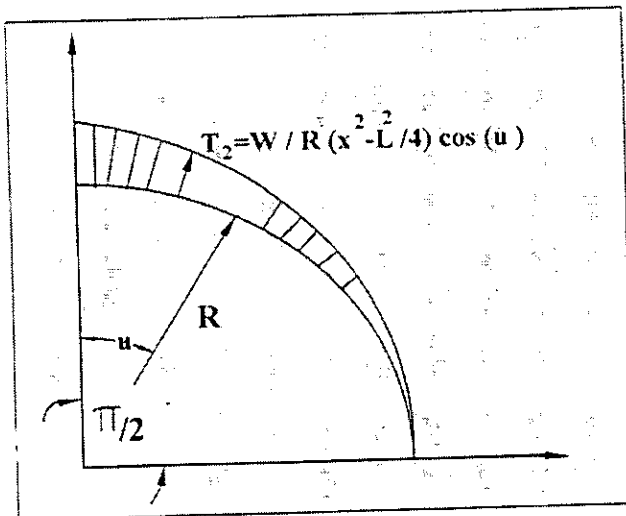
La ecuación  $T_1 = -R \cdot \omega \cdot \cos u$ , muestra que el esfuerzo de anillo es independiente de la longitud completa, ya que éste es constante a lo largo de  $x$  y varía en la dirección radial, el máximo valor ocurre en la parte superior (compresión) y en la parte inferior (tensión):

$T_1 \text{ máx} = -R\omega$ , como se observa en la fig. 4.7

*Fig. 4.7. Distribución de esfuerzos circunferenciales.*

La ecuación 4.7, muestra que el esfuerzo longitudinal de membrana es también parecido con el obtenido por la teoría ordinaria de flexibilidad, pero la primera definiendo una línea de esfuerzos distribuidos  $\cos u$  (ver fig. 4.8).





$T_{2\text{máx}} = -\omega \cdot L^2 / (4R)$ , que representa la compresión en la clave del cascarón a la mitad del claro, es decir para  $x = 0$  y  $u = 0$  (ver fig. 4.8).

Fig. 4.8. Distribución de esfuerzos longitudinales.

Aplicando la teoría ordinaria de flexibilidad, se considera a la membrana como una viga simplemente apoyada con la carga previamente dada, con lo que el momento máximo es:

$$M_{\text{máx}} = 2\pi \cdot R(\omega \cdot L^2) / 8$$

El módulo de sección de un anillo circular se puede calcular con  $\pi / 32 \cdot [(D^4) - (d^4)] / D$ , donde  $D$  es el diámetro exterior y  $d$  es el diámetro interior. Un término alternativo para calcular el módulo de sección es con  $\pi \cdot r^2$ , sustituyendo este valor en el esfuerzo máximo de viga:

$$f_{\text{máx}} = M_{\text{máx}} / S = 2\pi \cdot R(\omega \cdot L^2) / (8 \cdot \pi \cdot t \cdot R^2) = \omega \cdot L^2 / (4 \cdot R \cdot t) \quad (4.8)$$

Si se comparan los valores de la ecuación (4.7) para su valor máximo, con el de la ecuación (4.8) son iguales.

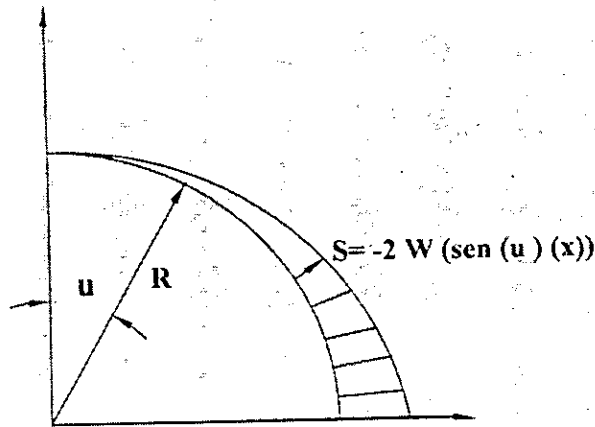


Fig. 4.9. Distribución de esfuerzos cortantes.

Por lo que respecta al máximo esfuerzo cortante éste se presenta en el final o principio del claro, en donde termina el primer cuarto de circunferencia (cuando  $u=90^\circ$ ), similar al flujo de cortante en una sección circular con una carga aplicada  $T$ , en el borde superior (ver fig. 4.9) y de la ecuación (4.6) tenemos:

$$S_{\text{máx}} = -2 \cdot \omega \cdot \text{sen} u \cdot x; \quad \text{para } x = L/2 \\ u = 90^\circ$$

$$S_{\text{máx}} = -2\omega \cdot \text{sen} 90^\circ \cdot L/2 = -\omega L$$

El caso de carga desarrollado ha sido la condición por carga muerta (peso propio). A continuación se desarrollará un segundo caso.

### Esfuerzos en conducciones llenas

Asignando el peso volumétrico unitario de un líquido a la letra  $q$ , precisamente en la parte superior de la conducción, con  $u=0^\circ$ , las componentes de carga son dadas por las siguientes expresiones (ver fig. 4.6.b).

$Z = -q \cdot R(1 - \cos u)$ ;  $Y = -q \cdot R(\text{sen} u)$ , que para  $u = 0$ ,  $Y = -q \cdot R(\text{sen}(0)) = 0$ ;  $x = 0$  (ya que es una sección en el plano  $z, y$ ).

De la ecuación (4.2) con  $T_1 = -RZ$  se tiene:

$$T_1 = -R[-q \cdot R(1 - \cos u)] = q \cdot R^2 (1 - \cos u) \quad (4.9)$$

Prosiguiendo como se realizó para el caso de carga muerta, de la ecuación (4.4):

$$\delta S / \delta x = -\delta T_1 / (R \delta u) - Y \omega$$

$$S = - \int [\delta T_1 / (R \delta u)] dx = -\delta T_1 / (R \delta u) \cdot x + C_1$$

sustituyendo  $T_1$ :

$$-\delta T_1 / (R \delta u) = -\delta [q \cdot R^2 (1 - \cos u)] / (R \delta u) = -(\delta(q \cdot R) - (q \cdot R \cdot \cos u)) / \delta u = \delta(q \cdot R \cdot \cos u) / \delta u = -q \cdot R \cdot \operatorname{senu}$$

y sustituyendo el valor de  $-\delta T_1 / (R \delta u)$  en  $S$  se tiene:

$$S = -\delta T_1 / (R \delta u) \cdot x = -(q \cdot R \cdot \operatorname{senu}) x$$

$$S = -q \cdot R \cdot \operatorname{senu} \cdot x \quad (4.10)$$

De la ecuación (4.3):

$$\delta T_2 / \delta x = -\delta s / (R \delta u)$$

$$T_2 = -\int \delta s / (R \delta u) dx$$

y sustituyendo  $s = -q \cdot R \cdot \operatorname{senu} \cdot x$

$$T_2 = -\int (-q \cdot R \cdot \operatorname{senu} \cdot x / (R \delta u)) dx = q \cdot \operatorname{senu} / (\delta u) \cdot \int x dx$$

$$T_2 = q \cdot \cos u \cdot x^2 / 2 + C_2; \quad \text{para } x = L/2 \text{ el valor de } T_2 = 0$$

$$\Rightarrow C_2 = -q \cdot \cos u \cdot x^2 / 2 = q \cdot \cos u \cdot (L/2)^2 = -q \cdot \cos u \cdot L^2 / 8$$

y sustituyendo  $C_2$  en  $T_2$ :

$$T_2 = q \cdot \cos u \cdot (x^2 / 2) - q \cdot \cos u \cdot (L^2 / 8)$$

$$T_2 = -q / 8 \cdot \cos u \cdot [L^2 - 4x^2] \quad (4.11)$$

En la ecuación (4.9) se observa que el esfuerzo de anillo es de tensión, y su valor es de cero en la parte superior del tubo y su máximo valor es en la parte inferior del mismo a lo largo de toda la longitud del claro. Es interesante notar que el esfuerzo longitudinal debido al peso del líquido es independiente del diámetro del conducto.

**Esfuerzos directos combinados**

Combinando los casos de carga anterior y designando al máximo esfuerzo unitario de anillo por  $f_r$  (máximo esfuerzo de anillo en la membrana de la conducción totalmente llena) y tomando las ecuaciones (4.5) y (4.9), con  $D = 2R$ , se tiene:

$$T_1 = -R \cdot \omega \cdot \cos u + q \cdot R^2(1 - \cos u),$$

como  $T_1$  es máximo para  $u = 180^\circ$ :

$$T_1 = -R \cdot \omega(-1) + q \cdot R^2[1 - (-1)]$$

$T_1 = R \cdot \omega + 2q \cdot R^2$ , como se mencionó anteriormente, para obtener el esfuerzo unitario se divide  $T_1$  por el espesor de la membrana ( $t$ ).

$$f_r = R \cdot \omega / t + 2q \cdot R^2 / t$$

como  $D = 2R$ :

$$f_r = D \cdot \omega / (2t) + 2 \cdot q(D/2)^2 / t = D \cdot \omega / (2t) + q \cdot D^2 / (2t)$$

$$f_r = D / (2t) [\omega + q \cdot D] \quad (4.12)$$

Estos esfuerzos ocurren en el fondo de la membrana cuando la tensión debida a la carga muerta es incrementada a causa del peso del líquido.

Si la conducción está bajo presión, correspondiente a una carga hidrostática  $h$ , sobre el fondo de la conducción (ver fig. 4.6.a), entonces el máximo esfuerzo combinado de anillo designado por  $f_r$  será:

$$f_r = D / (2t) [\omega + qh] \quad (4.13)$$

El esfuerzo longitudinal máximo combinado ( $f_L$ ), es obtenido de las ecuaciones (4.7) y (4.11); con  $x=0$  y  $u=0^\circ$  ó  $u=\pi$ , con  $d=2R$  y dividiendo entre ( $t$ ) se tiene:

$$f_L = \omega / (t \cdot R) [x^2 - L^2/4] \cos u - q / (8t) [L^2 - 4x^2] \cos u$$

$$f_L = -\omega/(t \cdot R)(L^2/4)\cos u - q \cdot L^2/(8t) \cdot \cos u$$

y como ( $\cos 0^\circ = 1$ ):

$$f_L = -2\omega/(t \cdot D)(L^2/4) - q \cdot L^2/(8t) = -L^2 \cdot \omega/(2D \cdot t) - q \cdot L^2/(8t)$$

$$f_L = \pm L^2/(4t)[2\omega/D + q/2] \quad (4.14)$$

Esto demuestra que, en caso de líneas de conducción, el esfuerzo longitudinal puede también ser derivado de la teoría de la viga continua.

Si la tubería es sometida a la expansión y/o contracción debido a los cambios de temperatura, el esfuerzo longitudinal debido a esta causa se presentará sobre el esfuerzo  $f_L$ , sin embargo, colocando juntas de expansión y con la presencia de la resistencia a fricción en los apoyos, los esfuerzos por temperatura prácticamente pueden ser eliminados.

#### IV.2.1 Esfuerzos provocados por cargas de presión

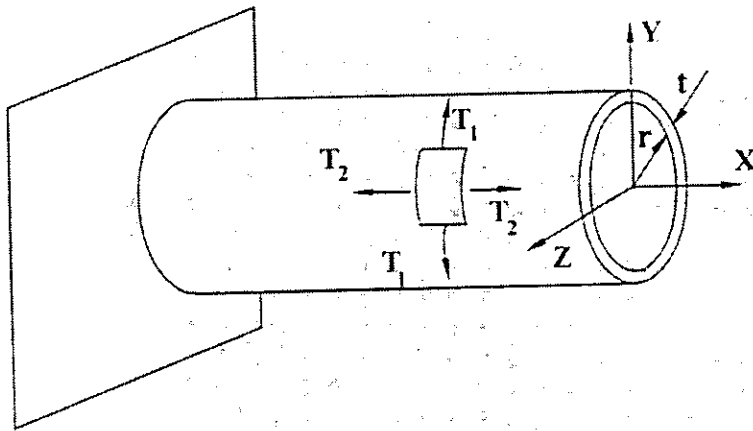
Los recipientes a presión son estructuras cerradas que contienen líquidos o gases a presión. Las paredes curvas de los recipientes sujetos a presión, a menudo son muy delgadas en comparación con el diámetro y la longitud del recipiente, en tales casos se encuentran en la clase general de estructuras conocidas como cascarones.

El término de pared delgada no es preciso, pero una regla general es que la relación del radio  $R$ , al espesor de la pared  $t$ , debe de ser mayor que 10, a fin de que podamos determinar los esfuerzos en la pared con exactitud razonable mediante un análisis estático. Un segundo límite es que la presión interna debe de ser mayor que la externa; de lo contrario el cascarón puede fallar por colapso debido al pandeo.

Los recipientes de pared delgada, constituyen una aplicación importante del análisis de esfuerzos planos. Como sus paredes oponen poca resistencia a la flexión, puede suponerse que las fuerzas internas ejercidas sobre una parte de la pared, son tangenciales a la superficie del recipiente (ver fig. 4.10).

Los esfuerzos resultantes en un elemento de pared delgada, estarán contenidos en un plano tangente a la superficie del recipiente.

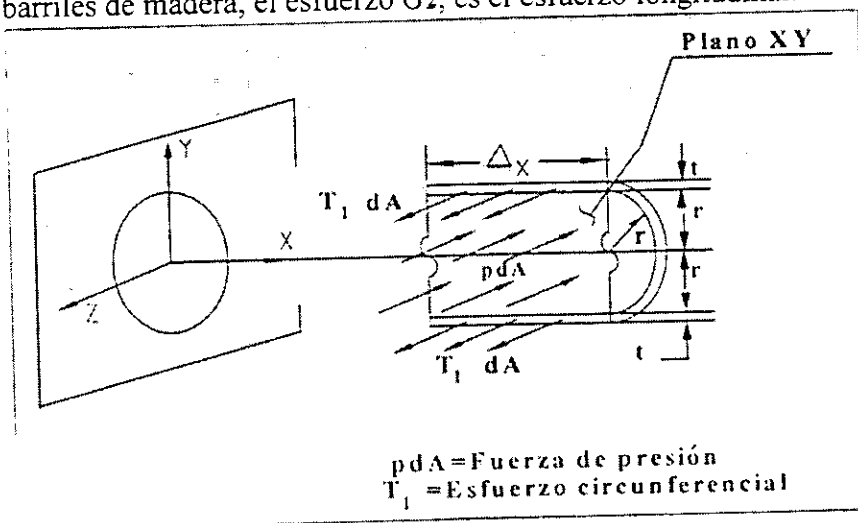
El análisis de esfuerzos en recipientes de pared delgada, se limitará a los dos tipos que se encuentran con mayor frecuencia: recipientes cilíndricos y esféricos.



Considérese un recipiente cilíndrico de radio interior  $r$ , y espesor de pared  $t$ , que contiene un fluido a presión (ver fig.4.10), se van a determinar los esfuerzos ejercidos sobre un pequeño elemento de pared delgada, con lados respectivamente paralelos y perpendiculares al eje del cilindro.

Fig.4.10. Recipiente cilíndrico

Debido a la simetría axial del recipiente y de su contenido, es claro que no se ejercen esfuerzos cortantes sobre el elemento. Los esfuerzos normales  $\sigma_1(T_1)$  y  $\sigma_2(T_2)$ , mostrados en la fig. (4.10), son por tanto esfuerzos principales. El esfuerzo  $\sigma_1$ , se conoce como esfuerzo de costilla o circunferencial, y un ejemplo de caso típico de este tipo de esfuerzo se presenta en los aros de los barriles de madera, el esfuerzo  $\sigma_2$ , es el esfuerzo longitudinal.



Para determinar los esfuerzos circunferenciales  $\sigma_1$ , se retira una porción del recipiente y su contenido limitado por dos planos YZ, con una distancia  $\Delta x$  de separación entre ellos (ver fig. 4.11).

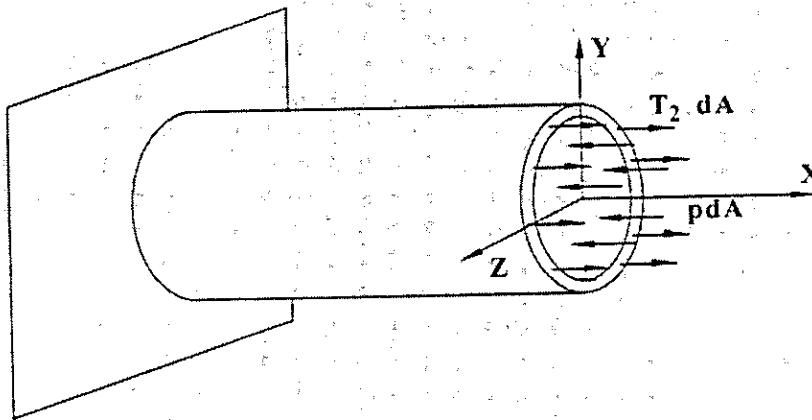
Fig. 4.11. Esfuerzos circunferenciales.

Las fuerzas paralelas al eje Z, que actúan en el cuerpo libre así definido, consisten en las fuerzas internas elementales  $p dA$ , ejercidas sobre la porción del fluido, incluido en el cuerpo libre.

Nótese que  $p$  es la presión manométrica del fluido, es decir, el exceso de la presión interna sobre la presión atmosférica exterior. La resultante de las fuerzas internas, es igual al producto de  $\sigma_1$  y del área transversal  $2t \cdot \Delta x$  de la pared, mientras que la resultante de las fuerzas  $p dA$  es el producto de la presión  $p$  y el área  $2r \cdot \Delta x$ . Escribiendo la ecuación de equilibrio  $\sum F_z = 0$  se tiene:

$\sigma_1(2t \cdot \Delta x) - p(2r \cdot \Delta x) = 0$ , y resolviendo para el esfuerzo circunferencial  $\sigma_1$ :

$$\sigma_1 = p \cdot r / t \quad (4.15)$$



Para determinar el esfuerzo longitudinal  $\sigma_2$ , se realiza un corte perpendicular al eje x y se considera el cuerpo libre, que consta de la parte del recipiente y de su contenido a la izquierda de la sección (ver fig. 4.12).

