

J-61

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE TUBERIA DE
CONCRETO PRESFORZADO"**

T E S I S

Que para obtener el título de :
INGENIERO CIVIL

Presenta:

ENRIQUE GONZALEZ SANCHEZ

1ej
61



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



VIVERIDAD NACIONAL

AVINIA

Al Pasante señor ENRIQUE GONZALEZ SANCHEZ,
P r e s e n t e .

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-175

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Luis Camba Castañeda, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE TUBERIA DE
CONCRETO PRESFORZADO"

- I. Proyección y futuro de tubería de concreto presforzado.
- II. Introducción al concreto presforzado.
- III. Análisis estructural de un tubo rígido de concreto.
- IV. Diseño del tubo de concreto presforzado.
- V. Fabricación de tubería de concreto presforzado.
- VI. Instalación de tubería de concreto presforzado.

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

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 4 de septiembre de 1979
EL DIRECTOR



ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

PROLOGO

Un tema de tésis que se pretenda abordar debetener una justificación: en el primer capitulo se trata de exponer los motivos que me impulsaron al desarrollo de un dise_{ño} estructural de tuberfa de alta presión y gran diáme_{tro} de concreto presforzado.



UNIVERSIDAD NACIONAL

AMPA

Al Pasante señor ENRIQUE GONZALEZ SANCHEZ,
P r e s e n t e .

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-175

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Luis Camba Castañeda, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.


"DISEÑO ESTRUCTURAL DE TUBERIA DE
CONCRETO PRESFORZADO"

- I. Proyección y futuro de tubería de concreto presforzado.
- II. Introducción al concreto presforzado.
- III. Análisis estructural de un tubo rígido de concreto.
- IV. Diseño del tubo de concreto presforzado.
- V. Fabricación de tubería de concreto presforzado.
- VI. Instalación de tubería de concreto presforzado.

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

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 4 de septiembre de 1979
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/OBLH/ser

PROLOGO

Un tema de tesis que se pretenda abordar debe tener una justificación: en el primer capítulo se trata de exponer los motivos que me impulsaron al desarrollo de un diseño estructural de tubería de alta presión y gran diámetro de concreto presforzado.

**" DISEÑO ESTRUCTURAL DE TUBERIA DE
CONCRETO PRESFORZADO "**

- I. PROYECCION Y FUTURO DE TUBERIA DE CONCRETO PRESFORZADO
 - I.1 Introducción
 - I.2 Variables Demográficas entre los años 1970-2000
 - I.3 Demanda de Agua
 - I.4 Situación para el Area Metropolitana de la Ciudad de México
 - I.5 Conclusiones

- II. INTRODUCCION AL CONCRETO PRESFORZADO
 - II.1 Origen y Desarrollo
 - II.2 Principios Generales del Concreto Presforzado
 - II.3 Clasificación y Tipos
 - II.4 Diferencias Básicas del Concreto Presforzado y el Concreto Reforzado
 - II.5 Pérdidas de Presfuerzo

- III. ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN TUBO RIGIDO DE CONCRETO
 - III.1 Antecedentes
 - III.2 Cargas
 - III.3 Análisis por Carga Exterior o de Tierra
 - III.4 Análisis por Carga de Agua
 - III.5 Análisis por Carga Muerta o Peso Propio del Tubo
 - III.6 Presión Interna

- IV. DISEÑO DEL TUBO DE CONCRETO PRESFORZADO
 - IV.1 Concepción del Tubo
 - IV.2 Diseño de Secciones Bajo Flexión
 - IV.3 Diseño Estructural del Tubo
 - IV.4 Cálculo del Tubo

- V. FABRICACION DE TUBERIA DE CONCRETO PRESFORZADO
 - V.1 Generalidades
 - V.2 Proceso de Fabricación
 - V.3 Especificaciones Generales sobre los Materiales

- VI. INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO PRESFORZADO
 - VI.1 Importancia de la Instalación
 - VI.2 Pasos de la Instalación

PROYECCION Y FUTURO DE LA TUBERIA DE CONCRETO
PRESFORZADO

1.- Introducción

Sin pretender extenderme demasiado en lo referente a las necesidades que se presentarán en México para el año 2000, en cuanto a demandas de agua, trataré de exponer en este capítulo y de manera general, los requerimientos necesarios en México para fines del siglo y que se deberá resolver con ayuda de la tubería de las características descritas.

Para darnos cuenta de la magnitud de las necesidades que tendrá México en este renglón presentaremos un breve estudio demográfico comparando los datos de nuestra República con los de América Latina.

Cabe mencionar que todos los datos actuales y proyecciones que se presentan han sido tomados de estudios especializados de Organizaciones Internacionales y Nacionales, tales como la Comisión Económica para América Latina, el Centro Latinoamericano de Demografía, los primeros estudios de planeación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Así como proyectos y estudios de la Comisión de Aguas del Valle de México. Evidentemente sólo se señalarán las magnitudes de población y demanda de agua, sin mencionar soluciones particulares u obras de infraestructura que serán necesarias para satisfacer las demandas de agua para el año 2000.

Únicamente se presentarán algunos proyectos y ante proyectos - específicos de conducciones de agua de magnitud representativa dentro de la República Mexicana y particularmente la Ciudad - de México.

2.- Variables Demográficas entre los años 1970-2000

En el contexto mundial, América Latina es la región que mayor crecimiento demográfico presenta. Su tasa de natalidad en 1970 fue de 3.8% mayor al de la media mundial de 3.4%. Así que de una población de 3700 millones aproximadamente, 281 millones de habitantes eran Latinoamericanos; se calcula que para el año 2000 aumentarán estas cifras a 6500 y 645 millones respectivamente, lo cual significará que la población Latinoamericana aumentará su participación relativa de 7.5% en 1970 a 9.9% - en el año 2000.

Por otro lado, partiendo del hecho de que en 1970 la población en Latinoamérica casi se duplicó con respecto al año de 1950 (de 158 millones a 281) ; se espera que para el año 2000 dicha población ascienda a 645 millones, es decir, casi 2 veces y media más que en 1970. Con respecto a las tasas de crecimiento medio anual se espera que Latinoamérica mantenga sus tasa media de 2.8% ; aunque por encima de esta tasa se encuentra en primer lugar México con 3.3% . En consecuencia, mientras que Latinoamérica mantendrá más o menos constante su participación relativa de población, México presentará un sensible incremento hasta el año 2000 con 135 millones de habitantes, es decir, más del doble del que tenía en 1970.

En cuanto a densidad demográfica, América Latina con sus 20.5 millones de Kilómetros cuadrados y 281 millones de habitantes, es considerada como región poco poblada, ya que su densidad de 13.7 habitantes por Km² es inferior a la media mundial de 27 habitantes por Km² . No obstante esto para el año 2000 aumentará su densidad 31.5 , y por su parte México aumentará de 25.8 a 68.3 por Km².

En crecimiento natural, a pesar de los supuestos tendientes a disminuir la fecundidad en lo futuro, el número de los nacimientos -

seguirá en aumento. México tendrá un crecimiento natural entre los años 1980-1985 de 13 millones y 18 millones en el último quinquenio del siglo.

En cuanto a lo referente a población urbana y rural, el rápido proceso de urbanización, observado en el contexto mundial, no ha quedado a la zaga en América Latina. En los próximos 25 años se espera una tasa de crecimiento medio anual para la población urbana de 4.6%, contra 1.5% de la población rural, consecuentemente, - mientras la población urbana pasará del 53.7 al 70.7%, la rural - disminuirá del 46.3% al 29.3% . En México la situación se acentua pues mientras la población urbana aumentará del 58.6 al 77.7% la rural disminuirá del 41.4 al 22.3%.

3. - Demanda de Agua.

Debido al aumento de población urbana en América Latina para - el año 2000 se calcula que la demanda de agua se incrementará - para uso urbano de 5500 millones de m³ en 1970 a 45 000 millones para fines de siglo. Por lo tanto, las inversiones que se espera suscitará este incremento tendrán que ser cada vez mayores, - para permitir satisfacer no solamente la demanda futura sino el - déficit que existe actualmente. Dentro de los países que se enfrentan con mayor fuerza a tal problema son Brasil, México y Argenti-

na, que experimentarán de 1970 al año 2000, un incremento conjunto en su población urbana de 191 millones de personas. Esto significará, en el caso de la ciudad de México y su Area Metropolitana, crear el equivalente a 22 veces los servicios urbanos realizados entre la Epoca de la Colonia y el año de 1970.

En 1970 las extracciones de agua para el uso industrial en América Latina se estimaron en 4 500 millones de m^3 esperando que para el año 2000, alcanzará los 70 000 millones de m^3 anuales, lo que significa un incremento de 16 veces más que en 1970. La magnitud de las inversiones tendrá que seguir esta misma proporción, eso sin tomar en cuenta el problema de la elevada concentración geográfica de las industrias, lo cual es bastante palpable en México.

4.- Situación para el Area Metropolitana de la Ciudad de México.

El crecimiento urbano del área metropolitana de la Ciudad de México, empezó a presentar sus características más críticas a partir de 1950, año en que por razones sociales y económicas se presentó la mayor aceleración demográfica. En el año de 1930, la población se concentraba fundamentalmente en la Ciudad de México

circunscrita en aquél entonces dentro del territorio del Distrito Federal, y ascendía a un millón seiscientos mil habitantes, aproximadamente. En 1940, diez años después, fue de dos millones doscientos mil habitantes y en 1950 de tres millones seiscientos mil, presentando, hasta esa época, características de un crecimiento que pudiera considerarse alto, pero dentro de los límites de la normalidad. Fue en la década 1950-1960, cuando los incentivos para el desarrollo industrial dentro del Valle de México, propiciaron la creación de fuentes de trabajo que consolidaron la ocupación de la población existente y motivaron la inmigración de la población, principalmente rural, de otras Entidades, primero de las más cercanas al Valle y posteriormente de regiones lejanas. Si se analiza la trayectoria demográfica en el Valle de México, el crecimiento del área metropolitana presentó en el año de 1970 una tasa media mayor al 5%, superior a la de los centros urbanos de todo el país, habiéndose registrado casos, como el de la Ciudad Nezahualcóyotl, en que la tasa demográfica anual llegó a ser del 15%. El problema antes planteado de la concentración de las actividades económicas en el medio urbano a nivel nacional, resulta así más crítico al analizar el crecimiento en el Valle de México. De los 12 millones de habitantes que en 1975 radicaban en este Valle, el 91%, o sea, casi 11 millones estaban concentrados en los centros urbanos, especialmente en el área metropolitana y sólo el 9% o sea del orden de

un millón de habitantes radicaban en el medio rural del Valle. De no tomarse medidas para modificar enérgicamente las tendencias de concentración urbana, en el año 2000 se tendrán en el Valle unos 29 millones de habitantes (mínimo), reuniéndose el 95 % o sea 27.5 millones, en la zona urbana y sólo el 5% o sea 1.5 millones, en el medio rural del Valle.

5.- C o n c l u s i o n e s

De todo lo anterior se desprende que el desarrollo de los países de América Latina, originará crecientes demandas de agua en sus diversos usos, pero de una manera particular en lo que respecta al uso urbano, debido al aumento de población que se ha señalado. Particularizando las conclusiones que, a fin de cuentas pueden ser extensivas a todo América Latina, nos encontramos que México contará para fines de siglo con 135 millones de habitantes con una densidad de 68.3 por Km², y un crecimiento natural de 18 millones tan solo entre 1995 y 2000; implicando un aumento en la demanda de agua en general de casi 2.75 veces más que en 1970. Pero tomando en cuenta que para el año 2000 la población urbana en México, alcanzará por lo menos 100 millones, la demanda de agua para el uso urbano e industrial será de 3.75 veces más que en el año de 1970. Por otro lado y siguiendo el curso del crecimiento natural esperado para fines de siglo (1995-2000) aproximadamente 13.5 millones pa-

ra las zonas urbanas y 4.5 para las zonas rurales, tendremos que, a partir del año 2000 las demandas de agua en las ciudades se incrementarán en un 5% anual; y esto sólo para México, pero en general, podemos decir que para América Latina significa satisfacer demandas de agua del orden de 45 000 millones de m³ tan solo para usos urbanos a fines de siglo. Todo lo anterior requerirá inversiones muy cuantiosas sobre todo para ciudades de alta concentración de población, como es la Ciudad de México. Para darnos una idea del orden de dichas inversiones señalaremos que a precios de 1970 será necesario hacer en América Latina, gastos que ascenderán -- aproximadamente a 61 000 millones de dólares para fines de siglo, en lo que respecta a usos urbanos e industriales de agua. Las demandas que conducen a inversiones de este orden no se pueden soslayar, ya que por un lado, el desarrollo urbano acelerado presionará fuertemente sobre el gasto público al solicitar inversiones crecientes en servicios de suministro de agua potable, y por otro lado el sector industrial, debido también a sus necesidades cada vez mayores presionará para que se lleven a cabo las obras de la magnitud necesaria. Todas estas necesidades deberán ser atendidas oportunamente, de lo contrario acarrearán graves conflictos sociopolíticos y económicos para todos los países, pero particularmente para México, Argentina y Brasil, donde la población urbana llegará a -- 282.6 millones, lo que significa un incremento conjunto de 191 millones, destacándose México con un incremento de 80 millones. Ahora

bien si consideramos que el incremento total en América Latina será de 308 millones de habitantes, y la inversión esperada para satisfacer las demandas de agua será de 61 000 millones de dólares; México necesitará proporcionalmente 15 800 millones, es decir, -- aproximadamente el 25% del total para América Latina. Esto en lo referente a México como País, pero analizando el caso de la Ciudad de México y partiendo de la base de que en 1970 tenía 10 millones de habitantes y para el año 2000 tendrá por lo menos 27.5 o sea el 27.5% de la población urbana del País para dicho año; tendremos que la ciudad de México absorberá dentro de la inversión calculada para México 4 345 millones de dólares o el equivalente al 7% del presupuesto total para América Latina. Claro que dicha cifra en global tanto obras de captación obras de acceso, drenajes, tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento, redes primarias, redes secundarias, conducciones, así como todas las obras de servicio y material es para abastecer y desalojar las aguas de la ciudad; de todas maneras el monto de las inversiones anuales que la ciudad debería realizar a partir de 1975, alcanza la cifra de 170 millones de dólares anuales y si la estadística no falla tendremos que si para 1980 no se han invertido 850 millones de dólares en todas las obras relacionadas con el suministro de agua y desalojamiento de la misma, la Ciudad de México empezará mal el antepenúltimo de cento del siglo XX. Aunque la Capital no creciera tanto, estas inver

siones será necesario efectuarlas para las principales ciudades de la República. La necesidad de contar con una resolución definitiva para el abastecimiento de agua potable al Valle de México y muy en especial al área metropolitana, condujo a la decisión en 1972 de crear un organismo que se encargara de planear, programar, estudiar, proyectar, construir, administrar y operar, las obras para el abastecimiento de agua potable a largo plazo; éste es la Comisión de Aguas del Valle de México. Dicha comisión decidió trazar un programa general dividido en dos etapas: la primera, llamada Programa de Acción Inmediata para satisfacer las demandas entre 1973 y 1980 y el año 2020. La Ciudad de México que demandará un incremento de agua de 1.4 m³/seg. anual entre 1975-1980 y 2.0 m³/seg. anual entre 1980-2000, puso en marcha el Programa de Acción Inmediata en el año de 1973 para proporcionar un caudal de 23.68 m³/seg. en 1980, y con un costo de obra aproximado de 11 millones de dólares por m³/seg. de agua entregado en bloque a la Ciudad. Hacia fines de 1977 se encuentran prácticamente terminadas obras de conducción que proporcionarán un caudal aproximado de 16 m³/seg., con acueductos hasta de 25 Km. de longitud, diámetros desde 36" hasta 72" (1.83 m) y presiones máximas de 100 m columna de agua. Para finalizar con las obras del Programa de Acción Inmediata, se tiene proyectado el aprovechamiento de 7 m³/seg. de la cuenca cerrada de Oriental, Pue., mediante la construcción de 95 pozos profundos y un acueducto del orden de 140 Km. de longitud

con un diámetro probable de 2.50 mts. Entre 1980-2000, las necesidades de agua para la Ciudad de México serán del orden de 40 m³/seg. La gran magnitud de la población y las demandas que se prevén para ese período, obligarán al aprovechamiento de fuentes externas de agua como son cuencas con gran potencialidad hidráulica, que permitan traer sus excedentes sin afectar las demandas propias de dichas cuencas. Aunque a partir de 1976 se empezaron a construir plantas de tratamiento de aguas residuales para su reutilización en procesos industriales, estas no serán suficientes para satisfacer las demandas, lo que obligará a la construcción de acueductos de longitudes, diámetros y presiones considerables. El Programa de "Acción Mediata" de la C.A.V.M. para abastecer de agua a la Ciudad tiene como problema principal la construcción de las obras de conducción cuyos períodos constructivos son mayores a los 8 años, lo que hace necesario empezar a construir inmediatamente y desarrollar los trabajos en la forma más acelerada posible. En la Tabla que se presenta a continuación, se muestra un resumen de los caudales complementarios que será necesario introducir al área metropolitana en el período 1980-2020, considerando la suspensión del bombeo en el Valle de México y en el Alto Lerma así como la reutilización de aguas residuales para fines principalmente industriales:

**Demandas Resultantes de Agua en Metros Cúbicos por Segundo para
Abastecer el Area Metropolitana.**

Año	Demanda de la población	Restitución a la cuenca del Lerma	Suspensión del bombeo	Reuso	Demanda Neta	Caudal complementario
1980	64.5	0	0		64.5	0
1985	79.5	2.8	8	1.5	88.8	24.3
1990	93.8	6.3	18	4.0	114.1	49.6
1995	106.6	9.8	22	6.5	131.9	67.4
2000	117.1	9.8	22	9.0	139.9	75.4
2005	125.2	9.8	22	11.5	145.5	81.0
2010	131.3	9.8	22	14.0	149.1	84.6
2015	135.6	9.8	22	16.5	150.9	86.4
2020	138.7	9.8	22	19.0	151.5	87.0

Para la elección de las posibles regiones de abastecimiento para el área metropolitana de la Ciudad de México, se establecieron -- criterios de selección, atendiendo fundamental mente a su potencia lidad hidráulica, a su distancia al área metropolitana y a las elevaciones a las que se pueden captar los caudales aprovechables.

Se están estudiando así las cuencas de los Rfos Papaloapan, Lerma, Pánuco, Balsas (en sus subcuencas Alto Amacuzac y Cutzamala) y Tecolutla (en sus subcuencas Alta y Baja), en principio y para el pe ríodo correspondiente a 1980-2000 se ha definido como la alternativa más favorable la captación de las aguas del Rfo Cutzamala pero sin llegar a ser definitiva; para el período comprendido entre los años 2000-2020 se presentan como alternativas viables la captación de los afluentes Tuzantla y Puranguero del Rfo Balsas, o bien la cu enca alta del Rfo Tecolutla (alternativas más favorables) implican diámetros medios mayores de 2.50 mts., líneas de conducción hasta - de 238.4 Kms. y presiones de trabajo bastante considerables.

Obviamente, los proyectos anteriores son los más importantes dentro de la República, pero podríamos señalar otras, como son: Acueducto Rfo Colorado-Tijuana, actualmente en construcción, con una población de proyecto de 1 200 000 habitantes, gasto de 4000 l. p. s.,. La Línea de conducción total es de 99892 mts., de los cuales 6916 mts. son de tubería de acero soldada, 10600 mts. son de túneles y los restantes 82376 mts. son de tubería de concreto pres forzado, en diámetros desde 1.37 m (54") hasta 1.83 m (72") .

Acueductos Mina-Monterrey y Santiago Monterrey.- actualmente en construcción y servirá para satisfacer el incremento en la demanda de agua de la Ciudad de Monterrey. Las longitudes de conducción de dicho Acueducto de 43700 mts. y 34700 mts. respectivamente, en tubería de concreto presforzado y diámetros de 0.91 m (36") hasta 1.37 m (54").

Podríamos señalar otros muchos proyectos tanto de conducciones, como de redes primarias de distribución en diversas ciudades de la República, pero con objeto de no extendernos demasiado, simplemente indicaremos que, como en el caso de la Ciudad de México, la concentración de asentamientos humanos en otras ciudades dará origen a demandas de agua cada vez mayores.

La conducción de esos volúmenes de agua requerirán tuberías de grandes diámetros; que además de ser económicas deberán satisfacer las condiciones técnicas de alta resistencia y durabilidad necesarias.

Debido a las características de las tuberías de concreto presforzado, podemos decir que éstas serán las ideales, para las grandes conducciones de agua que se tendrán en el futuro.

Por último, debemos señalar que dentro de un rango considerable de presiones y diámetros, la tubería de concreto presforzado no tendrá competencia con las de acero y asbesto.

INTRODUCCION AL CONCRETO PRESFORZADO

1.- Origen y Desarrollo

Presforzar una estructura significa inducirle esfuerzos permanentes antes de someterla a las condiciones de servicio, para mejorar su resistencia al momento de trabajar bajo dichas condiciones. Este principio básico tuvo su primera aplicación quizás hace siglos, - cuando se almacenaba agua o vino en barriles de madera cinchados con bandas metálicas. Al apretarse estos cinchos, se sometían a un presfuerzo de tensión, que creaba un presfuerzo de compresión entre las duelas, lo que permitía a los barriles resistir la presión del líquido contenido.

En otras palabras tanto las duelas como los cinchos, eran presforzados antes de someterlos a las cargas de servicio.

Casualmente en estas primeras aplicaciones del presfuerzo está basado el diseño de la tubería presforzada en el cual, y como ya señalaremos más adelante, un corazón de concreto se halla sometido a un presfuerzo de compresión inducido por un alambre pretensado circunferencialmente.

Los primeros intentos para la aplicación del presfuerzo en el concreto los llevó a cabo un Ingeniero de San Francisco, en el año de 1886 (Jackson) cuando por primera vez trató de amarrar varillas -- de acero a piedras artificiales y en arcos de concreto que servían como losas de piso. Aunque estas primeras aplicaciones estaban -

basadas en la idea correcta de que el concreto, muy resistente a la compresión, es débil a los esfuerzos de tensión, y al presforzar — el acero contra el concreto se sometiera a este último a un presfuerzo de tensión producido por las cargas de servicio; no tuvieron éxito, porque el bajo presfuerzo que se producía en el acero en aquel tiempo, pronto se perdía como resultado de la contracción y escurrimiento plástico del concreto.

En Estados Unidos en 1908 surgió la idea de tratar de presforzar tendones de acero después de que el concreto hubiera tenido cierta contracción y escurrimiento, lo que se intentaba era tratar de reajustar el presfuerzo después de haberse iniciado el fraguado del concreto, con objeto de recuperar algunas de las pérdidas.

En 1925 se introdujeron dos ideas importantes en el concreto presforzado, la utilización de aceros de alta resistencia y el anclaje de tendones utilizando tuercas.

Pero no fué sino hasta 1928, al empezar a usarse alambres de alta resistencia, cuando se inicia el desarrollo moderno del concreto presforzado con el francés E. Freyssinet.

Freyssinet que en aquel entonces logró un presfuerzo efectivo de 8860 Kg. /cm² en los alambres, contribuyó al desarrollo del concreto presforzado con muchas ideas más.

Aunque Hoyer en Alemania fue el primero que aplicó prácticamente el método de presforzar el acero adherido al concreto estirando — los alambres entre dos pilares sin colocar anclaje en los extremos,

procediendo a cortar posteriormente los alambres, cuando el concreto ya habia endurecido; la idea original parti6 de Freyssinet.

La amplia aplicaci6n del concreto presforzado no fue posible hasta que se idearon m6todos m6s adecuados y dignos de confianza para - tensar y anclar los extremos del alambre del presfuerzo.

En 1939 Freyssinet di6 el 6ltimo empuj6n al concreto presforzado, al producir cu6as c6nicas para el anclaje y dise6ar gatos de doble acci6n. Estos gatos tenfan la doble funci6n de tensar los alambres y presionar la cu6a macho dentro de la cu6a hembra, para lograr el anclaje adecuado.

A partir de esa fecha se idearon multitud de m6todos en toda Europa, desarroll6ndose y extendi6ndose el uso del concreto presforzado en casi todos los pa6ses del Viejo Continente.

Por otro lado, en Estados Unidos el desarrollo del concreto presforzado sigui6 un curso diferente, ya que en este pa6s se empez6 utilizando el presfuerzo circular aplicado a tanques de almacenamiento. El tensado circunferencial se lograba mediante m6quinas especiales producidas por la Preload Company.

El presforzado lineal se inici6 en Estados Unidos en 1946 con la -- construcci6n de grandes puentes, y el crecimiento del mismo ha si do paralelo a la fabricaci6n de productos pretensados y precolados utilizados en puentes y edificios.

El crecimiento de productos y plantas de concreto presforzado en --

Estados Unidos a partir de la Segunda Guerra Mundial ha sido explosivo. En 1950 habfa tan solo una planta, en 1954 existfan 4 y para 1961 eran ya 229 plantas operando. El volumen total de productos precolados se estimó en 1 600000 m³ en 1962, de los cuales el 50% se empleó en puentes y el otro 50% en edificios y otros proyectos constructivos.