*Fig. 4.12. Esfuerzos Longitudinales.*

Las fuerzas que actúan en este cuerpo libre son las fuerzas internas elementales  $\sigma_2 dA$ , en la sección de pared y las fuerzas elementales de presión  $p dA$ , ejercidas sobre la porción de fluido, incluido en el cuerpo libre. Notando que el área de la sección de fluido es  $\pi \cdot r^2$ , y que el área de la sección de la pared  $2\pi \cdot r$  del cilindro por su espesor de pared  $t$ , se escribe la ecuación de equilibrio:

$\sigma_2(2\pi \cdot r \cdot t) - p(\pi \cdot r^2) = 0$  y despejando el esfuerzo longitudinal :

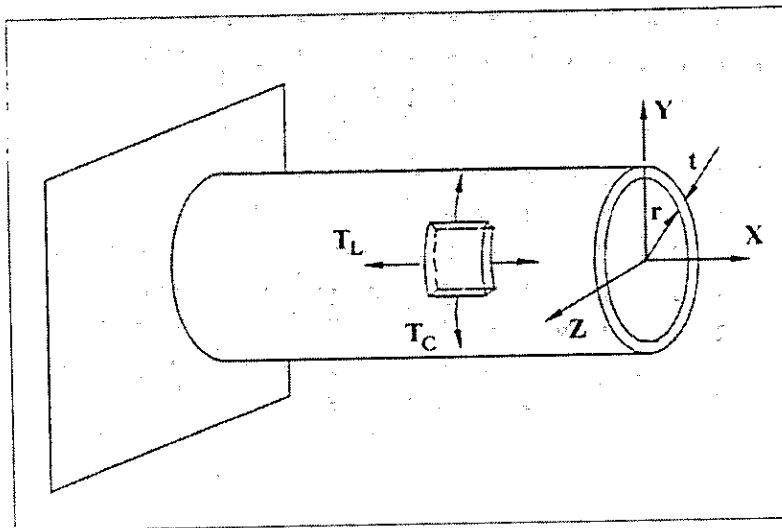
$$\sigma_2 = p \cdot r / (2t) \quad (4.16)$$

Observando que en las ecuaciones (4.15) y (4.16), el esfuerzo circunferencial  $\sigma_1$  es el doble del esfuerzo longitudinal  $\sigma_2$ :

$$\sigma_1 = 2\sigma_2.$$

Para efectos de análisis y recordando lo expuesto se admiten las siguientes consideraciones:

- Las tensiones normales producidas por la presión interna en tubos de pared delgada, son de dos tipos, longitudinales y circunferenciales.
- Las tensiones y deformaciones que se generan en la membrana del tubo, están uniformemente distribuidos en el espesor de la pared y son simétricos al eje del cilindro.
- Debido a la simetría de la sección transversal del recipiente y de su contenido, es claro que debido a la presión interna no se producen esfuerzos cortantes sobre la membrana del cilindro. Los esfuerzos normales (longitudinales y circunferenciales) son, por tanto, esfuerzos principales (ver fig. 4.13).
- No debe haber discontinuidad en la estructura.



$$T_L = T_2 = \text{esfuerzo longitudinal} \\ = p \cdot r / t$$

$$T_C = T_1 = \text{esfuerzo circunferencial} \\ = 2(\sigma_2 = \text{esfuerzo circunferencial}) \\ = 2\sigma_L = 2P \cdot r / t$$

p es la presión interna  
r es el radio interior  
t es el espesor de la placa

Fig. 4.13. Esfuerzos producidos por la presión interna.

#### IV.-3 Crterios generales en el análisis y diseño sísmico

El propósito de los criterios de diseño sísmico para el proyecto de una tubería es el alcanzar un diseño balanceado para soportar los efectos de temblores, siendo seguro y económicamente factible.



Al proponer criterios de diseño se debe tomar en cuenta las consideraciones de la naturaleza e importancia del proyecto, implicación de costo, altos riesgos, seguridad pública, pérdida de productos o servicios y daños al medio ambiente.

Los criterios de diseño y recomendaciones generalmente describen los movimientos sísmicos que se deben tomar en cuenta y la probabilidad razonable de que se generen determinadas fuerzas sísmicas. La base de la formación de estos criterios y recomendaciones, involucran el considerar niveles aceptables de riesgo sísmico.

Por consiguiente los factores más importantes que deben de ser considerados en el análisis y diseño son:

- 1) Características geométricas y propiedades mecánicas del tipo de estructura, tales como resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía y para deformarse ductilmente.
- 2) Distribución de la capacidad y mecanismos que éstas pueden producir.
- 3) Uniformidad de la ductilidad de la estructura.
- 4) Convenientes sistemas de anclaje.
- 5) Conveniente diseño de conexiones.
- 6) El uso de adecuadas especificaciones de diseño.

De igual importancia son las consideraciones de construcción, tales como métodos y equipos de trabajo y la calidad en la supervisión.

Enfocando este estudio al análisis de las conducciones apoyadas en la superficie del terreno, se asume que la excitación sísmica sea idéntica en todos los puntos de la base de la estructura. Sin embargo, para una tubería sobre el terreno que recorre una distancia relativamente larga, la variación de ondas sísmicas deberá ser considerada. Diferentes puntos de apoyo a lo largo de la tubería estarán sujetos a excitaciones que difieren en amplitud. El análisis adoptado debe tomar en cuenta movimientos de la tubería sobre el soporte y entre soportes.

El problema de análisis en tuberías es normalmente reducido a considerar dos direcciones de análisis, horizontal y vertical. Generalmente los esfuerzos producidos en una tubería por movimientos verticales del terreno, son relativamente pequeños y el diseño consiste primordialmente en deformaciones horizontales.

Un análisis sísmico riguroso de las tuberías superficiales, llevaría a calcular además de los efectos de las fuerzas de inercia, los efectos de los movimientos relativos de los apoyos, así para tuberías no enterradas, que tengan apoyos fijos (silletas, pedestales, etc.), la acción sísmica es transmitida por los soportes a la conducción. El comportamiento de este tipo de estructuras, puede estudiarse satisfactoriamente con modelos de vigas continuas, sometidas a movimientos laterales de la base.

Para llevar acabo el análisis sísmico de tuberías superficiales se puede proseguir de la siguiente forma:

Se calcula el período natural de vibración del tramo en estudio, el cual se determina de la siguiente manera:

$$T=2/\pi[m \cdot (L^4)/(E \cdot I)]^{1/2} \quad (4.17)$$

donde:

- m** es la masa por unidad de longitud de la tubería.
- L** es la longitud del tramo en cuestión.
- I** es el momento de inercia de la sección transversal.
- E** es el módulo de elasticidad del material.

Conocido el período natural de vibración, se obtiene la aceleración sísmica del espectro de diseño correspondiente (ver fig. 3.10 ). El producto de esta aceleración y la masa por unidad de longitud de la tubería, proporciona la fuerza sísmica por unidad de longitud, que actúa en el tramo en cuestión. El principio básico de diseño adquirido, es que los apoyos deben estar diseñados de tal manera que soporten las fuerzas inducidas en ellos por el sismo.

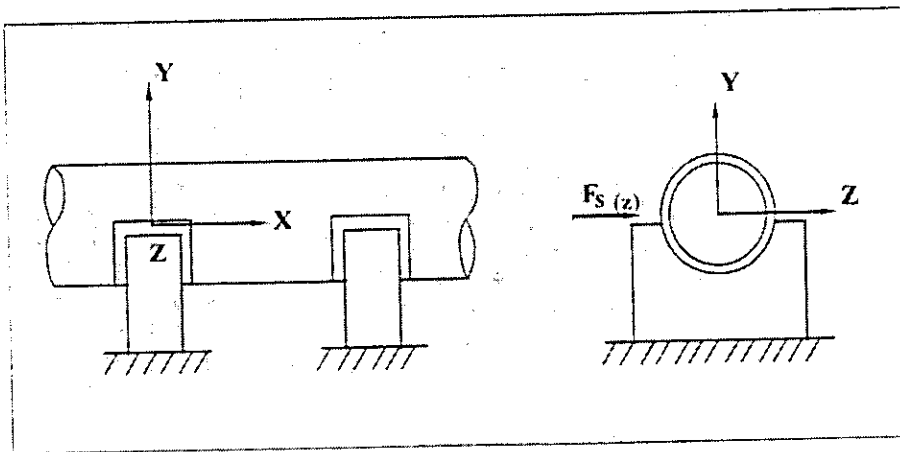
Para la obtención de los esfuerzos producidos por las acciones sísmicas, se puede adoptar el método de análisis estático simplificado, con el cual se obtienen los siguientes elementos mecánicos, los que generalmente se concentran en las zonas próximas a los apoyos.

Conociendo la masa por unidad de longitud [ $\text{kg}\cdot\text{seg}^2/\text{m}^2$ ], la longitud entre apoyos [m.], el módulo de elasticidad del material [ $\text{kg}/\text{m}^2$ ] y el momento de inercia [ $\text{m}^4$ ], podemos determinar el período:

$$T = 2/\pi [m \cdot L^4 / (E \cdot I)]^{1/4} \quad [\text{s}]$$

Conocido el período se obtiene la aceleración sísmica ( $a_s$ ), y por consiguiente la fuerza sísmica:

$$F_{\text{sísmica}} = m \cdot a_s \quad [\text{kg}/\text{m}]$$



Esta fuerza sísmica es transmitida por los soportes a la conducción, la cual como se mencionó anteriormente, puede analizarse con modelos de viga continua sometidas a movimientos laterales de la base (ver fig. 4.14).

Fig. 4.14. Fuerza sísmica transversal.

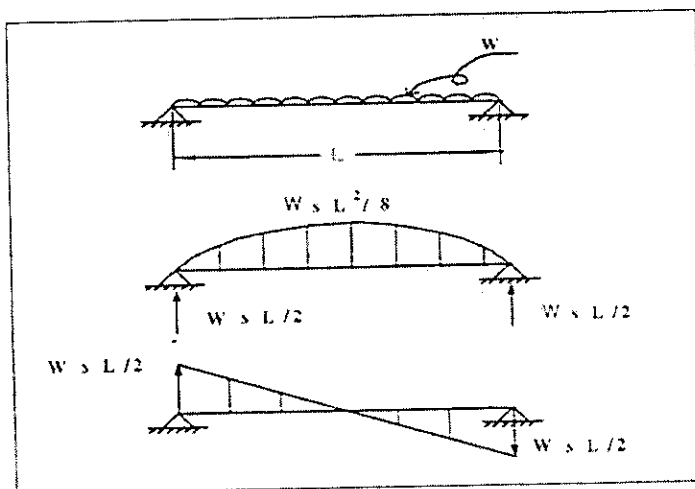
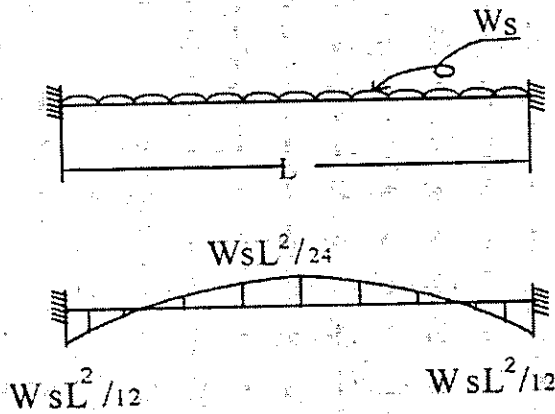


Fig. 4.15. Condición a) Viga simplemente apoyada.

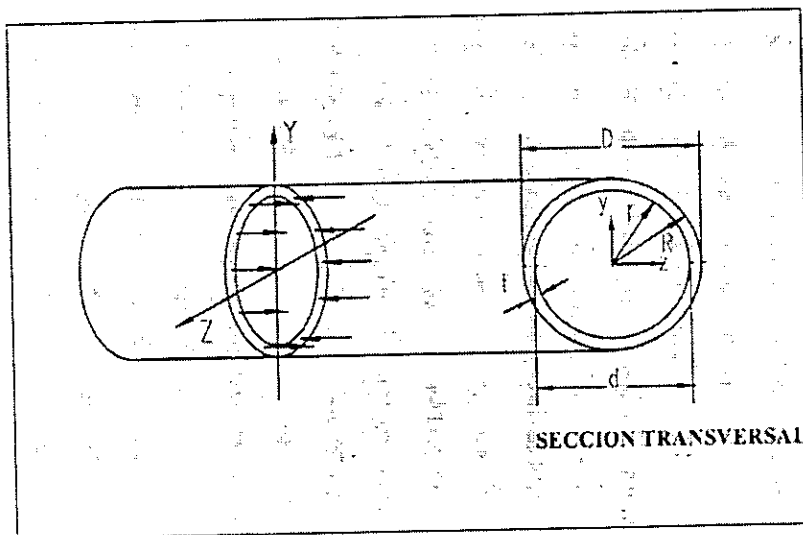
Como la fuerza sísmica [ $F_{sz}$ ] está calculada en (kg/m), ésta se aplica a una viga que tiene las siguientes condiciones de apoyo, para obtener así los esfuerzos actuantes bajo condiciones de carga sísmica.



b).- Viga con anillos rigidizantes que producen empotramientos en los extremos.

Fig.4.16. Condición b) Viga empotrada.

De estos elementos mecánicos se obtienen a continuación los esfuerzos correspondientes:



r=radio interior  
 R=radio exterior  
 d=diámetro interior  
  
 D=diámetro exterior  
 t=espesor

Fig.4.17. Dimensiones geométricas de una tubería.

Para el caso a) apoyos simples:

$$\sigma = Mc/I$$

donde:

M es el momento flexionante .  
 I es el momento de inercia.

$$\sigma_s \text{ máx} = M \text{ máx} \cdot c / I = [(\omega_s \cdot L^2 / 8 \cdot r) / (\pi \cdot r^3 \cdot t \cdot 8)] = (\omega_s \cdot L^2 / (8 \cdot r^2 \cdot \pi \cdot t))$$

$$\tau \text{ medio} = V / A$$

$$\tau \text{ máx} = 2V / A$$

$$V = \omega_s \cdot L / 2$$

donde:

$$\omega_s = \text{carga sísmica.}$$

$$A = \text{área transversal.}$$

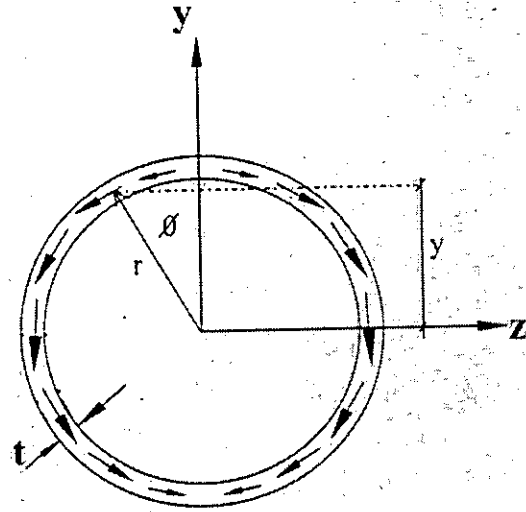


Fig. 4.18. Flujo de Cortante.

Para el caso b) con anillos rigidizantes:

$$\sigma_s = M \cdot c / I = [(\omega_s \cdot L^2 \cdot r) / [12 \cdot \pi \cdot r^3 \cdot t]] = \omega_s \cdot L^2 / (12 \pi \cdot t \cdot r^2)$$

El esfuerzo cortante es de la misma magnitud que para el caso a) apoyos libres.

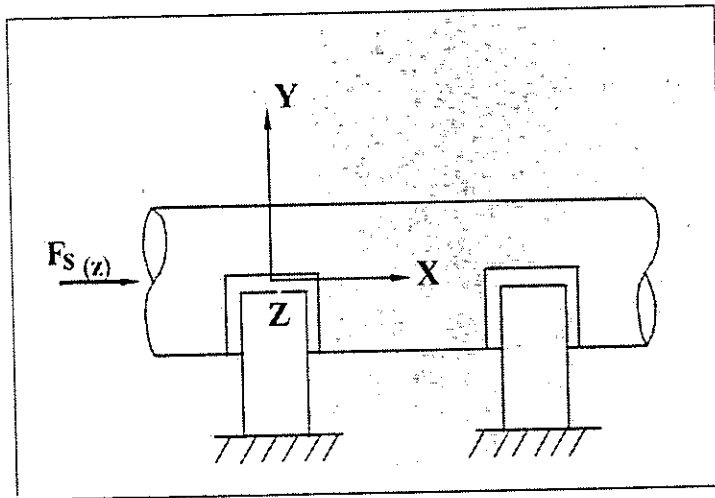


Fig.4.19. Fuerza sísmica longitudinal.