A pesar de que fue en Estados Unidos donde se inició la aplicación del presfuerzo circular, parece ser que los primeros en aplicar este método a las tuberfas de una manera económica y eficaz, fueron los australianos.

En 1939 una firma australiana fabricante de tubos de concreto, ideó un método eficiente y económico para aplicar las técnicas del presfuerzo a las tuberfas de concreto principalmente a las de gran diámetro, con el fin de poder competir con las tuberfas de acero, que hasta entonces eran las únicas que se podfan utilizar en tuberfas de gran diámetro y sometidas a presiones fuertes. Pero no fue sino hasta 1944 cuando se comprobó su gran economía y eficiencia, al quedar instalada la primera tuberfa de concreto presfuerzo. Actualmente existen varios sistemas de tuberfa de concreto presfuerzo en las que el principio de aplicación del concreto presfuerzo es el mismo, lo que cambia es el método de presfuerzo el tubo. A la fecha suman varios miles de kilómetros las tuberfas de concreto presfuerzo que funcionan en más de 23 países, incluyendo a México.

Se piensa que con la incorporación del concreto presforzado a los -
códigos de construcción y con una mejor comprensión del diseño y -
construcción del mismo, la proporción de crecimiento de la cantidad
y número de productos será cada vez mayor.

En la actualidad el concreto presforzado se utiliza en casi todos los
productos y proyectos que solían construirse con concreto reforzado
inclusive, en muchos casos ha sido desplazado total mente.

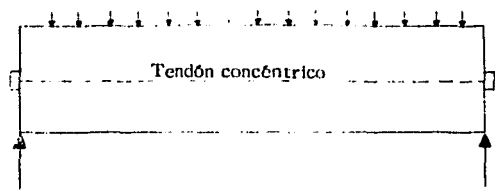
2.- Principios Generales del Concreto Presforzado

Una de las mejores definiciones del concreto presforzado es la del
Comité de Concreto Presforzado A. C. I. (Instituto Americano del --
Concreto):

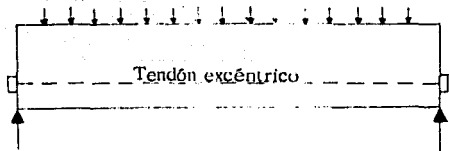
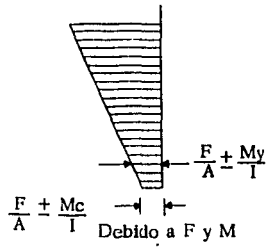
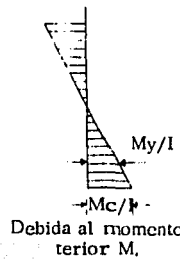
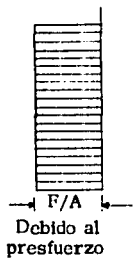
"El concreto presforzado es un concreto en el cual han sido introdu-
cidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuer-
zos resultantes de las cargas externas dadas, se equilibran hasta un
grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, -
comunmente, el presfuerzo dando tensión al refuerzo de acero".

Ahora bien, existen tres conceptos para explicar el comportamiento
descrito en la definición. Sobre decir que es básico conocer estos
principios para poder desarrollar el diseño de una estructura pres-
forzada.

Primer concepto. - "El concreto se transforma en un material elás
tico al someterlo a un presfuerzo". Este concepto considera al con
creto como un material transformado de frágil en elástico, debido a



Distribución de esfuerzos en una sección de concreto presfuerzo con tendón concéntrico.



Distribución de esfuerzos en una sección de concreto presfuerzo con tendón excéntrico

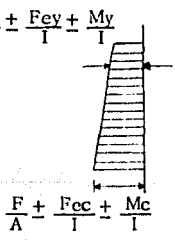
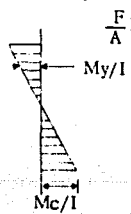
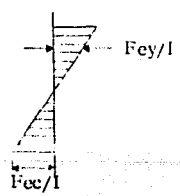
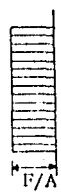


Fig. 1

la precompresión que se somete. El concreto débil a la tensión se comprime (generalmente, por acero bajo alto esfuerzo de tensión) logrando que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión.

De este concepto nació el criterio de "no" esfuerzos de tensión en el concreto, ya que al no existir estos esfuerzos no puede haber grietas, transformándose el concreto en un material elástico.

Bajo este punto de vista, el concreto se visualiza sujeto a dos sistemas de fuerzas: presfuerzo interior (que induce esfuerzos de compresión) y carga externa (produciendo tensiones que se balancean -- por los esfuerzos de compresión debidos al presfuerzo).

Segundo concepto. - "El presfuerzo es una combinación de acero de alta resistencia con concreto". De esta manera el concreto reforzado, con el acero absorbiendo la tensión y el concreto la compresión, formando un par resistente al momento exterior.

En el concreto presforzado el acero de alta resistencia debe alargar se una gran cantidad para utilizar totalmente su resistencia. Si el acero se ahoga únicamente en el concreto, como el refuerzo ordinario, el concreto circundante se agrietará antes de que el acero desarrolle su resistencia total.

Preestirando el acero y anclándolo al concreto, producimos esfuerzos de compresión en el concreto, y esfuerzos y deformaciones de tensión en el acero. Desde este punto de vista, el concreto presforzado no tiene misterios en su diseño, sino más bien es una exten

sión y modificación del concreto reforzado, con la novedad de incluir materiales de mayor resistencia.

Desaparece entonces la complejidad del diseño del concreto presforzado, pudiéndose desarrollar fácilmente con la aplicación de este concepto.

Tercer concepto. - "Presforzar para balancear las cargas". Con este concepto se visualiza el presfuerzo como un intento para balancear las cargas en un miembro.

El efecto del presforzado se debe enfocar esencialmente para equilibrar las cargas, para que así los miembros bajo flexión no estén sujetos a estos esfuerzos bajo una condición de carga dada. Esto permite la transformación de un miembro bajo flexión, en un miembro sometido a esfuerzos directos, simplificando de esta manera, tanto el diseño como el análisis de estructuras.

Para aplicar este concepto se requiere tomar el concreto como un cuerpo libre y reemplazar los tendones con fuerzas que actúen sobre el concreto.

Comprendiendo estos tres principios básicos, es relativamente fácil manejar el concreto presforzado, para aplicarlo en problemas determinados.

3.- Clasificación y Tipos.

Las estructuras de concreto presforzado se clasifican de dos maneras, según sus características de diseño o por su construcción, pe

ro se puede decir que básicamente existen los siguientes tipos de presforzados:

3.1 Presforzado Lineal.

Donde los tendones de presfuerzo no son necesariamente rectos, ya que pueden ser curvos o doblados, pero nunca los tendones rodean concéntricamente al elemento o estructura. Por lo general el término presfuerzo lineal se aplica únicamente a vigas y losas.

3.2 Presforzado Circular.

Este término se aplica básicamente a estructuras circulares donde los tendones del presfuerzo se enrollan en forma circular a la estructura, tal como sucede en tanques y tubos. La mayoría de estas estructuras suelen llevar también un presfuerzo lineal (longitudinal), pero el que rige en su diseño es el presfuerzo circular.

Los principios básicos del presfuerzo circular son los mismos que los del presfuerzo lineal, solo que su aplicación incluye ciertos detalles diferentes en cuanto a la técnica de aplicación y a su anclaje.

3.3 Pretensado

En esta clasificación se incluyen todos los métodos de presfuerzo en los cuales se tensan los tendones antes de vaciar el concreto, evidentemente los tendones se hallarán anclados temporalmente contra moldes, cabezales o plataformas de

presfuerzo en donde se tensan.

3.4 Postensado.

En contraste con el pretensado en el postensado los tendones se tensan después del endurecimiento del concreto y se anclan contra el mismo, inmediatamente después de haber aplicado el presfuerzo.

3.5 Presfuerzo Parcial.

En este caso se permite que en el miembro presforzado se produzcan esfuerzos de tensión bajo las cargas de servicio a que se ve sometida la estructura.

3.6 Presfuerzo Total.

Cuando la estructura se diseña para que bajo las cargas de servicio no existan esfuerzos de tensión, se dice que el presforzado es total.

3.7 Precolado

El término precolado implica que la estructura de concreto presforzado se ha fabricado lejos de su posición final, siendo colocadas las estructuras en una fábrica o lugar cercano al sitio de su posición definitiva.