Los esfuerzos que se calcularon anteriormente son resultado del efecto que provocaría el movimiento sísmico en sentido transversal al flujo del agua, pero el movimiento sísmico también se puede presentar en el sentido longitudinal, ( ver fig.4.19), donde:

$$\sigma_{sx} = P / A = F_{sx} \cdot L / [\pi / 4 (D^2 - d^2)].$$

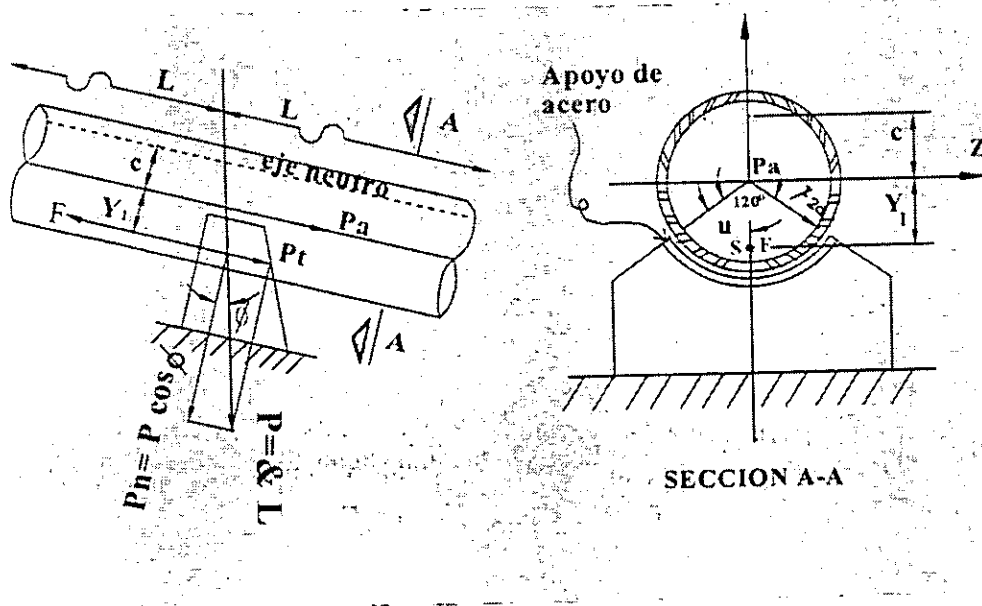
Sin embargo, estas fuerzas sísmicas (en dirección del flujo), están lejos de provocar daños a este tipo de estructuras y generalmente se desprecian.

Como la  $F_s$  que se obtiene, es una fuerza por unidad de longitud, ésta se multiplica por  $L(m)$ , para obtener una carga axial.

#### IV.4 Efecto en los apoyos

Para tuberías proyectadas en toda su longitud sobre la superficie del terreno, aún en las partes rocosas en donde es necesario abrir una trinchera para alojar la tubería, ésta debe colocarse sobre apoyos que le impidan todo contacto permanente con el suelo, tanto para evitar corrosión así como para facilitar la inspección de la tubería en todo momento.

Una condición importante son los métodos de apoyar el tubo, éstos deben ser tales que aseguren, en lo posible, que no sufra asentamientos diferenciales el área de apoyo que está en contacto con el blindaje, y de ésta forma las cargas se distribuyan uniformemente en la cimentación. Por lo anterior una práctica conveniente, es colocar una placa de acero entre la tubería y el apoyo de concreto que ayude a distribuir la carga del conducto sobre el apoyo, además de disminuir los daños que se puedan presentar, en las zonas de suelo mal compactado y tapar espacios vacíos que puedan quedar debajo del tubo, que ocasionen filtraciones a lo largo de la superficie inferior de la tubería. En este tipo de tuberías las uniones deberán ser tales, que permanezcan impermeables después de los movimientos de las tuberías, provocados por las condiciones de trabajo o por asentamientos del suelo. Sobre cada apoyo obran verticalmente las reacciones que trasmite el tubo y tangencialmente o paralelamente al mismo, la componente tangencial de las presiones y el frotamiento sobre el apoyo (ver fig. 4.20).



donde:

$P_n$  es la componente normal del peso.

$P_t$  es la componente tangencial del peso.

$F$  es la fuerza resistente al deslizamiento.

$L$  es la separación entre apoyos.

$P_a$  es la fuerza axial equivalente, que produce el alargamiento del tubo.

Fig. 4.20. Cargas en el apoyo de una tubería.

Si observamos la fig. (4.20), podemos encontrar las siguientes reacciones:

$$P = -R = \gamma L$$

donde:

$\gamma$  es el peso por metro del tubo.

$L$  es la longitud entre apoyos.

Componente del peso:

a) Tangencial  $P_t = \gamma \cdot L \cdot \text{sen } \phi$

b) Normal  $P_n = \gamma \cdot L \cdot \text{cos } \phi$

donde ( $P_n$ ) representa la resistencia al deslizamiento de la tubería sobre el apoyo, calculado como  $F = f P_n$ , donde  $f$  es un coeficiente de rozamiento.

La resistencia al deslizamiento de la tubería sobre el apoyo varía de acuerdo al tipo y condición de soporte. A continuación se anotan los coeficientes de fricción característicos de algunos materiales, los cuales se determinaron mediante pruebas de laboratorio:

|   |      |
|---|------|
| Acero contra concreto -----   | 0.6  |
| Acero contra acero (superficies óxidas) -----                           | 0.5  |
| Acero contra acero (superficies engrasadas)-----                        | 0.25 |
| Acero contra acero (con dos capas de lámina de asbesto graficado) ----- | 0.25 |
| Rodillos o balancines -----   | 0.15 |

El frotamiento  $fP_n$ , contribuye a que no se produzca el alargamiento del tubo, al evitar el deslizamiento de éste sobre el apoyo por aumento de temperatura, hasta el instante en que el momento producido por la fuerza axial que tiende a alargar el tubo es igual al producido por la fuerza de frotamiento, ambos momentos tomados con respecto al eje neutro del tubo (ver fig. 4.20).

A partir de ese punto el tubo comienza a resbalar, llamando  $P_n$  a la fuerza axial equivalente que produce el alargamiento del tubo en este instante crítico.

Por  $\sum M=0$

**$P_a \cdot c = F(c+y_1)$**

$$P_a = F \cdot (c+y_1)/c \qquad (4.18)$$

La distancia  $y$  (ver fig. 4.20), determina el punto de aplicación de la fuerza  $F$ , resistente al deslizamiento y está dada por la posición del centro de gravedad del arco de circunferencia de longitud  $du$  (ya que arco es  $2(ru)=du$ ).

$$y_1 = (r \cdot \text{sen} u) / (u \cdot \pi / 180^\circ) = (r \cdot \text{sen} u 180^\circ) / (u \cdot \pi)$$



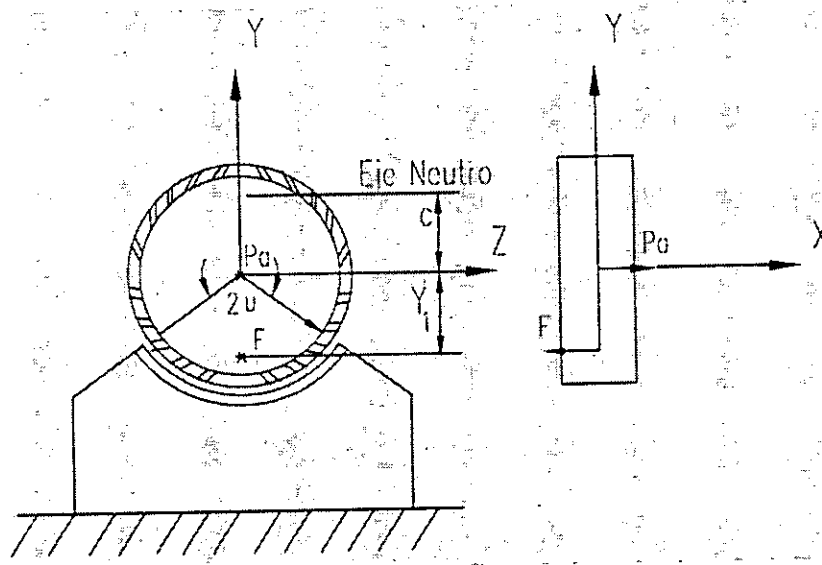


Fig. 4.21. Posición del eje neutro.

$$F = f \cdot P_n \cdot \cos \phi$$

$$P_n = \pi \cdot r^2 \cdot t \cdot \cos \phi \cdot \gamma$$

$\gamma$  es el peso específico del tubo en kg/m

$f$  es el coeficiente de frotamiento

$\phi$  es el ángulo de la inclinación de la tubería con respecto a la horizontal (que para este caso se condiciona a  $\phi = 0^\circ$ ).

Para encontrar la distancia  $c$  del eje neutro se obtiene haciendo  $\sigma_x = 0$ .

$$\sigma_m = M \cdot c / I$$

$$A = \pi \cdot d \cdot t$$

$0 = P_a / A - (M \cdot c / I)$ ; resolviendo para  $c$ , se tiene:

$$c = P_a / A \cdot (I / M) = P_a / A \cdot I / (F \cdot y_1)$$

donde:

$$I = \pi(D^4 - d^4) / 64$$

$$f = 0.25$$

$$y_1 = r \cdot \sin u \cdot 180^\circ / (u \cdot \pi)$$

Sabiendo que el esfuerzo por cambio de temperatura se puede obtener por  $\sigma_t = \alpha E \cdot \Delta T$ , se puede conocer el valor de la fuerza que produce el desplazamiento del tubo sobre el soporte por efecto de un determinado cambio de temperatura  $\Delta T^\circ\text{C}$ .

$$P_a = \alpha \cdot E(\Delta T)(\pi d)t$$

Sustituyendo a  $P_a$ , en la ecuación (4.18), se puede obtener la variación por temperatura, necesaria para que se produzca este deslizamiento.

$$\alpha \cdot E(\Delta T)(\pi d)t = F(c+y_1)/c$$

$\Delta T = F(c+y_1)/(\alpha \cdot E \cdot \pi d \cdot t \cdot c)$  variación de temperatura en el medio ambiente a la cual comienza a resbalar el tubo.

Sin embargo es recomendable que cuando se presenten fuerzas horizontales normales al tubo de magnitud considerables, producidos por efectos de temperatura y/o por cambios de dirección se coloque un bloque de anclaje (atraque).

Los apoyos de la tubería, como se mencionó anteriormente, normalmente suelen llevar en su parte superior una plancha de acero curvada, empotrada en la obra de fabricación (ya sea en obra o en taller), para que pueda moverse el tubo por la variación de temperatura con el menor esfuerzo de rozamiento.

En tuberías donde se instalen juntas de expansión y se permita el libre movimiento de la tubería sobre los apoyos, los esfuerzos longitudinales debidos a cambios de temperatura serán función de la resistencia por fricción entre la tubería y el apoyo más la resistencia en las juntas de expansión.

La distancia a que deben situarse los macizos de apoyo es aproximadamente el cuadrado del diámetro de la tubería, pero debe compararse su valor al realizar el cálculo de la resistencia mecánica de los tubos.

Obviamente los apoyos deben distanciarse de manera que la flexión de la tubería cargada, no de lugar a fatiga por flexión no tolerable por ella o que pueda ocasionar deformaciones permanentes.

Así, una de las formas de hacer la revisión de la longitud de separación entre los apoyos de la tubería es la siguiente:

Designando por :

**$P_1$  es el peso del tubo en kg/m**

**$P_2$  es el peso del agua contenida en kg/m**

**$P$  es igual a  $P_1+P_2$  (carga total permanente)**

$\sigma$  adm. es el esfuerzo admisible  
 $\sigma$  máx. es el esfuerzo máximo  
 $d$  es el diámetro interno del tubo

$t$  es el espesor de placa del tubo  
 $R$  es el radio a la fibra de mayor compresión  
 $I = \pi[(d+2t)^4 - d^4]/64$

$$S = I/r$$

$$R = (d+2t)/2$$

$$S = 2I/(d+2t)$$

Para una longitud  $L$  entre apoyos se tiene, en estado de equilibrio:

$$\sigma_{\text{máx}} = M \cdot R / I = M / S \quad (4.19)$$

El momento máximo de la viga simplemente apoyada, con carga distribuida  $P$  (no considerando la inclinación que pueda tener el tubo) es:

$$M = P \cdot L^2 / 8 \text{ sustituyendo en (4.19), } \sigma_{\text{máx}} = P \cdot L^2 / (8 \cdot S), \text{ entonces } L = [8 \cdot \sigma_{\text{adm}} \cdot S / P]^{1/2}$$

Sustituyendo los valores correspondientes con un esfuerzo admisible recomendado en códigos, se obtiene la longitud que requiere para soportar tal esfuerzo de trabajo.

Tomando en consideración todo lo anterior, debería hacerse varias combinaciones o superposición de esfuerzos circunferenciales y longitudinales, obtenidos por trabajo a presión interna, por cambio de temperatura, por efectos sísmicos y a flexión de viga por peso propio, con objeto de determinar las condiciones críticas que deben considerarse en el diseño definitivo.

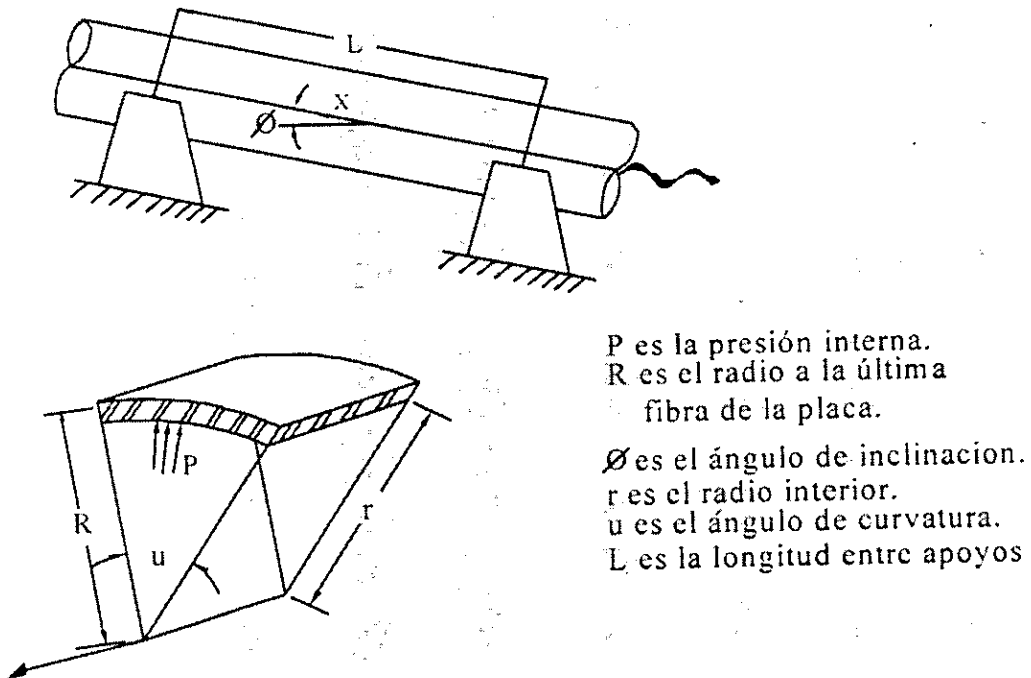


Fig.4.22. Figuras representativas.

TABLA DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS DIFERENTES CARGAS DE TRABAJO

| ESFUERZO        | PoPo  | Po LIQUIDO                                 | TEMPERATURA                    | SISMO  | FZA. POR EL LIQUIDO EN MOVIMIENTO  | PRESION HIDROSTATICA    |
|-----------------|---|--|--------------------------------|--|--|-------------------------|
| LONGITUDINAL    | $\sigma_z = \frac{\omega}{E \cdot A} [x^2 - \frac{l^2}{4}] \cos u$<br>$\sigma_{m\acute{a}x} = \omega l^2 / (4 R \cdot t)$ | $\frac{q}{8} \cos u [l^2 - 4x^2] / t$      | $\sigma = E \alpha (\Delta T)$ | $\frac{\omega s \cdot l^2}{8 \pi \cdot t^2 \cdot t}$ |  | $\frac{P \cdot r}{2 t}$ |
| CIRCUNFERENCIAL | $\sigma_r = R(\omega \cos u) / t$<br>$\sigma_{m\acute{a}x} = R \omega / t$  | $q R^2 (1 - \cos u) / t$                   | $\approx \mu$                  | $\approx \mu$  |  | $\frac{P \cdot r}{t}$   |
| AXIAL           |   |  |                                | $\frac{F_{s(w)} \cdot L}{\frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)}$ | $*F(x) = \rho Q v (V_2 \cos \theta - V_1) - P_2 A_2 \cos \theta + P_1 A_1$ |                         |
| CORTANTE        | $\tau = -2 \omega \cdot \text{sen} u \cdot x / t$<br>$\tau_{m\acute{a}x} = \omega l / t$                                  | $q \cdot R \cdot \text{sen} u \cdot x / t$ |                                | $\tau = \frac{V Q}{I t}$                             | $*F(y) = \rho A V_2 \text{sen} \theta + P_2 A_2 \text{sen} \theta + W$     |                         |

\* FUERZAS SOPORTADAS POR ATRAQUES (VER FIG. 3.6).

- $P$  = PRESION INTERNA [kg/m<sup>2</sup>]  
 $\rho$  = DENSIDAD DE MASA [kg - seg<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>]  
 $QV$  = GASTO [m<sup>3</sup>/seg];  
 $Q$  = MOMENTO DE AREA [m<sup>3</sup>]  
 $v$  = VELOCIDAD [m/seg]  
 $V$  = FUERZA CORTANTE [kg]  
 $\omega s$  = FUERZA SISMICA POR UNIDAD DE LONGITUD [kg/m]  
 $\omega$  = PESO POR UNIDAD DE AREA [kg/m<sup>2</sup>]  
 $W$  = PESO DEL LIQUIDO CONTENIDO EN EL VOLUMEN DE CONTROL [kg]  
 $R$  = RADIO EXTERIOR  
 $r$  = RADIO INTERIOR  
 $D$  = DIAMETRO EXTERIOR  
 $d$  = DIAMETRO INTERIOR  
 $t$  = ESPESOR DE PLACA  
 $x$  = DISTANCIA EN DIRECCION LONGITUDINAL, APARTIR DEL CENTRO DEL CLARO ENTRE APOYOS.  
 $L$  = DISTANCIA ENTRE APOYOS  
 $q$  = PESO VOLUMETRICO DEL LIQUIDO CONTENIDO [kg/m<sup>3</sup>]  
 $u$  = ANGULO CENTRAL DE SUPERFICIE CILINDRICA  
 $\mu$  = MODULO DE POISSON.

- $\theta$  = ANGULO DE INCLINACION DE LA TUBERIA CON RESPECTO A LA HORIZONTAL  
 $E$  = MODULO DE ELASTICIDAD.  
 $\Delta T$  = VARIACION DE TEMPERATURA.  
 $\alpha$  = COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA  
 $A$  = AREA  
 $F_s$  = FUERZA SISMICA [kg/m]

#### IV.5 Esfuerzos equivalentes según la teoría de Hencky-Mises

Para la combinación de los esfuerzos resultado de las diferentes condiciones de carga, se aplicará la teoría de Henky-Misses del esfuerzo equivalente, que para su mayor comprensión se presenta a continuación un conciso desarrollo de la mecánica del medio continuo.

Como los criterios aquí expuestos para el análisis de tuberías a presión involucran el cálculo de esfuerzos circunferenciales y longitudinales, debemos tomar en cuenta la superposición de efectos, para ello se aplicará la teoría de Hencky-Mises y de esta forma obtener un esfuerzo equivalente que no deberá exceder el valor del esfuerzo permisible del tubo.

Por lo anterior en este subcapítulo se presentan brevemente las propiedades mecánicas que caracterizan a los medios continuos, en especial a los sólidos.

Un medio continuo es caracterizado por el hecho de que sus átomos o moléculas están tan próximas unas a otras que el material puede considerarse macroscópicamente como una masa homogénea, cuyas deformaciones deben poder preverse sin necesidad de considerar el movimiento de cada una de las partículas que lo componen. Las deformaciones implican por lo general desarreglos sumamente complicados; para someterlos a medición es necesario una simplificación que consiste en descomponerlas idealmente en deformaciones longitudinales y angulares.

Otra clasificación importante de las deformaciones, es la que se subdividen en **isotrópicas** y **distorsionales**. Se dice que la deformación sufrida por un medio en la proximidad de cierto punto es isotrópica siempre que sea la misma en todas las direcciones trazadas por el punto. Esto implica que, entonces no puede haber deformaciones angulares, sino sólo elongaciones y todas ellas iguales entre sí.

El resultado de una deformación isotrópica es un cambio de volumen, no de forma, una esfera sometida a semejantes deformaciones da por resultado una esfera, un cubo da por resultado un cubo. La deformación isotrópica también se llama volumétrica, y para el caso se señala con el subíndice  $v$ . Por el contrario una deformación distorsional no ocasiona cambios de volumen, sino sólo de forma. Una deformación angular es típicamente distorsional. Efectos distorsionales se señalan con el subíndice  $\alpha$ .

Una deformación cualquiera, puede siempre suponerse que se obtiene idealmente debido a la sucesión de una deformación isotrópica y una distorsional. Para entender este hecho, consideremos como ejemplo a un paralelepípedo rectangular P de lados a,b,c, (ver fig. 4.23) y supóngase que sufra pequeñas deformaciones longitudinales  $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_b$ ,  $\epsilon_c$ , en las direcciones respectivas, transformándose así, en un paralelepípedo P'. El volumen del paralelepípedo P, que era abc, se convierte en:  $a(1+\epsilon_a)b(1+\epsilon_b)c(1+\epsilon_c)$ .  
Realizando el siguiente producto tenemos:

$$\begin{aligned} a(1+\epsilon_a) &= (a+a\cdot\epsilon_a) \\ b(1+\epsilon_b) &= (b+b\cdot\epsilon_b) \\ c(1+\epsilon_c) &= (c+c\cdot\epsilon_c) \end{aligned}$$

$$\begin{array}{r} a+a\cdot\epsilon_a \\ \times \quad b+b\cdot\epsilon_b \\ \hline a\cdot b + b\cdot a\cdot\epsilon_a \qquad a\cdot b\cdot\epsilon_b + a\cdot b\cdot\epsilon_a\cdot\epsilon_b \\ \hline a\cdot b + b\cdot a\cdot\epsilon_a + a\cdot b\cdot\epsilon_b + a\cdot b\cdot\epsilon_a\cdot\epsilon_b \end{array}$$

debido a la pequeñez de  $\epsilon$  (deformaciones) sus productos son cercanos a cero, por lo tanto se eliminan.

$$\begin{array}{r} a\cdot b + b\cdot a\cdot\epsilon_a + a\cdot b\cdot\epsilon_b \\ \times \qquad \qquad \qquad c + c\cdot\epsilon_c \\ \hline a\cdot b\cdot c + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_a + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_b \qquad a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_c + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_a\cdot\epsilon_c + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_b\cdot\epsilon_c \\ \hline a\cdot b\cdot c + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_a + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_b + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_c + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_a\cdot\epsilon_c + a\cdot b\cdot c\cdot\epsilon_b\cdot\epsilon_c \end{array}$$

quedando:

$$\begin{aligned} a(1+\epsilon_a) b (1+\epsilon_b) c (1+\epsilon_c) &\cong abc + abc\cdot\epsilon_a + abc\cdot\epsilon_b + abc\cdot\epsilon_c \\ &\cong abc (1+\epsilon_a+\epsilon_b+\epsilon_c) \end{aligned} \tag{4.20}$$

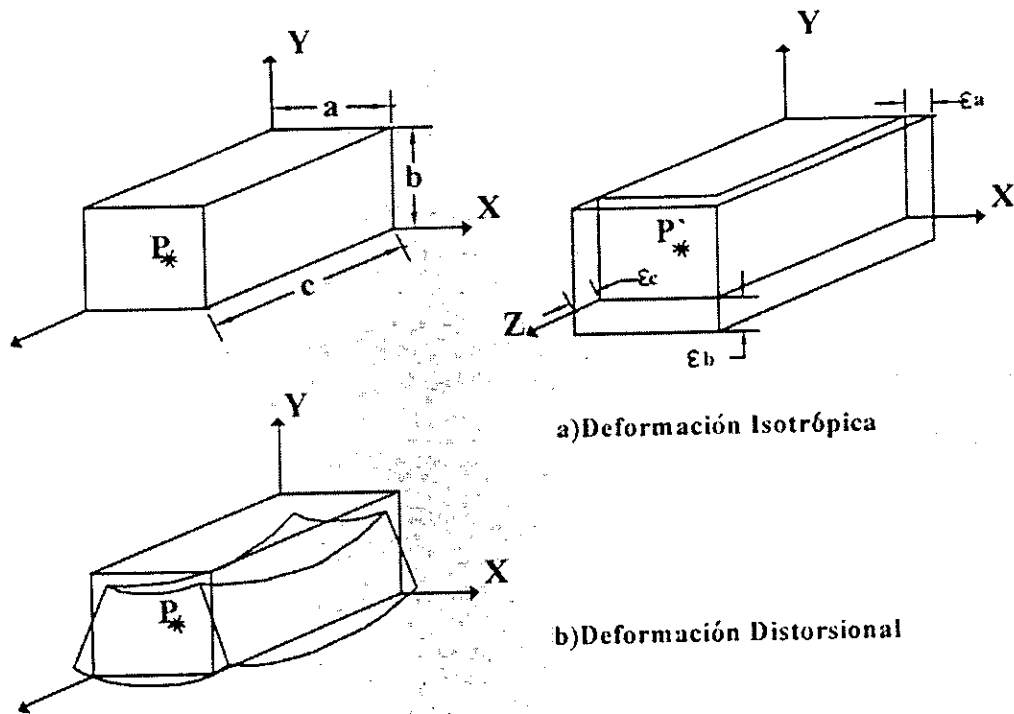


Fig. 4.23. a) deformación isotrópica.  
b) deformación distorsional.

Si el mismo cambio de volumen se obtiene por medio de una deformación isotrópica  $\epsilon_v$ , se tendría, análogamente:

$$a(1+\epsilon_{va}) \ b (1+\epsilon_{vb}) \ c (1+\epsilon_{vb})$$

como para una deformación isotrópica, ésta es la misma en todas las direcciones trazadas, tenemos:

$$\epsilon_{va}=\epsilon_{vb}=\epsilon_{vc} \Rightarrow abc (1+\epsilon_v)^3$$



$$\begin{aligned}
 & (1+\varepsilon_v) \\
 & \times (1+\varepsilon_v) \\
 \hline
 & 1+\varepsilon_v \\
 & \quad \varepsilon_v + (\varepsilon_v)^2 \\
 \hline
 & 1+2\varepsilon_v + \varepsilon_v^2 \\
 & \times 1+\varepsilon_v \\
 \hline
 & 1+2\varepsilon_v + \varepsilon_v^2 \\
 & \quad \varepsilon_v + 2\varepsilon_v^2 + \varepsilon_v^3 \\
 \hline
 & 1+3\varepsilon_v + 3\varepsilon_v^2 + \varepsilon_v^3 \cong 1+3\varepsilon_v
 \end{aligned}$$

entonces se tiene:

$$abc(1+\varepsilon_v)^3 \cong abc(1+3\varepsilon_v) \quad (4.21)$$

e igualando las ecuaciones 4.20 y 4.21:

$$abc(1+\varepsilon_a + \varepsilon_b + \varepsilon_c) = abc(1+3\varepsilon_v)$$

de donde:

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + \varepsilon_b + \varepsilon_c)/3 \quad (4.22)$$

Aplicando pues, la deformación (4.22), el paralelepípedo se transforma en otro semejante  $P''$  de volumen igual al que se obtiene con la deformación total. Será suficiente aplicar luego a  $P''$  una deformación compuesta de las deformaciones lineales  $(\varepsilon_a - \varepsilon_v)$  en el sentido  $\mathbf{a}$ ,  $(\varepsilon_b - \varepsilon_v)$  en el sentido  $\mathbf{b}$ , y  $(\varepsilon_c - \varepsilon_v)$  en el sentido  $\mathbf{c}$ , para obtener el paralelepípedo  $P'$ . Esta última deformación ya no altera los volúmenes, y será por tanto puramente distorsional.

Las fuerzas que actúan sobre el contorno de un cuerpo se transmiten por la acción molecular al interior del medio. Su influencia debe consecuentemente manifestarse en esfuerzos locales en cada uno de los puntos internos, aunque tales esfuerzos se pueden aplicar sólo de manera indirecta, a través de las deformaciones producidas. Vale la pena recordar que cuando una fuerza no se puede medir haciendo desaparecer sus efectos mediante la aplicación de otra fuerza igual y contraria, cuya intensidad se conoce, hay que medirla calibrando deformaciones.

Las últimas consideraciones llevan directamente al problema fundamental de la mecánica de los medios deformables: la predicción de las deformaciones que resultan en el medio, cuando éste se sujeta a un estado de esfuerzos determinado.

El comportamiento de los materiales es tan variado, no sólo comparando un material con otro, sino en un mismo material, al cambiar el orden de magnitud de los esfuerzos, que no hay esperanza de encontrar una solución única al problema, sin embargo los efectos de esfuerzos y deformaciones están íntimamente relacionados con las propiedades que se llaman elasticidad y viscosidad, y con el hecho que en los sólidos predomina la primera y en los fluidos la segunda.

Se dice que un material se comporta elásticamente cuando sus deformaciones son proporcionales a los esfuerzos locales. No existe ningún material que reaccione elásticamente a cualquier sistema de esfuerzos, también el mejor resorte, estirado excesivamente, empieza perdiendo esta respuesta proporcional, después queda con deformaciones permanentes, y finalmente se rompe. Por otro lado se puede afirmar que prácticamente todos los materiales, sean sólidos o fluidos, empleados por el ingeniero, reaccionan elásticamente siempre que las fuerzas aplicadas sean bastante pequeñas.

El factor de proporcionalidad que correlaciona esfuerzos y deformaciones, factor que suele llamarse módulo elástico, no sólo depende del material, de la temperatura y de la presión, sino también difiere según se trate de efectos isotrópicos, o bien de efectos distorsionales. Al suponer que se aplica a un volumen  $V$  de substancia un esfuerzo isotrópico infinitamente pequeño  $\delta\sigma_v$ . Si el incremento de volumen es  $\delta V$ , la relación elástica se escribe:  $\delta\sigma_v = (K\delta V)/V$ , siendo  $K$  el módulo elástico correspondiente. Pero se tiene, recordando (4.21), que  $(V+\delta V)/V = (1+\delta\epsilon_v)^3 \cong 1+3\delta\epsilon_v$ , siendo  $\delta\epsilon_v$  la deformación longitudinal que, aplicada isotrópicamente, provoca la deformación de volumen  $\delta V/V$ . De aquí resulta que:

$$3\delta\epsilon_v = \delta V/V \quad (4.23)$$

y reemplazando en la relación anterior de  $\delta\sigma_v = K \cdot \delta V/V$ :

$$\delta\sigma_v = 3K \cdot \delta\varepsilon_v \quad (4.24)$$

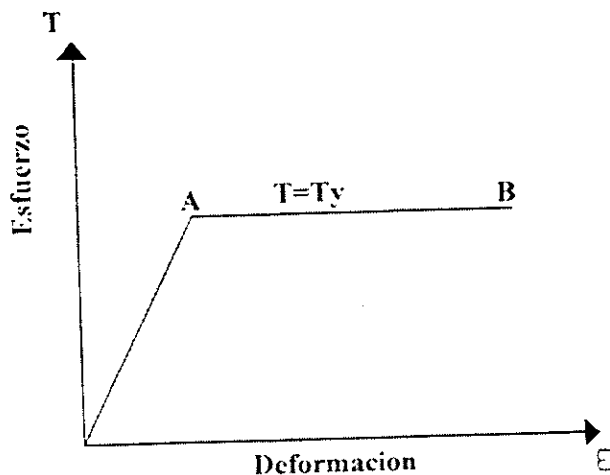
Para esfuerzos y deformaciones distorsionales  $\delta\sigma_o$ ,  $\delta\varepsilon_o$ , vale una proporción análoga:

$$\sigma_o = 2G \cdot \delta\varepsilon_o \quad (4.25)$$

Pero de acuerdo con lo que se dijo antes, con un factor de proporcionalidad diferente,  $K$  se le llama módulo elástico isotrópico o coeficiente de compresibilidad, y  $G$  se le llama módulo de elasticidad distorsional o módulo de elasticidad al esfuerzo cortante. Ambos tienen como se muestra en las fórmulas (4.24) y (4.25), las dimensiones de un esfuerzo.

El deseo de comprender mejor el comportamiento real de los materiales, por medio de modelos idealizados sencillos de manejar, lleva a imaginar los cuerpos sólidos (de particular interés los metales) dotados de propiedades elásticas y de propiedades plásticas, que se manifiestan en el modelo.

Si el comportamiento de un material metálico interesa o bien cuando en alguna forma se limitan sus deformaciones dejándolo variar sólo en el rango elástico, o cuando se desea obtener grandes deformaciones trabajando en frío (proceso de moldes por extracción, laminación, etc.), es a menudo aceptable acudir a un modelo idealizado muy sencillo.



*Fig. 4.24. Curva esfuerzo-deformación de un cuerpo ideal que se comporta, primero elástico y después plásticamente.*

Este modelo consiste en suponer el diagrama esfuerzo-deformación compuesto de dos segmentos rectilíneos, uno OA correspondiente a la parte elástica y otro AB correspondiente a la parte plástica (ver fig. 4.24). Si se puede despreciar el endurecimiento por deformación, el segundo segmento resulta horizontal. Lo anterior implica que en la fase plástica idealizada:

- a) En cada punto del medio el esfuerzo distorsional máximo se mantiene constante, igual al límite de fluencia ( $\sigma_y$ ).
- b) No hay esfuerzos isotrópicos, de modo que el material no cambia su volumen (incompresibilidad).

Estas deformaciones (isotrópicas y distorsionales) se presentan en los materiales en tres direcciones (principales) por cada punto P del medio, teniéndose:

$$\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 3\epsilon_m \quad (4.26)$$

Las deformaciones  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ , se llaman elongaciones principales, siendo además  $\epsilon_m$  la elongación media aritmética de las tres deformaciones lineales en las direcciones de los ejes coordenados.

Un esfuerzo normal cualquiera, por ejemplo  $\sigma_x$ , se descompone como se sabe, de la siguiente manera en isotrópico y distorsional.

$$\sigma_x = \sigma_m + (\sigma_x - \sigma_m)$$

donde:

$\sigma_m$  = isotrópico

$\sigma_x - \sigma_m$  = distorsional

Para la elongación  $\epsilon_x$  correspondiente, también será:

$$\epsilon_x = \epsilon_m + (\epsilon_x - \epsilon_m)$$

Ahora, entre  $\epsilon_m$  y  $\sigma_m$  que son isotrópicos, subsiste de acuerdo con (4.24):

$$\epsilon_m = \sigma_m / (3K) \quad (4.27)$$

y entre  $(\epsilon_x - \epsilon_m)$  y  $(\sigma_x - \sigma_m)$  que son distorsionales, según (4.25) tenemos:

$$(\epsilon_x - \epsilon_m) = (\sigma_x - \sigma_m) / 2G \quad (4.28)$$

Tomando en consideración todo lo anterior y recordando y sumando (4.26), (4.27), (4.28), resulta:

$$\epsilon_x = \epsilon_m + (\epsilon_x - \epsilon_m) = \sigma_m / (3K) + (\sigma_x - \sigma_m) / 2G$$

$$\epsilon_x = [(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3] / (3K) + [\sigma_x - ((\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3)] / 2G$$

$$\epsilon_x = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / (9K) + \sigma_x / (2G) - (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 6G$$

$$\epsilon_x = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 9K + (3\sigma_x - \sigma_x - \sigma_y - \sigma_z) / 6G$$

$$\epsilon_x = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / (9K) + (2\sigma_x - \sigma_y - \sigma_z) / 6G \quad (4.29)$$

reuniendo términos similares:

$$\epsilon_x = \sigma_x / (9K) + \sigma_y / (9K) + \sigma_z / (9K) + 2\sigma_x / (6G) - \sigma_y / (6G) - \sigma_z / (6G)$$

$$\epsilon_x = [1 / (9K) + 1 / (3G)] \cdot \sigma_x + [1 / (9K) - 1 / (6G)] \cdot \sigma_y + [1 / (9K) - 1 / (6G)] \cdot \sigma_z$$

$$\epsilon_x = [(3K + G) / (9KG)] \cdot \sigma_x - [(3K - 2G) / (18KG)] \cdot (\sigma_y + \sigma_z) \quad (4.30)$$

o bien agregando  $(3K + G) / (3K + G) = 1$ , en el término  $(\sigma_y + \sigma_z)$ , tenemos:

$$\epsilon_x = (3K + G) / (9KG) \cdot \sigma_x - (3K - 2G) / (2 \cdot (9KG)) \cdot (3K + G) / (3K + G) \cdot (\sigma_y + \sigma_z)$$

y factorizando  $(3K + G) / (9KG)$  tenemos:

$$\epsilon_x = (3K + G) / (9KG) \cdot [\sigma_x - (3K - 2G) / (2 \cdot (3K + G)) \cdot (\sigma_y + \sigma_z)]$$

así se obtiene:

$$(9KG) / (3K + G) \cdot \epsilon_x = \sigma_x - [(3K - 2G) / 2(3K + G)] \cdot (\sigma_y + \sigma_z) \quad (4.31)$$

y escribiendo

$$E=(9KG)/(3K+G) \quad (4.32)$$

$$\mu=(3K-2G)/(2*(3K+G)) \quad (4.33)$$

la relación (4.31) se convierte en:

$$E\varepsilon_x=\sigma_x-\mu(\sigma_y+\sigma_z) \quad (4.34)$$

Si se hubiera calculado  $\varepsilon_y$  y  $\varepsilon_z$ , se habría encontrado fórmulas análogas:

$$E\varepsilon_y=\sigma_y-\mu(\sigma_z+\sigma_x)$$

$$E\varepsilon_z=\sigma_z-\mu(\sigma_x+\sigma_y)$$

Estas fórmulas representan la que suele llamarse ley de Hooke generalizada. El coeficiente  $E$  que, como se ve de (4.32) tiene las mismas dimensiones de los módulos  $K$  y  $G$ , se llaman módulo de Young. El coeficiente  $\mu$  que, como indica (4.33) no tiene dimensiones, se llama coeficiente de Poisson.