3.8 Colado en Sitio

Como su nombre lo indica se refiere a una estructura colada en el lugar definitivo o posición final donde va a permanecer, este tipo de colado es necesario para miembros grandes y pesados. A diferencia del precolado su control de calidad es

más deficiente y su producción suele ser más cara.

Evidentemente una estructura puede contener varios de los tipos de presforzados mencionados, pero su característica más importante generalmente es la que rige.

4.- Diferencias Básicas del Concreto Presforzado y el Concreto Reforzado.

Se considera de utilidad señalar las diferencias básicas entre ambos concretos, para que de esta manera se puedan apreciar las ventajas generales que ofrece el presforzado sobre el reforzado en cualquier tipo de estructura.

La diferencia principal entre concreto reforzado y el presforzado, es el empleo de materiales de mayor resistencia en este último. Esto es con el objeto de utilizar la sección completa de una estructura o miembro, ya que mientras en el concreto reforzado sólo actúa la sección arriba del eje neutro, en el presforzado al preestirar el acero de alta resistencia y anclarlo contra el concreto se producen esfuerzos deseables que permiten a la sección trabajar totalmente. La precompresión en el concreto inducido por el presfuerzo reduce además la tensión diagonal haciendo posible reducir la sección para soportar la misma magnitud de esfuerzo cortante externo.

Por otro lado el concreto de alta resistencia, el cual no se utiliza óptimamente en el concreto reforzado, es necesario en el concreto presforzado para armonizar con el acero de alta resistencia a fin -

de obtener proporciones económicas; y también para resistir los grandes esfuerzos de precompresión que se induce al concreto.

El presfuerzo presenta ventajas sobre todo en el diseño de estructuras de claros grandes y cargas altas, debido principalmente a las resistencias de sus materiales. Estas estructuras no sufren agrietamiento bajo cargas de trabajo, y cuando llegan a presentarse debido a sobrecargas, desaparecen en cuanto estas últimas se eliminan. Además las deflexiones o flechas que presentan son reducidas debidas al efecto de contrapandeo del presfuerzo.

Se puede decir también que el concreto presforzado presenta ciertas características que lo hacen más seguro ya que durante la aplicación del presfuerzo, se ven sometidos a una prueba parcial todos sus elementos, ya que tanto el acero como el concreto se ven sujetos a esfuerzos más altos de los que existirán en su vida de servicio. Además, las estructuras presforzadas se deflexionan apreciablemente antes de su ruptura, advirtiéndose de una manera palpable su colapso.

Por otro lado la resistencia a la corrosión es mejor en el concreto presforzado para la misma cantidad de recubrimiento que en un miembro reforzado, debido a la ausencia de grietas.

Desde el punto de vista económico aunque es evidente que cantidades menores de materiales en un miembro implican costos menores debido a que los elementos presforzados utilizan para su fabricación materiales auxiliares costosos (cimbra complicadas, anclajes, -

moldes, etc.) así como también equipos especiales; tienen costos unitarios más altos. Pero se puede decir que la utilización de concreto presforzado resulta económico para miembros o estructuras que se fabriquen en serie y su producción sea considerable. Cabe mencionar también, que la economía de un elemento presforzado - existe en función de su diseño; precisamente en el concreto presforzado se trata de diseñar al óptimo, con el mínimo costo.

5.- Pérdidas de Presfuerzo

En todos los elementos de concreto presforzado se presentan pérdidas de presfuerzo.

Al presfuerzo inicial aplicado al acero menos las pérdidas, se le conoce como el presfuerzo efectivo o de diseño. Es por esto que es necesario conocer los tipos de pérdidas y su magnitud para poder desarrollar un diseño adecuado.

Para determinar el presfuerzo efectivo deben considerarse las siguientes fuentes de pérdidas:

- a) Contracción o acortamiento elástico del concreto.
- b) Deformación o flujo plástico del concreto.
- c) Contracción del concreto.
- d) Relajación del esfuerzo en el acero
- e) Corrimiento o absorción del anclaje
- f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional, o no intencional de los alambres o cables de presfuerzo

La concepción del presfuerzo inicial puede variar, aunque frecuentemente se toma como la diferencia del esfuerzo de los gatos menos la pérdida por anclaje (esfuerzo real en el anclaje). Dependiendo de la definición del término presfuerzo inicial, la magnitud de las pérdidas a deducir es diferente. Si el esfuerzo producido por los gatos (o cualquier otro medio mecánico) menos la pérdida por anclaje se toma como presfuerzo inicial, como se describió anteriormente, entonces las pérdidas a deducir incluirán el acortamiento elástico, la deformación plástica, contracción en el concreto y la deformación plástica del acero. Esto parece ser lo más comunmente usado, aunque también el esfuerzo de los gatos se toman como presfuerzo inicial, y en este caso también se deberán deducir las pérdidas por anclaje. La magnitud de las pérdidas puede expresarse de diversas maneras como son: Deformaciones unitarias, Deformaciones totales, Esfuerzos unitarios o en porcentaje de presfuerzo. Las pérdidas se expresan en deformaciones unitarias para los casos de pérdidas por deformación plástica, contracción y acortamiento elástico del concreto. Para pérdidas por anclaje es más fácil expresarse en deformaciones totales. Para pérdidas por deformación plástica del acero y por fricción, es más conveniente expresarse en porcentajes de presfuerzo; y en los casos más generales cualquier tipo de pérdida se puede expresar en esfuerzos unitarios.

La magnitud de las pérdidas depende de diversos factores como son: Las propiedades del concreto y el acero, las condiciones de curado y

humedad, la magnitud y tiempo de aplicación del presfuerzo, y el presfuerzo del concreto en sí; esto es lo que hace difícil generalizar dicha magnitud. Pero usualmente, considerando las propiedades medias del acero y del concreto, pueden tomarse como representativas los valores siguientes:

<u>Tipo de Pérdida</u>	<u>Pretensado</u>	<u>Postensado</u>
Acortamiento elástico	3 %	1 %
Deformación plástica del concreto	6 %	5 %
Contracción del concreto	7 %	6 %
Deformación plástica del acero	<u>2 %</u>	<u>3 %</u>
<u>Pérdida Total</u>	18 %	15 %

Para la aplicación de la tabla anterior debemos tener muy en cuenta que, cuando las condiciones se desvían de lo general, deberfan tomarse en cuenta diferentes consideraciones, no pudiendo aplicar los porcentajes indicados. Esta es la razón por la cual deben entenderse y analizarse cada una de las fuentes de pérdida del presfuerzo.

5.1 Pérdida por Contracción o Acortamiento Elástico del Concreto

El caso tipo se presenta en el concreto pretensado, al transferir el presfuerzo al concreto. En la transferencia el miembro se acorta y el acero p resforzado se acorta junto con él, presentándose entonces la pérdida de presfuerzo en el acero.

El cálculo de la magnitud se puede deducir de la siguiente manera:

$$\text{Acortamiento unitario } \epsilon = \frac{f_c}{E_c} = \frac{F_o}{A_c E_c}$$

F_o , es el esfuerzo total inmediatamente después de la transferencia entonces la pérdida de presfuerzo en el acero es:

$$\Delta f_s = E_s \epsilon = \frac{E_s F_o}{A_c E_c} = \frac{n F_o}{A_c}$$

Como F_o puede no conocerse exactamente y como sólo significa un pequeño porcentaje del presfuerzo total F_i , puede considerarse -
 $F_o = F_i$

Además valiéndose del método de la sección transformada

$A_t = A_c + n A_s$ tenemos:

$$\Delta f_s = E_s \epsilon = \frac{n F_i}{A_c + n A_s} = \frac{n F_i}{A_t} \dots (1)$$

La fórmula 1 se utiliza en cualquiera de sus 2 expresiones (tomando el área total o el área transformada) sin variar considerablemente el resultado. En el postensado el problema es menor, ya que si tenemos solamente un tendón en un miembro postensado, el concreto se acorta mientras se aplica el gato al tendón contra el mismo miembro, y puesto que la fuerza en el tendón se mide una vez que hubo acortamiento elástico del concreto, no es considerable y no se debe tomar en cuenta pérdida del presfuerzo. En el caso de que sean varios los tendones a postensar en un miembro, sí existirán pérdidas ya que el acortamiento del concreto aumentará a medida que se aprieten los tendones subsiguientes al primero. Entonces la pérdida variará y la máxima pérdida se presenta en el primer tendón -

disminuyendo proporcionalmente hasta el último que se tense. Para fines prácticos el cálculo de las pérdidas en este último caso se determina la pérdida del primer tendón, considerando la mitad de esa magnitud como promedio para todos los otros tendones.