Ahora se considera un cubo de volumen unitario y bajo los esfuerzos  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ , se transforma en un paralelepípedo rectangular de volumen recordando (4.20).

$$V+\delta V/V=1+\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z$$

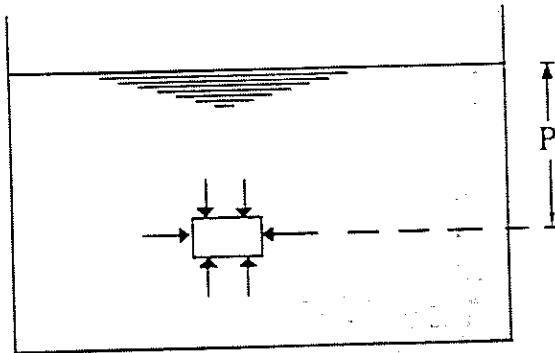
llamando "e" el cambio de volumen del elemento, se escriben :

$$e=(V+\delta V)/V-1=1+\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z-1, \text{ entonces } e=\varepsilon_x+\varepsilon_y+\varepsilon_z$$

Sustituyendo  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ , de la ecuación (4.34) en la ecuación anterior:

$$e=(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)/E-2\mu(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)/E$$

$$e=(1-2\mu)/E \cdot (\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z) \quad (4.35)$$



Un caso de especial interés es un cuerpo sometido a presión hidrostática  $p$ . Cada componente normal del esfuerzo es  $-p$  y la ecuación (4.35) da (ver fig. 4.25):

$$e = -3(1-2\mu)/E \cdot p$$

Fig. 4.25. Cuerpo sometido a presión hidrostática uniforme.

Introduciendo la constante  $K = E/[3(1-2\mu)] \Rightarrow e = -P/K$

La constante  $K$ , es el módulo de compresibilidad del material, el cual se expresa en las mismas unidades que el módulo de elasticidad  $E$ .

Ahora de (4.32),  $G = 3K/(9K/E - 1) = 3K/[(9K - E)/E] = 3K \cdot E/(9K - E)$  sustituyendo el valor de la constante  $K$ :

$$G = [3 \cdot (E/(3(1-2\mu))) \cdot E] / [(3E/(1-2\mu)) - E] = [E^2/(1-2\mu)] / [(3E - E(1-2\mu))/(1-2\mu)]$$

$$G = E^2(1-2\mu) / [3E(1-2\mu) - E(1-2\mu)^2]$$

$$G = E^2(1-2\mu) / [E(1-2\mu) \cdot (3 - (1-2\mu))] = E / (3 - 1 + 2\mu) = E / (2 + 2\mu) = E / [2(1 + \mu)]$$

$$G = E / [2(1 + \mu)] \quad (4.36)$$

Ecuaciones de plasticidad

Cuando las fuerzas aplicadas a un continuo son tan grandes que en algunas partes de él se alcanza el límite de fluencia, allí se produce la plastificación. Este fenómeno se caracteriza por las propiedades siguientes:

- a) Un cuerpo sujeto a compresión isotrópica simple, por grande que ésta sea, no alcanza el estado plástico; la plastificación resulta a consecuencia de esfuerzos distorsionales, y por tanto, solamente de la parte distorsional del esfuerzo aplicado.
- b) El resultado de la plastificación es una fluencia de tipo viscoso, que puede proseguir hasta que se produzca el agrietamiento del material.
- c) Los elementos de un cuerpo sólido poseen una capacidad límite en lo referente a la energía de deformación. La plastificación se produce al alcanzar el valor límite, y, mientras dure el estado plástico, la energía de deformación conserva constantemente este valor.

Si consideramos  $l$ ,  $m$ ,  $n$ , las componentes (cosenos directores) de un vector  $n$ , y que en cada punto de un medio continuo hay tres direcciones principales y que éstas son perpendiculares entre sí, la relación que permita expresar el esfuerzo unitario  $T(n)$ , en un punto  $P$  interior a un medio continuo, en función de los esfuerzos unitarios,  $T(i)$ ,  $T(j)$ ,  $T(k)$ , sobre superficies elementales que pasan por  $P$ , orientadas como los planos coordenados es:

$$T(n) = l \cdot T(i) + m \cdot T(j) + n \cdot T(k) \quad (4.37)$$

Así que es suficiente conocer en cada punto  $P$  los esfuerzos relativos a las direcciones coordenadas, para poder calcular por medio de (4.37), el esfuerzo relativo a cualquier otra dirección.



Al considerar ahora un esfuerzo  $T(n)$  cualquiera, aplicado a un elemento de superficie  $dS$  (ver fig. 4.26), También este esfuerzo puede descomponerse en un esfuerzo  $\sigma$  ( $T$ ) normal a  $dS$  y un esfuerzo  $\tau$  tangencial a  $dS$ . Encontrando las siguientes fórmulas que permitan calcular dichas componentes (ver fig. 4.27).

$$\begin{aligned} T(i) &= \sigma_x(i) + \tau_{xy}(j) + \tau_{xz}(k) \\ T(j) &= \tau_{yx}(i) + \sigma_y(j) + \tau_{yz}(k) \\ T(k) &= \tau_{zx}(i) + \tau_{zy}(j) + \sigma_z(k) \end{aligned} \quad (4.38)$$

Reemplazando (4.38), en (4.37) y ordenando los términos se tiene:

$$T(n) = (l \cdot \sigma_x + m \cdot \tau_{yx} + n \cdot \tau_{zx})i + (l \cdot \tau_{xy} + m \cdot \sigma_y + n \cdot \tau_{zy})j + (l \cdot \tau_{xz} + m \cdot \tau_{zy} + n \cdot \sigma_z)k \quad (4.39)$$

es decir que el vector de esfuerzos

$$T(n) = Xi + Yj + Zk \quad (4.40)$$

tiene componentes

$$\begin{aligned} X &= l \cdot \sigma_x + m \cdot \tau_{yx} + n \cdot \tau_{zx} \\ Y &= l \cdot \tau_{xy} + m \cdot \sigma_y + n \cdot \tau_{zy} \\ Z &= l \cdot \tau_{xz} + m \cdot \tau_{zy} + n \cdot \sigma_z \end{aligned} \quad (4.41)$$

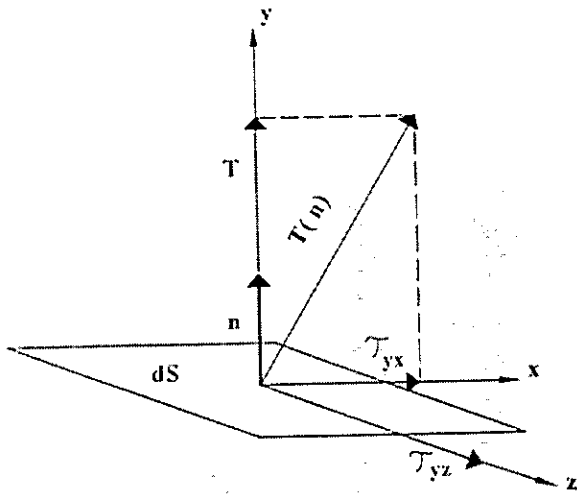


Fig.4.26. Descomposición de un esfuerzo  $T(n)$ , en sus componentes normal y tangencial.

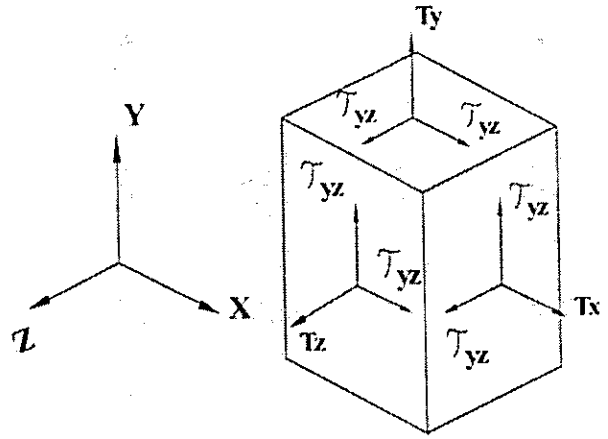


Fig.4.27. Esfuerzos normales y tangenciales

Donde:  $T_y = \sigma_y$   
 $T_x = \sigma_x$   
 $T_z = \sigma_z$

Si se considera a  $i, j, k$ , los vectores unitarios de un vector  $\underline{n}$  y como se mencionó anteriormente a  $\ell, m, n$ , las componentes (cosenos directores) del mismo vector  $\underline{n}$ , el cuadrado de la componente tangencial  $\tau$  sobre  $\delta S$  (ver fig. 4.26) resulta, según el teorema de Pitágoras:  $\tau^2 = [T(n)]^2 - \sigma^2$  y según 4.39:

$$\tau^2 = (Xi)^2 + (Yj)^2 + (Zk)^2 - \sigma^2 \quad (4.42)$$

A continuación se comprobará que en cada punto del medio continuo hay tres direcciones principales, y que éstas son perpendiculares entre sí.

La condición para que  $\underline{n}$  señale una dirección principal se escribe  $T(n) = \lambda(n)$ , siendo  $\lambda$  un factor escalar conveniente.

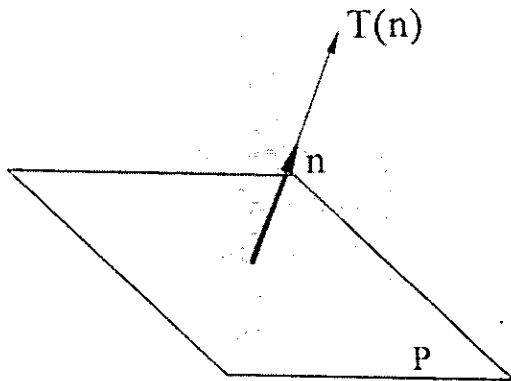


Fig. 4.28. Esfuerzo puramente normal (esfzo. principal.)

Descomponiendo en componentes, se obtiene de acuerdo con (4.40) y  $\underline{n} = l\mathbf{i} + m\mathbf{j} + n\mathbf{k}$  lo siguiente:

$$\mathbf{T}(\mathbf{n}) = \lambda(\mathbf{n})$$

$$X\mathbf{i} + Y\mathbf{j} + Z\mathbf{k} = \lambda(l\mathbf{i} + m\mathbf{j} + n\mathbf{k}) \Rightarrow$$

$$X = \lambda l; \quad Y = \lambda m; \quad Z = \lambda n \quad (4.43)$$

Reemplazando (4.43) en (4.41) resulta el siguiente sistema de tres ecuaciones:

$$\lambda l = l \cdot \sigma_x + m \cdot \tau_{yx} + n \cdot \tau_{zx}$$

$$\lambda m = l \cdot \tau_{xy} + m \cdot \sigma_y + n \cdot \tau_{zy} \quad \text{y ésta a su vez:}$$

$$\lambda n = l \cdot \tau_{xz} + m \cdot \tau_{yz} + n \cdot \sigma_z$$

$$l(\sigma_x - \lambda) + m \cdot \tau_{yx} + n \cdot \tau_{zx} = 0$$

$$l \cdot \tau_{xy} + m(\sigma_y - \lambda) + n \cdot \tau_{zy} = 0 \quad (4.44)$$

$$l \cdot \tau_{xz} + m \cdot \tau_{yz} + n(\sigma_z - \lambda) = 0$$

Cuando se escogen las direcciones principales  $n_1, n_2, n_3$ , como coordenadas  $i, j, k$ , resulta que  $\sigma_x = \sigma_1, \sigma_y = \sigma_2, \sigma_z = \sigma_3$ , y todos los esfuerzos tangenciales  $\tau_{xy}, \tau_{yz}$ , etc. se anulan. Esto acarrea notables simplificaciones en las fórmulas.

Se llaman  $a, b, c$ , los cosenos directores del vector  $\mathbf{n}$  con respecto a dichas direcciones escribiendo  $(a, b, c)$ , en lugar de  $\ell, m, n$ , y  $a_1, a_2, a_3$ , en lugar de  $i, j, k$ ,)  $\underline{n} = \ell i + m j + n k \Rightarrow$

$$\underline{n} = a n_1 + b n_2 + c n_3 \quad (4.45)$$

La fórmula (4.41), se transforma de la siguiente forma:

$$x = \ell \cdot \sigma_x + m \cdot \tau_{yx} + n \cdot \tau_{zx} \Rightarrow x = a \cdot \sigma_1$$

$$y = \ell \cdot \tau_{xy} + m \cdot \sigma_y + n \cdot \tau_{zy} \Rightarrow y = b \cdot \sigma_2$$

$$z = \ell \cdot \tau_{xz} + m \cdot \tau_{yz} + n \cdot \sigma_z \Rightarrow z = c \cdot \sigma_3$$

y la fórmula (4.42)

$$\tau^2 = a^2 \cdot \sigma_1^2 + b^2 \cdot \sigma_2^2 + c^2 \cdot \sigma_3^2 - \sigma^2 \quad (4.46)$$

A continuación se determinará la orientación que debe tener un plano que pasa por un punto P, y cuya normal es  $\mathbf{n}$ , para que los ángulos formados por  $\mathbf{n}$  con las direcciones principales sean iguales entre sí. Evidentemente, siendo  $a^2 + b^2 + c^2 = 1$ ,  $a^2 = b^2 = c^2 = 1/3 \Rightarrow$

$a = b = c = 1/(3)^{1/2} = 1/(3)^{1/2}$ , y el esfuerzo normal es igual al esfuerzo medio:

$$\sigma = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_m \quad (4.47)$$

Tomando (4.46), (4.47) y considerando que  $a = b = c = 1/(3)^{1/2} \Rightarrow$

$$\tau^2 = a^2 \cdot \sigma_1^2 + b^2 \cdot \sigma_2^2 + c^2 \cdot \sigma_3^2 - \sigma^2$$

$$\tau^2 = (1/\sqrt{3})^2 \cdot \sigma_1^2 + (1/\sqrt{3})^2 \cdot \sigma_2^2 + (1/\sqrt{3})^2 \cdot \sigma_3^2 - \sigma^2$$

$$\tau^2 = 1/3 \cdot \sigma_1^2 + 1/3 \cdot \sigma_2^2 + 1/3 \cdot \sigma_3^2 - \sigma^2 \text{ y multiplicando por 9 ambos términos:}$$

$$9\tau^2 = 3(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - 9\sigma^2$$

si a  $\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2$ , lo sustituimos por:

$$(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - 2(\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3) = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2, \text{ además:}$$

$$[(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + 2(\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)], \text{ entonces:}$$

$$9\tau^2 = [(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - 2(\sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)] - 9\sigma^2$$

y como  $\sigma^2 = ((\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3)^2 = 1/9(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2$  se tiene:

$$9\tau^2 = 3[(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - 2(\sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)] - 9[1/9(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2]$$

$$9\tau^2 = 3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - 6(\sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3)$$

$$9\tau^2 = 2(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 - 6(\sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3) \quad (4.48)$$

Si escribimos:  $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  (primer invariante)

$I_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3$  (segundo invariante)  $\Rightarrow$

$$9\tau^2 = 2I_1^2 + 6I_2 \quad (4.49)$$

Cuando no consideramos direcciones principales la ecuación (4.44) se desarrollará de la siguiente forma:

$$l(\sigma_x - \lambda) + m \cdot \tau_{yx} + n \cdot \tau_{zx} = 0$$

$$l \cdot \tau_{xy} + m(\sigma_y - \lambda) + n \cdot \tau_{zy} = 0$$

$$l \cdot \tau_{xz} + m \cdot \tau_{yz} + n(\sigma_z - \lambda) = 0$$

Considerando que las incógnitas  $l, m, n$ , poseen solución no todas nulas, entonces se puede escribir la siguiente determinante:

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \lambda & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \lambda & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \lambda \end{vmatrix} = 0$$

Resolviendo la determinante anterior:

$$\begin{array}{c|ccc|c} \tau_{zx} & \sigma_x - \lambda & \tau_{yx} & \tau_{zx} & \sigma_x - \lambda \\ \tau_{zy} & \tau_{xy} & \sigma_y - \lambda & \tau_{zy} & \tau_{xy} \\ \sigma_z - \lambda & \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \lambda & \tau_{xz} \end{array}$$

$$\tau_{zx} \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz} + [(\sigma_x - \lambda)(\sigma_y - \lambda)(\sigma_z - \lambda)] + [\tau_{yx} \cdot \tau_{zy} \cdot \tau_{xz}] - [(\sigma_z - \lambda)(\tau_{xy})(\tau_{yx})] - [(\tau_{xz}(\sigma_y - \lambda)(\tau_{zx})] - [\tau_{yz} \cdot \tau_{zy}(\sigma_x - \lambda)] \quad (4.44')$$