5.2 Pérdida por Deformación o Flujo Plástico del Concreto.

Se entiende como plasticidad en el concreto, a la deformación dependiente del tiempo, en el cual el concreto se halla sometido a un esfuerzo. De una gran cantidad de trabajos efectuados sobre la plasticidad, se ha encontrado que la cantidad total de deformación plástica al cabo de 20 años (en un miembro) varía de 1 a 5 veces las deformaciones instantáneas (con un promedio de 3).

Se sabe que la falla de los primeros trabajos realizados sobre concreto presforzado, se debieron a la falta de conocimientos relativos a la deformación plástica del concreto. Actualmente es una de las principales fuentes de pérdidas si el presfuerzo en el acero es bajo y la compresión en el concreto es alta.

El presfuerzo disminuye a medida que aparece la deformación plástica, pero no es necesario romperse la cabeza para un diseño positivo. La pérdida por deformación plástica se calcula generalmente como 2 veces al valor del acortamiento elástico, esto es:

$$\Delta f_s = 2 f_c \frac{E_s}{E_c} = 2 n f_c$$

Aunque "The British First Report on Prestressed Concrete" -- (Primer Informe sobre Concreto Prestorzado) señala como valores usuales de deformación plástica la cantidad de 0.000004 por cada 0.07 Kg/cm² de esfuerzo para miembros pretensados y 0.000003 para cada 0.07 Kg/cm² en postensado aplicado a 2 ó 3 semanas de edad.

Hay que señalar también que debido a que la edad del concreto al hacer la transferencia afecta la magnitud del escurrimiento plástico, los miembros pretensados tendrán más pérdida que los postensados. Esto se debe a que la transferencia de presfuerzo usualmente se lleva a cabo antes en los miembros pretensados.

5.3 Pérdida por Contracción del Concreto.

La contracción del concreto es la deformación que sufre el mismo debida al secado y a cambios químicos que dependen del tiempo y condiciones de humedad.

La magnitud de la deformación por contracción varía por diversos factores pero su fluctuación va desde 0.0001 hasta 0.001 y más. Con objeto de diseño, el valor promedio de deformación por contracción utilizado es de 0.0002 hasta 0.0004, pero para el concreto prestorzado ordinario es aceptable un valor promedio de 0.0003.

The British First Report on Prestressed Concrete recomienda - el valor promedio de 0.0003 de acortamiento unitario para casos

de pretensado, y para transferencias de 2 u 3 semanas después (Postensado) considera una contracción de 0.0002. Obviamente en el pretensado la magnitud de la contracción es independiente de la edad de la transferencia.

5.4 Pérdida por Relajamiento del Esfuerzo en el Acero.

La deformación plástica o relajamiento del esfuerzo del acero se entiende como la pérdida de sus esfuerzos cuando es pres--forzado y mantenido en una deformación constante por un perfodo de tiempo.

Hablando en general, el porcentaje de la deformación plástica - en el acero aumenta según el incremento de esfuerzos, y cuando este esfuerzo es bajo la deformación plástica es desprecia--ble.

Debe señalarse que el relajamiento en el acero varfa de acuer--do a las diferentes composiciones y tratamientos del mismo. El alambre estirado en frfo tiene un relajamiento de aproximada--mente 3% sobre el esfuerzo inicial, cuando se esfuerza al 0.50 f's. Esta pérdida de esfuerzo aumenta casi en línea recta hasta que alcanza el 12% con un esfuerzo inicial de 0.90 f's. El alam--bre relevado de esfuerzos tiene menores pérdidas con esfuerzos iniciales por abajo de 0.70 f's. Sobre 0.70 f's, la pérdida de esfuerzo aumenta rápidamente y alcanza el 16% cuando se esfuerza a 0.80 f's.

En general podemos decir que bajo deformación constante, la de

formación plástica termina completamente después de 2 semanas. Si el acero se esfuerza a un pequeño porcentaje superior a su presfuerzo inicial y se mantiene así unos cuantos minutos, la deformación plástica final puede reducirse bastante y terminar prácticamente en aproximadamente tres días.

Para la mayoría de las clases de acero existentes en el mercado, esforzados a valores usuales, el porcentaje de deformación plástica varía entre 1 y 5% , pudiendo considerarse el promedio de 3% .

5.5 Pérdida Debida a la Absorción de Anclaje

Cuando el presfuerzo se transfiere a los anclajes, los accesorios propios del mismo están sujetos a esfuerzos y tenderán a deformarse, permitiendo que el tendón o cable se afloje ligeramente. Las cuñas de fricción que sostienen los alambres se deslizarán una pequeña distancia antes de que los alambres sean amordazados o detenidos firmemente.

La magnitud del deslizamiento depende del tipo de cuña y del esfuerzo en los alambres, considerándose como valor promedio del deslizamiento 2.5 mm (0.1 plg.). En el caso de anclajes de apoyo directo, las cabezas y tuercas están sujetas a pequeñas deformaciones al retirar el gato. El valor promedio para tales deformaciones es de 0.7 mm (0.03 plg.)

La fórmula general para calcular la pérdida de presfuerzo debida a la deformación Δa de anclaje es:

$$\Delta f_s = \frac{\Delta a \text{ Es}}{L}$$

5.6 Pérdida por Fricción.

Primeramente se sabe que hay fricción en el sistema de gato y anclaje, y el esfuerzo existente en el tendón es menor que el indicado por el manómetro. Esta función generalmente pequeña, aunque no insignificante.

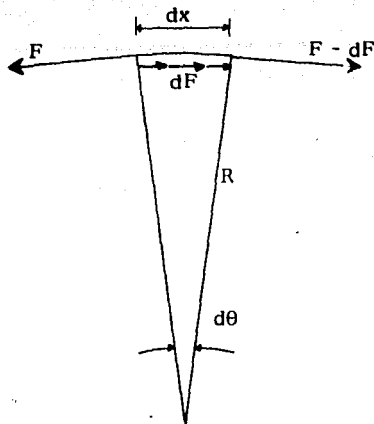
En cambio entre el tendón y el material circundante, aparece una pérdida de fricción más seria. Esta pérdida es debida a dos factores: el efecto de longitud y el efecto de curvatura.

El efecto de longitud se presenta en tendones rectos (no flexionados ni curvados a propósito) y es debido a que precisamente en la práctica el ducto para el tendón no puede ser perfectamente recto, y por lo tanto existe una fricción entre el material circundante y el tendón.

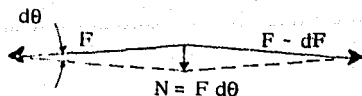
La pérdida de presfuerzo debida al efecto de curvatura, resulta de la curvatura prevista de los tendones además de la no prevista.

La pérdida debida al efecto de curvatura, así como la anterior dependen del coeficiente de fricción entre los materiales y el concreto. A su vez, el coeficiente de fricción depende de la textura y naturaleza de la superficie de contacto, de la cantidad y naturaleza del lubricante.

El coeficiente de fricción depende grandemente del cuidado ejercido en la construcción de un elemento presforzado.



Pérdida por fricción dF



Presión normal N debida al presfuerzo F

Pérdida por fricción a lo largo de la longitud dx

Tipo de acero	Escala común de valores observados		Valores de diseño sugeridos	
	K	u	K	u
Cables de alambre	0.0005-0.0030	0.15-0.35	0.0020	0.30
Varillas de alta resistencia	0.0001-0.0005	0.08-0.30	0.0003	0.20
Cable galvanizado	0.0005-0.0020	0.15-0.30	0.0015	0.25

Tabla tomada del Código de Construcción de Concreto Presforzado.