Como  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ ;  $\tau_{zx} = \tau_{xz}$ ;  $\tau_{yz} = \tau_{zy}$  tenemos:

$$2(\tau_{zx} \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz}) + [(\sigma_x - \lambda)(\sigma_y - \lambda)(\sigma_z - \lambda)] - [(\tau_{xy})^2(\sigma_z - \lambda)] - [(\tau_{xy})^2(\sigma_y - \lambda)] - [(\tau_{yz})^2(\sigma_x - \lambda)] \quad (4.44'')$$

$$\begin{array}{l} \sigma_x - \lambda \\ \times \quad \sigma_y - \lambda \end{array}$$


---

$$\begin{array}{l} \sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_y \cdot \lambda - \sigma_x \cdot \lambda + \lambda^2 \\ \times \quad \sigma_z - \lambda \end{array}$$


---

$$\sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot \lambda - \sigma_x \cdot \sigma_z \cdot \lambda + \sigma_z \cdot \lambda^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \lambda + \sigma_y \cdot \lambda^2 + \sigma_x \cdot \lambda^2 - \lambda^3$$

$$\sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot \lambda - \sigma_x \cdot \sigma_z \cdot \lambda + \sigma_z \cdot \lambda^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \lambda + \sigma_y \cdot \lambda^2 + \sigma_x \cdot \lambda^2 - \lambda^3 \quad \text{-----(a)}$$

$$\tau_{xy}^2(\sigma_z - \lambda) = \tau_{xy}^2 \cdot \sigma_z - \tau_{xy}^2 \cdot \lambda \quad \text{-----(b)}$$

$$\tau_{xz}^2(\sigma_y - \lambda) = \tau_{xz}^2 \cdot \sigma_y - \tau_{xz}^2 \cdot \lambda \quad \text{-----(c)}$$

$$\tau_{yz}^2(\sigma_x - \lambda) = \tau_{yz}^2 \cdot \sigma_x - \tau_{yz}^2 \cdot \lambda \quad \text{-----(d)}$$

Sustituyendo a), b), c), y d) en (4.44') :

$$2(\tau_{zx} \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz}) + [-\lambda^3 + \sigma_x \cdot \lambda^2 + \sigma_y \cdot \lambda^2 + \sigma_z \cdot \lambda^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \lambda - \sigma_x \cdot \sigma_z \cdot \lambda - \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot \lambda + \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z] - [\tau_{xy}^2 \cdot \sigma_z - \tau_{xy}^2 \cdot \lambda] - [\tau_{xz}^2 \cdot \sigma_y - \tau_{xz}^2 \cdot \lambda] - [\tau_{yz}^2 \cdot \sigma_x - \tau_{yz}^2 \cdot \lambda]$$

$$2(\tau_{zx} \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz}) - \lambda^3 + \sigma_x \cdot \lambda^2 + \sigma_y \cdot \lambda^2 + \sigma_z \cdot \lambda^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \lambda - \sigma_x \cdot \sigma_z \cdot \lambda - \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot \lambda + \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z - \tau_{xy}^2 \cdot \sigma_z + \tau_{xy}^2 \cdot \lambda - \tau_{xz}^2 \cdot \sigma_y + \tau_{xz}^2 \cdot \lambda - \tau_{yz}^2 \cdot \sigma_x + \tau_{yz}^2 \cdot \lambda$$

$$-\lambda^3 + \lambda^2(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) + \lambda(-\sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_x \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) - \sigma_x \cdot \tau_{yz}^2 - \sigma_y \cdot \tau_{xz}^2 - \sigma_z \cdot \tau_{xy}^2 + 2(\tau_{zx} \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz}) + \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z$$

Si consideramos las siguientes invariantes:

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$I_2 = -\sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_x \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2$$

$$I_3 = \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z + 2(\tau_{zx} \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz}) - \sigma_x \cdot \tau_{yz}^2 - \sigma_y \cdot \tau_{xz}^2 - \sigma_z \cdot \tau_{xy}^2 \Rightarrow$$

$$-\lambda^3 + I_1 \cdot \lambda^2 + I_2 \cdot \lambda + I_3 = 0 \quad (4.49')$$

Al supor que se llegue a la fluencia por tensión uniaxial, siendo:

$$\sigma_1 = \sigma_s, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$$

donde  $\sigma_s$  representa el esfuerzo normal de fluencia y además  $\sigma_1$  será un esfuerzo principal. Entonces los invariantes  $I_1, I_2$ , de (4.49), serán:

$I_1 = \sigma_s, I_2 = 0$ , y reemplazando en 4.49:

$$9\tau^2 = 2 \cdot \sigma_s^2$$

Por otro lado, desarrollaremos (4.49), por medio de las invariantes de (4.49'), se tiene:

$$9\tau^2 = 2I_1^2 + 6I_2 = 2(\sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) - 6(\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_x \cdot \sigma_z + \sigma_y \cdot \sigma_z)$$

$$9\tau^2 = 2[\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 2(\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_x \cdot \sigma_z + \sigma_y \cdot \sigma_z)] + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) - 6(\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_x \cdot \sigma_z + \sigma_y \cdot \sigma_z)$$

$$9\tau^2 = 2\sigma_x^2 + 2\sigma_y^2 + 2\sigma_z^2 + 4(\sigma_x \cdot \sigma_y) + 4(\sigma_x \cdot \sigma_z) + 4(\sigma_y \cdot \sigma_z) + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) - 6(\sigma_x \cdot \sigma_y) - 6(\sigma_y \cdot \sigma_z) + 6(\sigma_z \cdot \sigma_x)$$

$$9\tau^2 = 2\sigma_x^2 + 2\sigma_y^2 + 2\sigma_z^2 - 2(\sigma_x \cdot \sigma_y) - 2(\sigma_z \cdot \sigma_x) - 2(\sigma_y \cdot \sigma_z) + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)$$

factorizando:

$$9\tau^2 = (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)$$

La condición de Hencky-Mises, puede expresarse por medio de la siguiente fórmula como:

$9\tau^2 = 2 \cdot \sigma_s^2$ , donde  $2 \cdot \sigma_s^2$  es igual a:

$$2 \cdot \sigma_s^2 = (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \quad (4.50)$$

Para una tubería de pared delgada, se tienen los esfuerzos principales en el plano x y y, por lo tanto para este tipo de estructuras se tendrá la siguiente ecuación de esfuerzos equivalente:

$$2 \cdot \sigma_s^2 = 2\sigma_x^2 + 2\sigma_y^2 - 2(\sigma_x \cdot \sigma_y) \Rightarrow \sigma_s^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - (\sigma_x \cdot \sigma_y) \quad (4.51)$$



#### IV.6 Especificaciones

Es frecuente en la práctica que la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de una tubería a presión se invierte en los procesos de análisis y diseño, para los cuales es punto de partida los criterios de diseño, mismos que se elaboran apoyándose en determinados códigos y reglamentos.

Actualmente no existen especificaciones nacionales para el diseño de tuberías a presión exteriores. Por lo tanto los ingenieros utilizan códigos norteamericanos como ayuda, tales como el de recipientes a presión y calderas de la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME), el de tuberías de acero para agua de las Normas Americanas de la Sociedad Hidráulica (AWWA) y en otras ocasiones se han elaborado criterios de diseño semejantes o apoyados a los utilizados por instituciones especializadas en el diseño de tuberías a presión, como el USBR (Departamento de Recuperación de los Estados Unidos).

Estos escritos incluyen criterios de diseño, coeficientes de seguridad, y procedimientos para el control de calidad que pueden utilizarse para cualquier tubería, hiperestática o isostática; de acero de alta, media o baja resistencia para tuberías a presión de turbinas a reacción o impulso.

El USBR, ha presentado una guía para seleccionar o elaborar criterios de diseño, para tuberías y de interés son los que presenta para tuberías superficiales.

Los criterios de diseño del USBR, definen de una manera razonable los esfuerzos permisibles, tomando en cuenta que son condicionados por las diferentes condiciones de carga, tomando en consideración los siguientes aspectos:

1. Cargas de diseño. Precisión con la cual estas cargas fueron determinadas.
2. Métodos de análisis de esfuerzos.
3. Control de calidad en la fabricación y erección de la placa de acero.
4. Consideraciones de riesgo de falla.

A los puntos anteriores se les puede nombrar como consideración de factores para determinar los esfuerzos permisibles.

En prácticas pasadas la mayoría de los diseños de tuberías a presión han estado en acuerdo substancial con los requerimientos de la sección VIII, división I, de los códigos del ASME para recipientes a presión, que recomienda esfuerzos permisibles basados en la mitad del punto de cadencia o de un cuarto la resistencia última a la tensión, que son aceptables, sin embargo, estos no cumplen las condiciones reales de trabajo que se presentan en las tuberías a presión para un proyecto hidroeléctrico.

Por lo anterior, se utilizan como base en el diseño que aquí se presenta, los criterios recomendados por el USBR, para lo cual se consideran las siguientes condiciones de carga.

Condición Normal.- Esta condición incluye la máxima carga hidrostática, más la sobrepresión debida a la operación normal. El factor de seguridad recomendado es  $F.S=3.0$ , basado en la resistencia a la tensión última, pero en ningún caso habrá el esfuerzo permisible exceder de  $2/3 f_y$ .

Condición Intermitente.-Esta incluye condiciones de llenado o vaciado de las tuberías y sismo en condiciones normales de operación. El factor de seguridad recomendado es  $F.S=2.25$ , basado en la resistencia última a la tensión, pero en ningún caso habrá el esfuerzo permisible exceder de  $0.8 f_y$ .

Condición de Emergencia.- Esta condición incluye la presencia del golpe de ariete que produce el cierre de compuertas en  $2(L/a)$  segundos como máximo tiempo, donde  $L$  es la longitud del conducto,  $a$  es la velocidad de presión (m/s.). El factor de seguridad recomendado es  $F.S=1.5$ , basado en la resistencia de tensión última, pero en ningún caso el esfuerzo permisible habrá de exceder el  $f_y$ .

Condición Extraordinaria.- Esta condición considera un mal funcionamiento de los equipos de control, en las condiciones más adversas y no habrá de ser usado como base del diseño. Si el esfuerzo máximo no excede la resistencia última, la integridad estructural de la tubería es razonablemente segura. Sin embargo deben tomarse las precauciones debidas, para minimizar la probable ocurrencia de esta condición.

Una vez definido por la Ingeniería básica, las trayectorias, la clase, el tipo y el diámetro económico de la tubería, es necesario calcular un espesor mínimo para que los tramos de tubería vacía, puedan sustentarse sin necesidad de un refuerzo externo, para efectos de transporte y montaje. La AWWA recomienda la siguiente expresión:

$$t \text{ mín.}=(d+20)/400$$

donde:

t mín. es el espesor mínimo en pulgadas.  
d es el diámetro interior en pulgadas.

Posteriormente se debe calcular un espesor de placa requerido, el cual debe de someterse a un análisis de causa y efecto de las condiciones de trabajo, las normas del AWWA recomienda la siguiente expresión:

$$t=(P*d)/(2\sigma_p*E)$$

donde:

t es el espesor teórico de placa en (cm).  
P es la presión interna en (kg/cm<sup>2</sup>).  
 $\sigma_p$  es el esfuerzo permisible del material en (kg/cm<sup>2</sup>).  
E es un factor de eficiencia que toma en cuenta las sollicitaciones longitudinales y el desgaste por corrosión.

## V ANÁLISIS Y DISEÑO DEL BLINDAJE DE LA TUBERÍA A PRESIÓN, DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO HUITES, SINALOA.

### V.1 Descripción.

El proyecto hidroeléctrico Huites forma parte del proyecto del sistema hidráulico inter-conectado del noroeste del país, el cual incluye el aprovechamiento del río **El Fuerte**. Este aprovechamiento se viene realizando por etapas, comenzó con la construcción de la presa Miguel Hidalgo y continúa con la presa Josefina Ortiz de Domínguez.

El sitio de la presa Huites, se ubica dentro del municipio de Choix, en la porción norte del estado de Sinaloa y cerca con los límites de los estados de Chihuahua y Sonora. Sus coordenadas geográficas son  $26^{\circ} 50' 32''$  de la latitud norte y  $108^{\circ} 22' 12''$  de la latitud oeste. Las principales vías de acceso son: el aeropuerto internacional de los Mochis, el ferrocarril Chihuahua-Pacífico y la carretera estatal 123 en el tramo los Mochis-Choix, con un desarrollo de 128 km. El acceso se lleva a cabo por el camino de terracería de 20 km. de desarrollo a partir del poblado de Choix, con rumbo noroeste.

Los conductos a presión del P.H. Huites, son dos líneas colocadas superficialmente con trayectorias en dos tramos rectos a diferente nivel y conectadas con un tramo inclinado, con diámetro interior de 780 cm. Estos conductos inician de concreto reforzado desde bocatoma hasta donde termina la transición de rectangular a circular, para después continuar con una tubería de acero colocada sobre silletas de concreto y estabilizada por atraques de concreto en los cambios de dirección.

## V.2 Estudios Generales

### V.2.1 Geológicos

Los estudios geológicos realizados por la SARH como por la CFE, se iniciaron en 1962, básicamente con reconocimientos y algunas exploraciones. Más adelante a partir de 1979, se hicieron estudios geológicos detallados de la boquilla, con un programa amplio de perforaciones y muestreo, cuyos resultados han servido de apoyo a diferentes proyectos y diseños alternativos y que se han complementado con estudios geotécnicos realizados por la SARH, los cuales tendieron a determinar las características mecánicas de los diferentes materiales que constituyen la boquilla.

De acuerdo con estos estudios los materiales encontrados son los siguientes: en el cause afloran materiales aluviales constituidos principalmente por gravas y arenas bien graduadas, estos depósitos tienen un espesor máximo de aproximadamente 20m; subyaciendo a este depósito y constituyendo la roca basal de la boquilla se encuentra un granito de características de resistencia y deformabilidad adecuada para soportar los esfuerzos inducidos por una cortina rígida. En el margen izquierdo y hasta la parte media aflora el granito. El margen derecho de la boquilla está constituido en su totalidad por granito.

### V.2.2 Hidrológicos

En 1941 la Secretaría de Recursos Hidráulicos instaló una estación climatológica y de aforé que ha permitido conocer en ese lugar el régimen de escurrimiento del río El Fuerte, y proporcionar así información hidrológica ininterrumpida básica para los estudios del aprovechamiento óptimo del río.

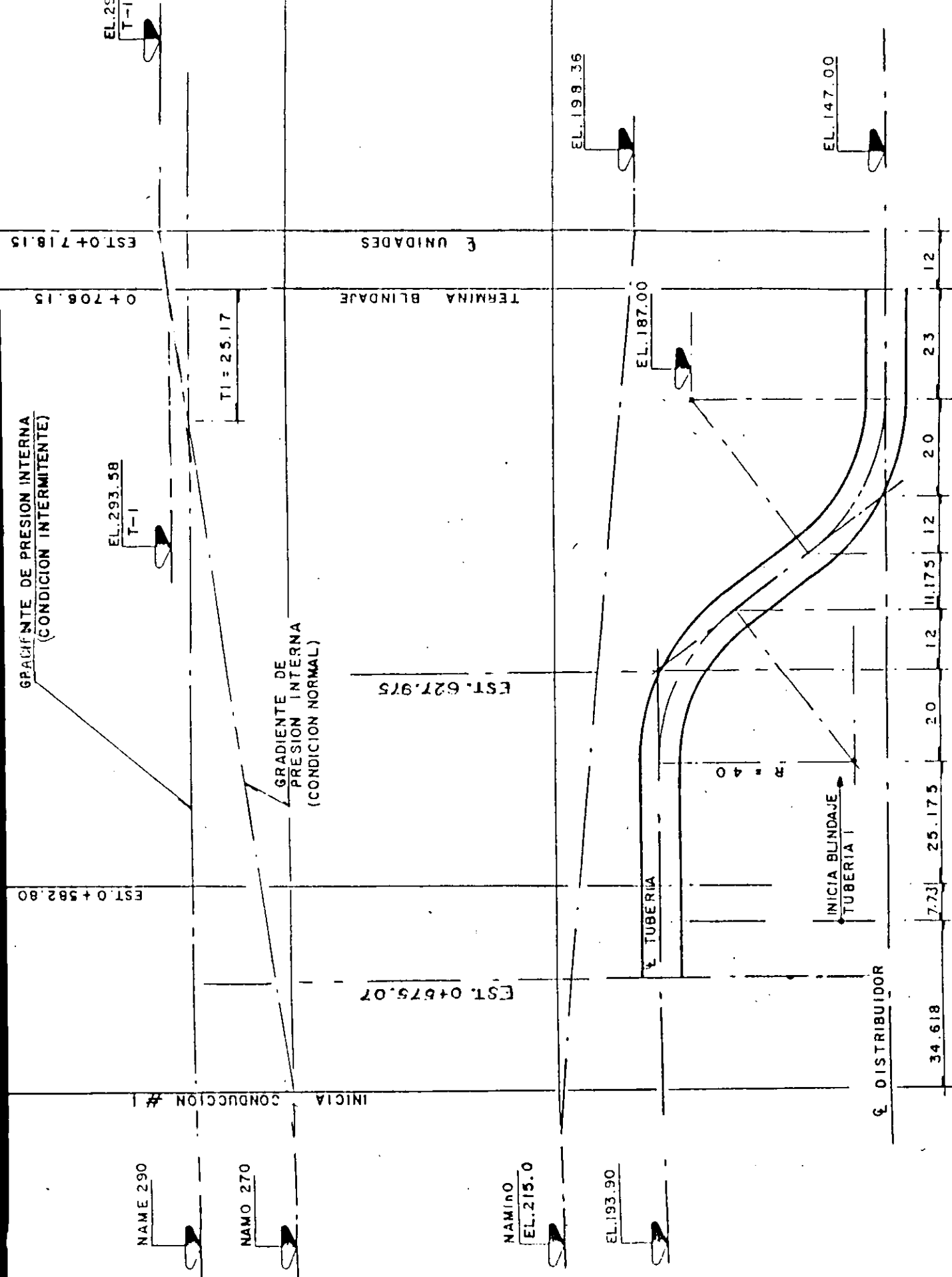
**V.3 Cálculo de acciones de diseño (ver fig. 5.1 y 5.2)**

Inicia conducción Est. 0+540.452 m.  
Inicia blindaje Est. 0+575.07 m.  
Termina blindaje Est. 0+706.15 m.