Fig. 2

La magnitud de la pérdida por fricción dF de un cable alrededor de una curva es bien conocida y es igual a la presión o Fuerza Normal (del cable) multiplicada por un coeficiente de fricción μ .

$$dF = \mu N$$

donde $N = F d\theta = F \frac{dx}{R}$ ya que $d\theta = \frac{dx}{R}$ (ver figura)

podemos escribir

$$\frac{dF}{F} = -\mu d\theta$$

integrando y usando límites F_1 y F_2

$$\log_e F = -\mu \theta$$

$$F_2 = F_1 e^{-\mu \theta} = F_1 e^{-\mu L/R}$$

puesto que $\theta = \frac{L}{R}$ Para una sección R constante

La última fórmula nos sirve también para calcular la pérdida por fricción debida al efecto de longitud, únicamente sustituyendo el coeficiente de fricción μ y el ángulo θ , por un coeficiente lineal K y la longitud L.

$$F_2 = F_1 e^{-KL}$$

Así tenemos que para obtener la magnitud total de pérdida de fricción por ambos efectos, podemos utilizar la siguiente fórmula:

$$\log_e F = -\mu \theta - KL$$

o

$$F_2 = F_1 e^{-\mu \theta - KL}$$

En la práctica se suele hacer la siguiente consideración sin mucho error, si la diferencia total entre la tensión en el tendón al principio y al final no es excesiva (no más del 15 ó 20%), tomar la presión normal como constante, entonces:

$$F_2 - F_1 = -\mu F_1 \theta = \frac{-\mu F_1 L}{R} \text{ por efecto de la curvatura}$$

$$F_2 - F_1 = -KL F_1 \quad \dots \text{por efecto de longitud}$$

Finalmente considerando los dos efectos tenemos:

$$F_2 - F_1 = -\mu F_1 \theta - KL F_1$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu \theta = -\left(K + \frac{\mu}{R}\right) L$$

Los valores de K y μ , coeficientes de fricción se obtienen generalmente de tablas.

Y la fórmula anterior se emplea para obtener una solución simple aproximada.

En la práctica, y para objeto de diseño, las pérdidas del presfuerzo se suelen tomar en porcentaje del presfuerzo inicial, pero el que diseña deberá tener muy en cuenta las características del elemento presforzado, para en caso necesario, efectúe los cálculos al refinamiento requerido.

ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN TUBO RIGIDO DE CONCRETO1.- Antecedentes

A pesar de la creciente demanda de tubos de concreto, tanto para sistemas de alcantarillado (drenaje) y redes primarias de conducción de agua potable, los análisis de esfuerzos en las tuberías dependen usualmente de fórmulas aproximadas debidas a la complejidad del análisis racional. Sin embargo las condiciones de resistencia y estabilidad a las que está sujeta una tubería de concreto dentro de una zanja ya pueden ser analizadas en forma suficientemente racional y de acuerdo con el procedimiento establecido por la American Concrete Pipe Association basado en los estudios de Marston.

El problema principal del análisis de esfuerzos en un tubo de concreto es la distribución supuesta de presiones de tierra.

Anteriormente se suponía que la carga vertical de tierra estaba uniformemente distribuida sobre el ancho horizontal del tubo y la carga lateral estaba aplicada de tal manera que el diagrama de fuerzas tenia forma de trapecio. Se daba también por asentado que la reacción debida a estas cargas estaba uniformemente distribuida sobre todo el ancho de aquella porción correspondiente al fondo del tubo que se encontraba en contacto con la superficie de soporte.

Con el tiempo se reconoció que estas suposiciones eran más bien arbitrarias, hasta que en 1930 el director de la Estación Experimental de Ingeniería de la Universidad de Iowa, Dr. Auson Marston promovió la teo

rfa de que las presiones de tierra sobre un conducto rígido y las reacciones a esas presiones estarían ejercidas de tal manera que el diagrama de fuerzas representando las presiones tendrían la forma característica del bulbo, tanto por encima como por debajo del contorno del tubo. La teoría del Dr. Marston fue confirmada y ampliada por una investigación que se llevó a cabo en la Estación Experimental de Ingeniería de Iowa.

En 1938, C. P. Vetter, desarrolló un análisis basado en la suposición de la distribución en forma de bulbo de las cargas de tierra y las reacciones del suelo para el diseño del tubo de concreto para la primera sección del acueducto de Salt Lake. Desde 1938 un gran número de líneas de conducción de tubería de concreto han sido diseñadas y el análisis ha sido ampliado de tal manera que actualmente se considera que la distribución de fuerzas en forma de bulbo se aproxima bastante a las condiciones reales.

2.- Cargas

Bajo condiciones ordinarias un tubo colocado bajo un relleno está sujeto a tres tipos de cargas:

- 1o. Carga debida a la presión de la tierra situada alrededor del tubo, incluyendo las cargas vivas debidas al peso de transporte sobre la superficie de la tierra.
- 2o. La carga muerta debido al peso propio del tubo.
- 3o. La presión hidrostática interna.

Para facilitar el diseño, la presión hidrostática interna se divide en dos partes:

- a) Aquella que produce una presión interna uniforme debida ya sea a la presión del agua inducida por la conducción a presión o por el gradiente hidráulico (carga H) que se mide desde el mismo gradiente hidráulico hasta el extremo superior de la superficie interior del tubo.
- b) La presión o carga debida al peso del agua sobre el tubo (considerado tubo lleno) la cual se mide desde el extremo superior hasta el fondo del interior del tubo. Esta última presión produce flexión directa y esfuerzos cortantes en el tubo. Esta carga de agua será discutida primeramente junto con la carga de tierra y la carga muerta del peso propio del tubo.

La presión interna uniforme parte "a", produce solamente tensión uniforme alrededor del tubo y se analizará posteriormente.

Las suposiciones para la distribución de presiones están basadas en los resultados obtenidos de pruebas de la Estación Experimental de Ingeniería de Iowa. La figura 3 está desarrollada a partir de los datos de este boletín y muestra la distribución de las presiones de tierra alrededor de un tubo rígido colocado sobre un relleno (terraplén) compactado, representando la condición ordinaria de un tubo colocado bajo un relleno y en una zanja ancha.

La distribución de las fuerzas resistentes (reacción) a las cargas externas varfa según un ángulo central definido por las superficies de apoyo

Presiones de tierra alrededor de un tubo rígido asentado en una cama de material compactado, mostrando la forma característica de una distribución en forma de bulbo.

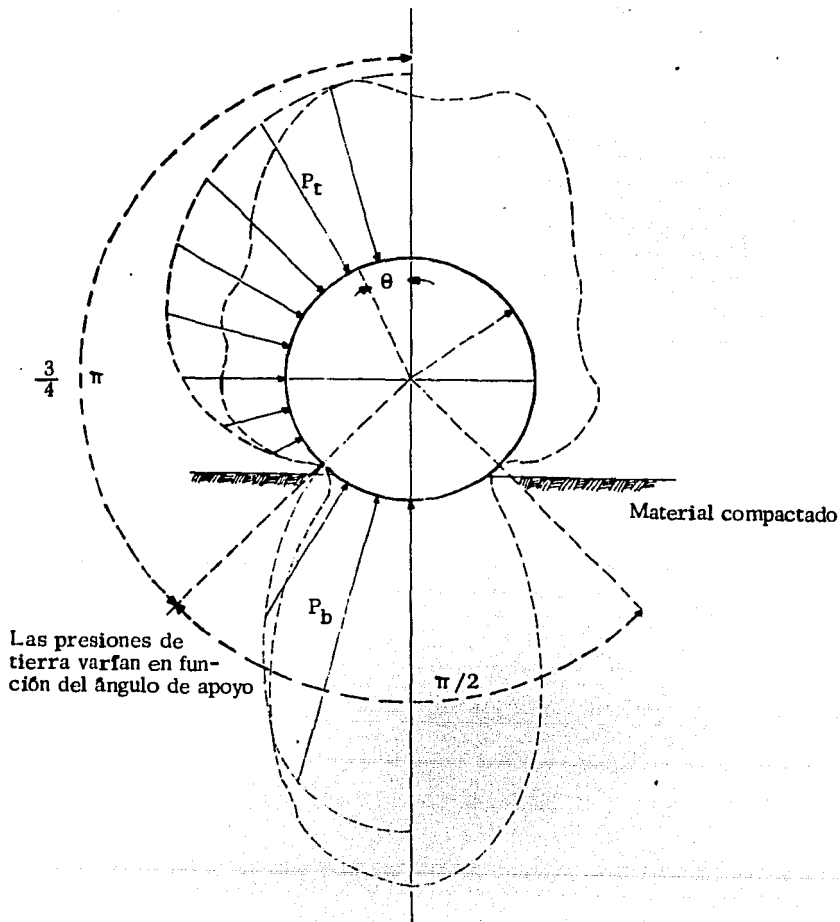


Fig 3

del tubo. Generalmente se debe tener un ángulo de 90° (que es el que los fabricantes aconsejan como mínimo requerido para una buena instalación), pero el análisis del tubo ha sido desarrollado para ángulos de 45° , 90° y 180° .