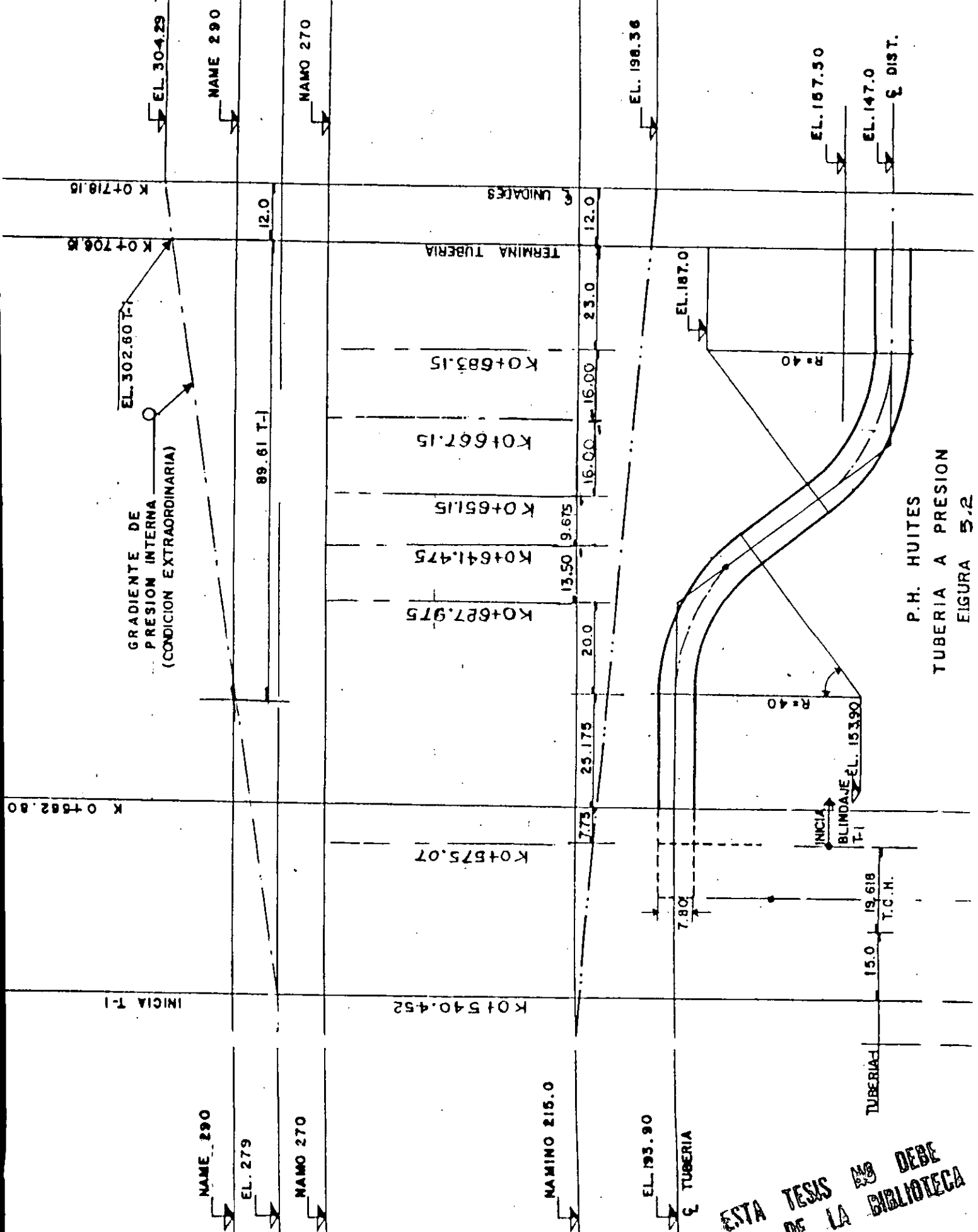
## Niveles de diseño

N.A.M.O. 270 m.  
N.A.M.E. 290 m.  
N.A.M.O. EMERGENCIA. 279 m.

SOBREPRESIÓN 25.59 m.



P. H. HUITES  
TUBERIA A PRESION  
FIGURA 5.1



P. H. HUITES  
 TUBERIA A PRESION  
 FIGURA 5.2

ESTA TESIS DEBE  
 CALAR DE LA BIBLIOTECA



### V.3.1 Condición Normal (N.A.M.O. + Sobrepresión)

| ESTACIÓN<br>0+<br>(m) | ELEV.<br>(m) | PRESIÓN<br>(m) | SOBRE-<br>PRESIÓN<br>(m) | CARGA<br>TOTAL<br>(m) | PRESIÓN<br>DISEÑO<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------|--------------|----------------|--------------------------|-----------------------|--|
| 575.070               | 193.90       | 76.10          | 4.92                     | 81.03                 | 8.10                                       |
| 627.975               | 188.54       | 81.46          | 12.46                    | 93.92                 | 9.39                                       |
| 641.475               | 175.76       | 94.24          | 14.38                    | 108.62                | 10.86                                      |
| 651.400               | 162.67       | 107.33         | 15.79                    | 123.12                | 12.31                                      |
| 667.150               | 150.34       | 119.66         | 18.03                    | 137.69                | 13.77                                      |
| 692.150               | 147.00       | 123.00         | 21.59                    | 144.59                | 14.46                                      |
| (Cambio de diámetro)  |              |                |                          |                       |  |
| 695.150               | 147.00       | 123.00         | 22.02                    | 145.02                | 14.50                                      |
| 697.950               | 147.00       | 123.00         | 22.42                    | 145.41                | 14.54                                      |
| 700.850               | 147.00       | 123.00         | 22.83                    | 145.83                | 14.58                                      |
| 703.750               | 147.00       | 123.00         | 23.26                    | 146.24                | 14.63                                      |
| 706.150               | 147.00       | 123.00         | 23.58                    | 146.58                | 14.66                                      |

### V.3.2 Condición Intermitente (N.A.M.E.)

| ESTACIÓN<br>0+<br>(m) | ELEV.<br>(m) | PRESIÓN<br>(m) | SOBRE-<br>PRESIÓN<br>(m) | CARGA<br>TOTAL<br>(m) | PRESIÓN<br>DISEÑO<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------|--------------|----------------|--------------------------|-----------------------|--|
| 575.070               | 193.90       | 96.10          | 0.00                     | 96.10                 | 9.61                                       |
| 627.975               | 188.54       | 101.46         | 0.00                     | 101.46                | 10.15                                      |
| 641.475               | 175.76       | 114.24         | 0.00                     | 114.24                | 11.42                                      |
| 651.400               | 162.67       | 127.33         | 0.00                     | 127.33                | 12.73                                      |
| 667.150               | 150.34       | 139.66         | 0.00                     | 139.66                | 13.97                                      |
| 692.150               | 147.00       | 143.00         | 0.00                     | 143.00                | 14.30                                      |
| (cambio de diámetro)  |              |                |                          |                       |  |
| 695.150               | 147.00       | 143.00         | 0.00                     | 143.00                | 14.30                                      |
| 697.950               | 147.00       | 143.00         | 0.00                     | 143.00                | 14.30                                      |
| 700.850               | 147.00       | 143.00         | 0.00                     | 143.00                | 14.30                                      |
| 703.750               | 147.00       | 143.00         | 0.00                     | 143.00                | 14.30                                      |
| 706.150               | 147.00       | 143.00         | 0.00                     | 143.00                | 14.30                                      |

### V.3.3 Condición de Emergencia (N.A.M.O.EMER. + SOBREPRESIÓN)

| ESTACIÓN<br>0+<br>(m) | ELEV.<br>(m) | PRESIÓN<br>(m) | SOBRE-<br>PRESIÓN<br>(m) | CARGA<br>TOTAL<br>(m) | PRESIÓN<br>DISEÑO<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------|--------------|----------------|--------------------------|-----------------------|--|
| 575.070               | 193.90       | 85.10          | 4.93                     | 90.03                 | 9.00                                       |
| 627.975               | 188.54       | 90.46          | 12.45                    | 102.91                | 10.29                                      |
| 641.475               | 175.76       | 103.24         | 14.38                    | 117.62                | 11.76                                      |
| 651.400               | 162.67       | 116.33         | 15.79                    | 132.12                | 13.21                                      |
| 667.150               | 150.34       | 128.66         | 18.03                    | 146.69                | 14.67                                      |
| 692.150               | 147.00       | 132.00         | 21.59                    | 153.59                | 15.36                                      |
| (cambio de diámetro)  |              |                |                          |                       |  |
| 695.150               | 147.00       | 132.00         | 22.02                    | 154.02                | 15.40                                      |
| 697.950               | 147.00       | 132.00         | 22.42                    | 154.42                | 15.44                                      |
| 700.850               | 147.00       | 132.00         | 22.83                    | 154.83                | 15.48                                      |
| 703.750               | 147.00       | 132.00         | 23.24                    | 155.24                | 15.52                                      |
| 706.150               | 147.00       | 132.00         | 23.58                    | 155.58                | 15.56                                      |

#### V.4 Determinación de esfuerzos

##### V.4.1 Esfuerzos por presión interna.

|                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| Diámetro de la tubería (d)            | 780 cm.                                    |
| Factor de eficiencia (E)              | 0.95                                       |
| Presión de diseño (P)                 |  |
| Fórmula de esfuerzos                  | $\sigma = P \cdot D / (2 \cdot t \cdot E)$ |
| $t_{min} = (d \cdot 20) / 400$ [pulg] |  |
| = 2.07 [cm]                           |  |

##### V.4.1.1 Condición Normal

(los espesores de diseño incluyen la reducción de 1/16")

| ESTACIÓN | ESPESOR (t)            |       | DIAMETRO<br>(cm) | CONDICIÓN NORMAL                           |  |
|----------|------------------------|-------|------------------|--|--|
|          | t=treal -1/16"<br>(in) | (mm)  |                  | Presión de Diseño<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Actuante<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 0+       |                        |       |                  |  |  |
| 575.070  | 0.813                  | 20.64 | 780              | 8.10                                       | 1611.07                                    |
| 627.975  | 0.813                  | 20.64 | 780              | 9.39                                       | 1867.66                                    |
| 627.975  | 0.938                  | 23.81 | 780              | 9.39                                       | 1619.68                                    |
| 641.475  | 0.938                  | 23.81 | 780              | 10.86                                      | 1873.24                                    |
| 641.475  | 1.188                  | 30.16 | 780              | 10.86                                      | 478.22                                     |
| 651.400  | 1.188                  | 30.16 | 780              | 12.31                                      | 1675.59                                    |
| 667.150  | 1.188                  | 30.16 | 780              | 13.77                                      | 1874.32                                    |
| 667.150  | 1.313                  | 33.34 | 780              | 13.77                                      | 1695.55                                    |
| 692.150  | 1.313                  | 33.34 | 780              | 14.46                                      | 1780.51                                    |

---

---

| ESTACIÓN | ESPESOR (t) |       | DIAMETRO<br>(cm) | CONDICIÓN NORMAL                           |   |
|----------|-------------|-------|------------------|--|---|
|          | (in)        | (mm)  |                  | Presión de Diseño<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Actante<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 0+       |             |       |                  |  |   |
| 695.150  | 1.313       | 33.34 | 751.6            | 14.500                                     | 1720.42                                   |
| 697.950  | 1.313       | 33.34 | 725.0            | 14.54                                      | 1664.11                                   |
| 700.850  | 1.313       | 33.34 | 697.5            | 14.58                                      | 1605.40                                   |
| 703.750  | 1.313       | 33.34 | 670.0            | 14.62                                      | 1546.33                                   |
| 706.150  | 1.313       | 33.34 | 670.0            | 14.66                                      | 1550.546                                  |

*V.4.1.2 Condición Intermitente*

| ESTACIÓN | ESPESOR (t) |       | DIAMETRO<br>(cm) | CONDICIÓN INTERMITENTE                     |  |
|----------|-------------|-------|------------------|--|--|
|          | (in)        | (mm)  |                  | Presión de Diseño<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Actuante<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 0+       |             |       |                  |  |  |
| 575.070  | 0.813       | 20.64 | 780              | 9.610                                      | 1911.41                                    |
| 627.975  | 0.813       | 20.64 | 780              | 10.15                                      | 2018.82                                    |
| 627.975  | 0.938       | 23.81 | 780              | 10.15                                      | 1750.04                                    |
| 641.475  | 0.938       | 23.81 | 780              | 11.42                                      | 1969.00                                    |
| 641.475  | 1.188       | 30.16 | 780              | 11.42                                      | 1554.45                                    |
| 651.400  | 1.188       | 30.16 | 780              | 12.73                                      | 1732.76                                    |
| 667.150  | 1.188       | 30.16 | 780              | 13.97                                      | 1901.54                                    |
| 667.150  | 1.313       | 33.34 | 780              | 13.97                                      | 1720.17                                    |
| 692.150  | 1.313       | 33.34 | 780              | 14.30                                      | 1760.81                                    |
| 695.150  | 1.313       | 33.34 | 751.6            | 14.30                                      | 1696.69                                    |
| 697.950  | 1.313       | 33.34 | 725.0            | 14.30                                      | 1636.65                                    |
| 700.850  | 1.313       | 33.34 | 697.5            | 14.30                                      | 1574.57                                    |
| 703.750  | 1.313       | 33.34 | 670.0            | 14.30                                      | 1512.49                                    |
| 706.150  | 1.313       | 33.34 | 670.0            | 14.30                                      | 1512.49                                    |

*V.4.1.3 Condición de Emergencia*

| ESTACIÓN | ESPESOR (t) |       | DIAME-<br>TRO<br>(cm) | CONDICIÓN de EMERGENCIA                    |  |
|----------|-------------|-------|-----------------------|--|--|
|          | (in)        | (mm)  |                       | Presión de Diseño<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Actuante<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
| 0+       |             |       |                       |  |  |
| 575.070  | 0.813       | 20.64 | 780                   | 9.00                                       | 1790.09                                    |
| 627.975  | 0.813       | 20.64 | 780                   | 10.29                                      | 2046.66                                    |
| 627.975  | 0.938       | 23.81 | 780                   | 10.29                                      | 1774.18                                    |
| 641.475  | 0.938       | 23.81 | 780                   | 11.76                                      | 2027.63                                    |
| 641.475  | 1.188       | 30.16 | 780                   | 11.76                                      | 1600.73                                    |
| 651.400  | 1.188       | 30.16 | 780                   | 13.21                                      | 1798.09                                    |
| 667.150  | 1.188       | 30.16 | 780                   | 14.67                                      | 1996.82                                    |
| 667.150  | 1.313       | 33.34 | 780                   | 14.67                                      | 1806.36                                    |
| 692.150  | 1.313       | 33.34 | 780                   | 15.36                                      | 1891.33                                    |
| 695.150  | 1.313       | 33.34 | 751.6                 | 15.40                                      | 1827.21                                    |
| 697.950  | 1.313       | 33.34 | 725.0                 | 15.44                                      | 1767.12                                    |
| 700.850  | 1.313       | 33.34 | 697.5                 | 15.48                                      | 1704.50                                    |
| 703.750  | 1.313       | 33.34 | 670.0                 | 15.52                                      | 1641.52                                    |
| 706.150  | 1.313       | 33.34 | 670.0                 | 15.56                                      | 1645.76                                    |

**V.4.2 Esfuerzos por temperatura.**

|                           |   |
|---------------------------|---|
| Fórmula de esfuerzo       | $\sigma_{temp} = E \cdot \alpha \cdot (\Delta t)$ |
| Módulo de elasticidad     | $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$                     |
| Coef. de dilatación       | $\alpha = 0.000012 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$   |
| Gradiente de temperatura: |   |
| Tubo vacío                | $\Delta t = 5 \text{ } ^{\circ}\text{C}$          |
| Tubo lleno                | $\Delta t = 15 \text{ } ^{\circ}\text{C}$         |
| Esfuerzo a tubo vacío     | $126 \text{ kg/cm}^2$                             |
| Esfuerzo a tubo lleno     | $378 \text{ kg/cm}^2$                             |



## V.5 Combinación de esfuerzos y esfuerzos equivalentes.

Teoría de Hencky-Mises

$$\sigma_e^2 = (\sigma_x)^2 - (\sigma_x * \sigma_y) + (\sigma_y)^2$$

 $\sigma_e$  = Esfuerzo Equivalente en Kg/cm<sup>2</sup>
 $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  = Esfuerzos principales en Kg/cm<sup>2</sup>

## V.5.1 Condición Normal (Presión interna + Temperatura)

| ESTACIÓN | ESFUERZO ACTUANTE                                    |  | ESFUERZO EQUIVALENTE<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] |
|----------|--|--|--|
|          | Presión Interna<br>$\sigma_x$ [ Kg/cm <sup>2</sup> ] | Temperatura<br>$\sigma_y$ [ Kg/cm <sup>2</sup> ] |  |
| 0+       |  |  |  |
| 575.070  | 1611.07  | 378  | 1459.26  |
| 627.975  | 1867.66  | 378  | 1710.28  |
| 627.975  | 1619.68  | 378  | 1467.65  |
| 641.475  | 1873.24  | 378  | 1715.74  |
| 641.475  | 1478.22  | 378  | 1330.13  |
| 651.400  | 1675.59  | 378  | 1522.21  |
| 667.150  | 1874.32  | 378  | 1716.82  |
| 667.150  | 1695.55  | 378  | 1541.71  |
| 692.150  | 1780.51  | 378  | 1624.83  |
| 695.150  | 1720.42  | 378  | 1566.02  |
| 697.950  | 1664.11  | 378  | 1511.00  |
| 700.850  | 1605.40  | 378  | 1453.74  |

|         |         |     |         |
|---------|---------|-----|---------|
| 703.750 | 1546.33 | 378 | 1396.25 |
| 706.150 | 1550.56 | 378 | 1400.36 |

### V.5.2 Condición Intermitente (Presión interna + Temperatura)

| ESTACIÓN | ESFUERZO ACTUANTE                                   | ESFUERZO EQUIVALENTE                            |         |
|----------|---|---|---------|
| 0+       | Presión Interna<br>$\sigma_x$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] | Temperatura<br>$\sigma_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ] |         |
|          |   | [Kg/cm <sup>2</sup> ]                           |         |
| 575.070  | 1911.41   | 378   | 1753.42 |
| 627.975  | 12018.82  | 378   | 1858.87 |
| 627.975  | 1750.04   | 378   | 1594.99 |
| 641.475  | 1969.00   | 378   | 1809.85 |
| 641.475  | 1554.45   | 378   | 1404.14 |
| 651.400  | 1732.76   | 378   | 1578.09 |
| 667.150  | 1901.54   | 378   | 1743.55 |
| 667.150  | 1720.17   | 378   | 1565.77 |
| 692.150  | 1760.81   | 378   | 1605.54 |
| 695.150  | 1696.69   | 378   | 1542.82 |
| 697.950  | 1636.65   | 378   | 1484.20 |
| 700.850  | 1574.57   | 378   | 1423.72 |
| 703.750  | 1512.49   | 378   | 1363.37 |
| 706.150  | 1512.49   | 378   | 1363.37 |

### V.5.3 Condición de emergencia (Presión Interna + Temperatura)

| ESTACIÓN | ESFUERZO ACTUANTE                                    |  | ESFUERZO EQUIVALENTE<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] |
|----------|--|--|--|
|          | Presión Interna<br>$\sigma_x$ [ Kg/cm <sup>2</sup> ] | Temperatura<br>$\sigma_y$ [ Kg/cm <sup>2</sup> ] |  |
| 0+       |  |  |  |
| 575.070  | 1790.09  | 378  | 1634.21  |
| 627.975  | 2046.66  | 378  | 1886.28  |
| 627.975  | 1774.18  | 378  | 1618.63  |
| 641.475  | 2027.63  | 378  | 1867.54  |
| 641.475  | 1600.73  | 378  | 1449.19  |
| 651.400  | 1798.09  | 378  | 1642.05  |
| 667.150  | 1996.82  | 378  | 1837.22  |
| 667.150  | 1806.36  | 378  | 1650.16  |
| 692.150  | 1891.33  | 378  | 1733.52  |
| 695.150  | 1827.21  | 378  | 1670.60  |
| 697.950  | 1767.12  | 378  | 1611.72  |
| 700.850  | 1704.50  | 378  | 1550.45  |
| 703.750  | 1641.52  | 378  | 1488.95  |
| 706.150  | 1645.76  | 378  | 1493.09  |

El hecho de que la temperatura induzca efectos de contracción en la placa, provoca que se presente una disminución en el esfuerzo por presión interna, al obtener el esfuerzo equivalente. Por lo anterior la determinación de la relación de esfuerzos, será con el esfuerzo debido a presión interna.

**V.6 Revisión de esfuerzos.**

Tubería de acero      ASTM-A-131 Grado A-36

Esfuerzo de fluencia       $F_y = 3585.72 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo a la ruptura       $F_{rt} = 5659.80 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos permisibles:

|                         |                          |
|-------------------------|--------------------------|
| Condición Normal        | 1886.6 $\text{kg/cm}^2$  |
| Condición Intermitente  | 2515.45 $\text{kg/cm}^2$ |
| Condición de emergencia | 3585.72 $\text{kg/cm}^2$ |

**V.6.1 Condición Normal**

| ESTACIÓN | ESFUERZO MÁXIMO<br>Presión Interna<br>[ $\text{Kg/cm}^2$ ] | ESFUERZO PERMISIBLE<br>[ $\text{Kg/cm}^2$ ] | RELACIÓN<br>DE<br>ESFUERZOS |
|----------|--|---|-----------------------------|
| 0+       |  |   |                             |
| 575.070  | 1611.07  | 1886.6                                      | 0.85                        |
| 627.975  | 1867.66  | 1886.6                                      | 0.99                        |
| 627.975  | 1619.68  | 1886.6                                      | 0.86                        |
| 641.475  | 1873.24  | 1886.6                                      | 0.99                        |
| 641.475  | 1478.22  | 1886.6                                      | 0.78                        |
| 651.400  | 1675.59  | 1886.6                                      | 0.89                        |
| 667.150  | 1874.32  | 1886.6                                      | 0.99                        |

---

| ESTACIÓN | ESFUERZO MÁXIMO                           | ESFUERZO PERMISIBLE    | RELACIÓN DE ESFUERZOS |
|----------|---|------------------------|-----------------------|
| 0+       | Presión Interna<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] | [ Kg/cm <sup>2</sup> ] |                       |
| 692.150  | 1780.51                                   | 1874.6                 | 0.95                  |
| 695.150  | 1722.42                                   | 1874.6                 | 0.92                  |
| 697.950  | 1664.11                                   | 1874.6                 | 0.89                  |
| 700.850  | 1605.40                                   | 1874.6                 | 0.86                  |
| 703.750  | 1546.33                                   | 1874.6                 | 0.83                  |
| 706.150  | 1550.56                                   | 1874.6                 | 0.83                  |

### V.6.2 Condición Intermitente

| ESTACIÓN DE | ESFUERZO MÁXIMO<br>Presión Interna<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] | ESFUERZO PERMISIBLE<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] | RELACIÓN<br>ESFUERZOS |
|-------------|--|---|-----------------------|
| 0+          |  |   |                       |
| 575.070     | 1911.41  | 2515.45                                       | 0.76                  |
| 627.975     | 2018.82  | 2515.45                                       | 0.80                  |
| 627.975     | 1750.04  | 2515.45                                       | 0.70                  |
| 641.475     | 1969.00  | 2515.45                                       | 0.78                  |
| 641.475     | 1554.45  | 2515.45                                       | 0.62                  |
| 651.400     | 1732.76  | 2515.45                                       | 0.69                  |
| 667.150     | 1901.54  | 2515.45                                       | 0.76                  |
| 667.150     | 1720.17  | 2515.45                                       | 0.68                  |
| 692.150     | 1760.81  | 2515.45                                       | 0.70                  |
| 695.150     | 1696.69  | 2515.45                                       | 0.68                  |
| 697.950     | 1636.65  | 2515.45                                       | 0.65                  |
| 700.850     | 1574.57  | 2515.45                                       | 0.63                  |
| 703.750     | 1512.49  | 2515.45                                       | 0.60                  |
| 706.150     | 1512.49  | 2515.45                                       | 0.60                  |

### V.6.3 Condición de Emergencia

| ESTACIÓN | ESFUERZO MÁXIMO<br>Presión Interna<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] | ESFUERZO PERMISIBLE<br>[ Kg/cm <sup>2</sup> ] | RELACIÓN<br>DE<br>ESFUERZOS |
|----------|--|---|-----------------------------|
| 0+       |  |   |                             |
| 575.070  | 1790.09  | 3585.72                                       | 0.50                        |
| 627.975  | 2046.66  | 3585.72                                       | 0.57                        |
| 627.975  | 1774.18  | 3585.72                                       | 0.50                        |
| 641.475  | 2027.63  | 3585.72                                       | 0.57                        |
| 641.475  | 1600.73  | 3585.72                                       | 0.45                        |
| 651.400  | 1798.09  | 3585.72                                       | 0.50                        |
| 667.150  | 1996.82  | 3585.72                                       | 0.56                        |
| 667.150  | 1806.36  | 3585.72                                       | 0.50                        |
| 692.150  | 1891.33  | 3585.72                                       | 0.53                        |
| 695.150  | 1827.21  | 3585.72                                       | 0.51                        |
| 697.950  | 1767.12  | 3585.72                                       | 0.49                        |
| 700.850  | 1704.50  | 3585.72                                       | 0.48                        |
| 703.750  | 1641.52  | 3585.72                                       | 0.46                        |
| 706.150  | 1645.76  | 3585.72                                       | 0.46                        |

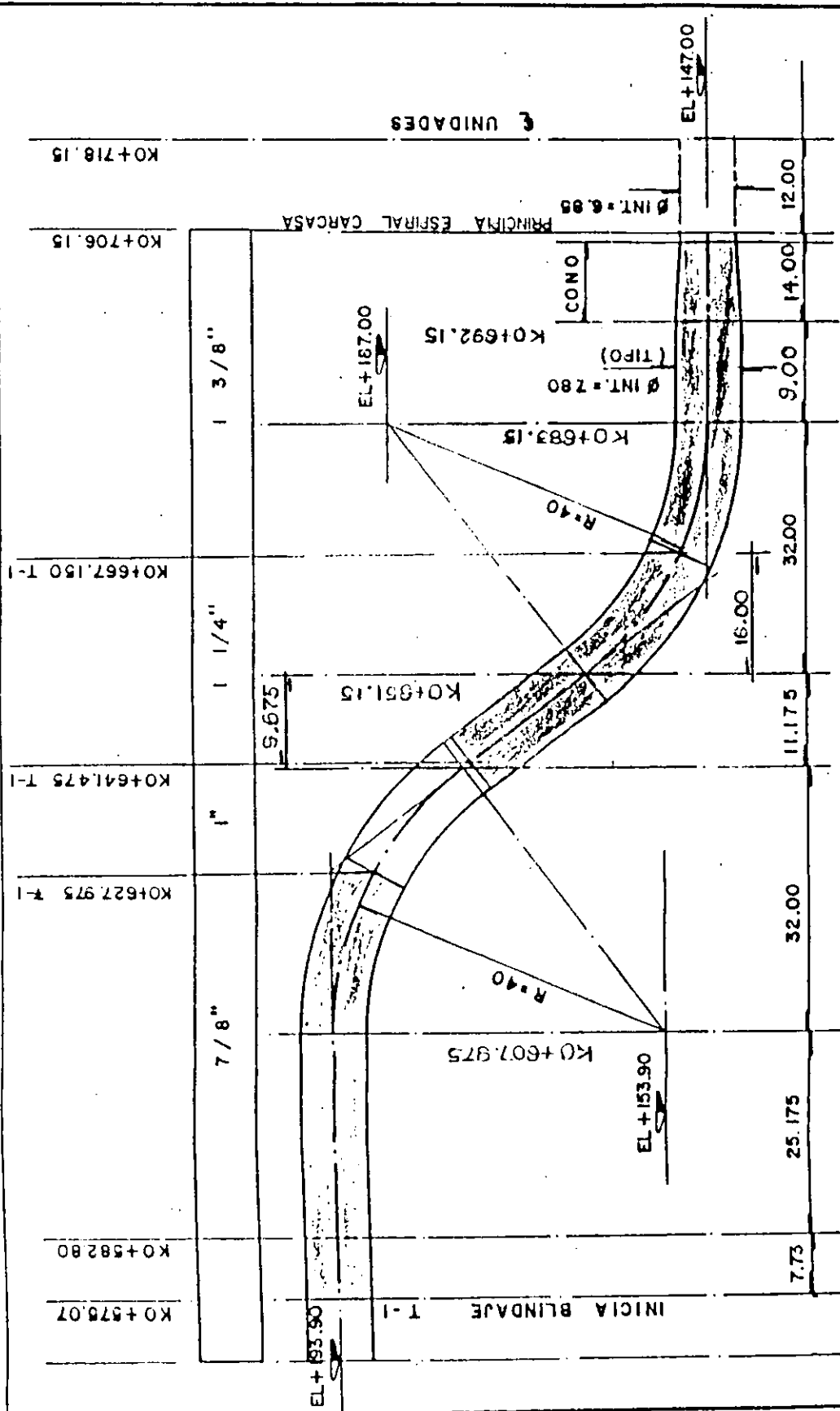
## V.7 Resumen de espesores. (ver fig. 5.3).

| ESTACIÓN | ESPESOR (t)         |      |       |      |
|----------|---------------------|------|-------|------|
|          | ESPESOR DE ANÁLISIS |      | +     | 1/16 |
| 0+       | in                  | mm   | in    | mm   |
| 575.070  | 0.813               | 20.6 | 0.875 | 22.2 |
| 627.975  | 0.813               | 20.6 | 0.875 | 22.2 |
| 627.975  | 0.938               | 23.8 | 1.000 | 25.4 |
| 641.475  | 0.938               | 23.8 | 1.000 | 25.4 |
| 641.475  | 1.188               | 30.2 | 1.250 | 31.8 |
| 651.400  | 1.188               | 30.2 | 1.250 | 31.8 |
| 667.150  | 1.188               | 30.2 | 1.250 | 31.8 |
| 667.150  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |
| 692.150  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |
| 695.150  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |
| 697.950  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |
| 700.850  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |
| 703.750  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |
| 709.150  | 1.313               | 33.3 | 1.375 | 34.9 |



# TUBERIA A PRESION - PH HUITES SINALOA.

## PESO EN TONELADAS DE LAS TUBERIAS.



TIPO DE ACERO A-131 GRADO AH-36  
Fy = 51 KSI = 3585.65 Kg/cm<sup>2</sup>

| TUBERIA | 7/8"   | 1"    | 1 1/4" | 1 3/8" | TOTAL  |
|---------|--------|-------|--------|--------|--------|
| T-1     | 231.00 | 91.41 | 225.41 | 266.28 | 814.10 |

FIGURA 5-3

### *Conclusiones.*

Como se observó en el desarrollo del presente trabajo, para el análisis y diseño de una tubería a presión, primordialmente se deben evaluar las solicitaciones (cargas), a que se verá sometida la estructura, esto implica conocer las dimensiones de la tubería, la geometría de la configuración del sistema, el material de la misma y la temperatura de operación, y después analizar mediante un método de cálculo de tal forma que se determinen los elementos mecánicos que están obrando sobre dicha estructura.

Para tuberías es necesario conocer los gradientes de presión y determinar la condición más crítica de operación a que va estar sometido el sistema. Sin embargo es difícil evaluar en conjunto los efectos causados por la presión interna, expansión térmica, corrosión, flexibilidad, fatiga y cortante.

La intensificación de esfuerzos se introdujo en los cálculos en forma de coeficientes, mientras que el de corrosión como una cantidad aditiva. La teoría que se utilizó para obtener las condiciones de carga de presión y la obtención de esfuerzos fue lo expuesto por el USBR y apoyada en la teoría de la membrana expuesta por el ASCE. Para obtener la combinación de esfuerzos y esfuerzos equivalentes, se utilizó la teoría de Hencky-Mises, cuyo uso está apoyado por el USBR.

En términos generales, se puede concluir que se cumplió con el objetivo de tesis planteado, sentando las bases para realizar el análisis y diseño de una tubería a presión de un proyecto hidroeléctrico.

**BIBLIOGRAFIA:**

- Ferdinand P. Beer - E. Rossell Jhonston Jr., "Mecánica de Materiales", McGraw - Hill, 2ª edición. Colombia, 1993, 825 pags.
- Stephen P. Timoshenko - James M. Gere, "Mecánica de Materiales", Grupo Editorial Iberoamerica, México, 1991, 825 pags.
- Meli Piralla, "Diseño estructural", Limusa, México, 1993, 581 pags.
- Enzo Levi, "Mecánica del Medio Continuo.", Limusa, México, 1994, 287 pags.
- Manual de Diseño de Obras Civiles, "Diseño por Sismo" de la sección C. Tema 1. Capítulo 3. De la Comisión Federal de Electricidad, México, 1993.
- Manual de Diseño de Obras Civiles, "Tuberías", de la sección C. Capítulo 6. De la Comisión Federal de Electricidad., México, 1981.
- Harald G. Arthur and John J. Walkes, "New Design Criteria for USBR Penstocks," Journal of the Power División. Proceeding of the American Society of Civil Engineers Vol. 96, No. POI., Enero 1970.
- Guide for Design and Instalación, American Water Work Association (AWWA), Manual 11, 2ª edición.
- Ingeniería Civil. Colegio de Ingenieros Civiles de México A. C: Contenido núm. 1207 y Título 1958. Obsidiana S.A. de C.V.
- Pressure Pipeline Design for Water and Wastewater preparado por la Comisión en Conducciones del American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, 1992. 135 pags.
- Kellogg M. W., (Company), "Design of Pipings Systems". 2ª edición., New York, 1956, 365 pags.
- Peabody, Arlend Wentworth, "Control of Pipeline corrosion". Husten, Texas, National Association of Corrosion Enginners. 1967, 192 pags.
- Lugo Olmos Ivan, "Diseño de Tuberías Forzadas", UNAM, 1993.
- Guidelines for the Seismic design of Oil and Gas Pipeline Sitems, of Oil Enginners Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, 1984.

Pipeline. Design for Water and Waste-Water: Report of the Task Committee on Engineering Practice in the Design of Pipelings, ASCE. New York, 1975. 128 pags.

Pickell, Mask B.. Pipeline Infrastructure II: Proceeding of the international conference, San Antonio, Texas, 1993. 706 pags.

Helmut. Thielsch: Traducido por Javier Azcue y Pablo Campo. Deformaciones y roturas en recipientes a presión y tuberías, Bilbao, 1969. 440 pags.

Rase, Howard F., versión en español por Juan Pérez Pérez. "Diseño de tuberías para plantas de procesos" Madrid, 1979.

Nolte, claude B.. "Optimus Pipe Size Selection". Houston, 1979. 297 pags.

Mark, Alex. Handbook of Pipeline Engineering Computation. Tulsa, Okla. :Peenwell, Manual M11 1979. 347 pags.

Steel Pipe: Aguide for Design and Instalación, 3er ed. Denver, Colorado (AWWA), 1989.

Herman Shores. Assoc. M. "Design of Large Pipelines". Paper No. 1829. ASCE, Transactions, New York, 1852.