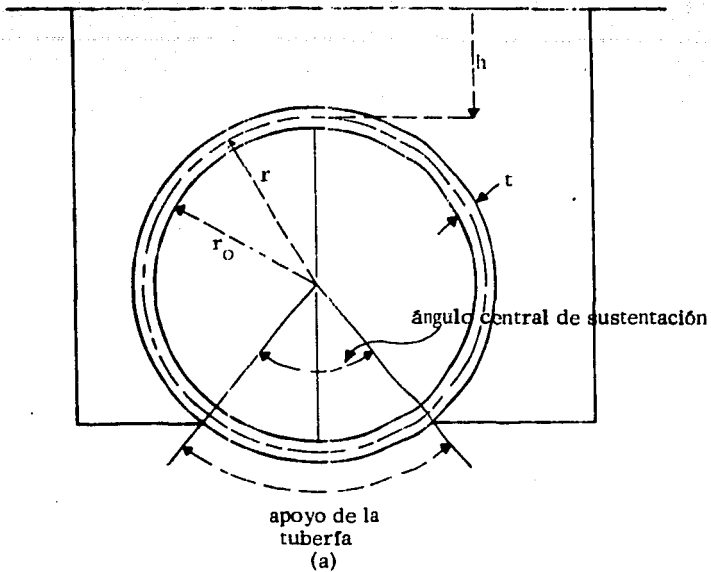
En el análisis la distribución de cargas y presiones alrededor del tubo se consideran simétricas con respecto al eje central vertical.

El análisis de esfuerzos del tubo se hace por el método del trabajo mínimo, aprovechando ciertos factores conocidos acerca de las deflexiones resultantes que sufre un anillo debido a las cargas simétricas supuestas.

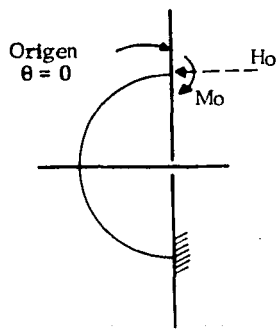
El tubo deberá flexionarse simétricamente respecto al eje vertical, y los dos puntos que cortan el tubo sobre este eje (el superior y el inferior), no tendrán rotación ni deflexión horizontal.

A partir de esto supóngase el tubo cortado a la mitad según su eje vertical y cada mitad se analizará como una viga curva en cantiliver, libre en la parte superior y empotrada en la parte inferior. Con el tubo cortado de esta manera, las cargas externas y propias del tubo ocasionan que la parte superior se flexione. El empuje o fuerza axial H_0 , y el M_0 , ver figura 4b, se calculan entonces para restaurar el extremo libre a su posición final de tal manera que la deflexión y rotación horizontal sean cero. El cortante V_0 , en la parte superior vale cero.

El análisis estructural para un tubo soportado por un terraplén con un ángulo central igual a 90° ó $\pi/2$ se desarrollará al detalle. Las soluciones para otras áreas de soporte (ángulos centrales de sustentación de



El análisis estructural del tubo requiere que se conozcan las dimensiones indicadas arriba.



La dirección de las fuerzas indicadas es la considerada positiva

(b)

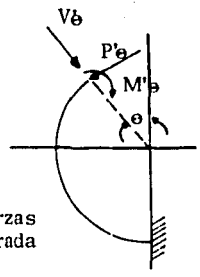


Fig 4

45° y 180°), son similares y solamente aquellas ecuaciones que son diferentes se mencionarán.

Por facilidad, el sistema utilizado para el análisis fue el siguiente:

1. - Se obtuvieron las expresiones para momento flexionante, normal y cortante para cualquier reacción; considerando las fuerzas aplicadas separadamente.
2. - Se supuso un sistema virtual de fuerzas convenientes.
3. - Se aplicó el principio del trabajo virtual integrando separadamente las expresiones obtenidas y posteriormente se hizo una sumatoria de dichas integrales.
4. - Igualando a cero las expresiones obtenidas para un giro y desplazamiento horizontal en el punto superior, obtuvimos los valores H_0 y M_0 .
5. - Sustituyendo estos valores en las expresiones originales obtuvimos las ecuaciones finales para cualquier reacción del tubo.

La Nomenclatura usada fue:

P_t = Presión unitaria externa debida a la presión de tierra. Es función de ángulo θ y de la fuerza total hacia abajo debida al peso de la tierra sobre el tubo.

P_b = Presión unitaria externa sobre la base del tubo. Es función del ángulo θ , e igual a la reacción de la tierra sobre el tubo, debida a las cargas externas, carga de agua y peso propio del tubo.

P_i = Presión unitaria interna del agua proveniente de la presión hidrostática mencionada previamente (peso del agua).

h = Altura del relleno de tierra sobre el tubo.

r = Radio medio del tubo, medido del eje a la parte media del espesor del tubo.

r_o = Radio interior del tubo.

w_e = Peso unitario del relleno de tierra.

A = Peso total de la tierra sobre el tubo.

w = Peso total del agua en el tubo.

t = Espesor del corazón del tubo.

D = Peso total del tubo.

$M' \theta$, $P' \theta$, $V' \theta$ = Momento flexionante, fuerzas axial y cortante (respectivamente) en la sección para un ángulo θ , cuando el tubo es cortado, como se indica en la figura.

$M \theta$, $P \theta$, $V \theta$ = Momento flexionante, fuerzas axial y cortante finales en la sección, para un ángulo θ .

3.- Análisis por Carga Externa o de Tierra

Según un Ángulo Central de Soporte Igual a $\frac{\pi}{2}$

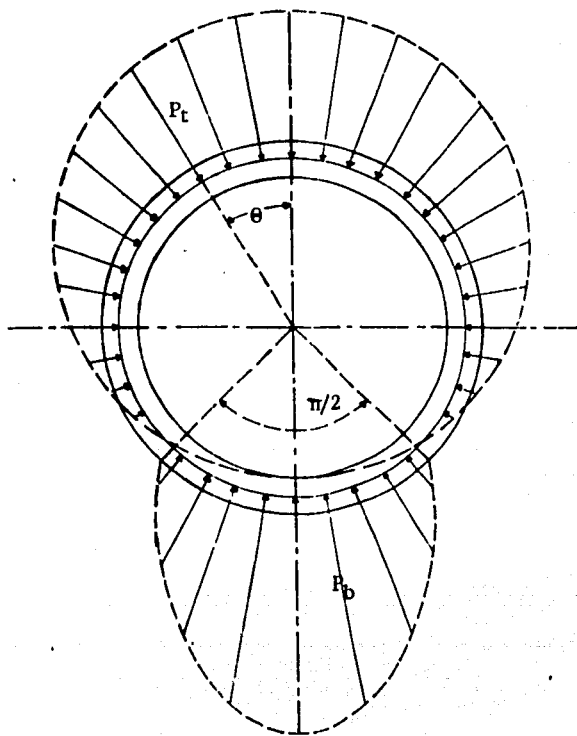
Se supone que P_t varificará según el $\cos \frac{2}{3} \theta$, ó $P_t = P_o \cos \frac{2}{3} \theta$

entonces integrando $2 \int_0^{3/4\pi} P_o \cos \frac{2}{3} \theta \cos \theta r d\theta = A =$ carga externa

total de donde $P_o = \frac{A}{1.697 r}$

y $P_t = \frac{A}{1.697 r} \cos \frac{2}{3} \theta$

Suponemos también que P_b varía en función del $\cos 2\theta$, $P_b = P_n \cos 2\theta$



Distribución de presiones por carga de relleno según un ángulo de soporte de 90° .

Fig 5

entonces $2 \int_{\frac{3\pi}{4}}^{\pi} P_{\pi} \cos 2\theta \cos \theta r d\theta = A = \text{reacción total.}$

$$P_{\pi} = \frac{A}{0.943r} \quad P_b = \frac{A}{0.493r} \cos 2\theta$$

Las fuerzas en cualquier parte de la sección cortada según un ángulo son:

De P_t , donde $0 \leq \theta \leq \frac{3\pi}{4}$

$$M'_{\theta} = 1.061Ar (\cos \frac{2}{3}\theta - \cos \theta)$$

$$P'_{\theta} = 1.061A (\cos \frac{2}{3}\theta - \cos \theta)$$

$$V'_{\theta} = 1.061A (\operatorname{sen} \theta - \frac{2}{3} \operatorname{sen} \frac{2}{3}\theta)$$

De P_t , donde $\frac{3\pi}{4} \leq \theta \leq \pi$

$$M'_{\theta} = 0.750Ar (0.667 \operatorname{sen} \theta - 0.748 \cos \theta)$$

$$P'_{\theta} = \frac{A}{2} (\operatorname{sen} \theta - 1.122 \cos \theta)$$

$$V'_{\theta} = \frac{A}{2} (1.22 \operatorname{sen} \theta + \cos \theta)$$

De P_b , donde $\frac{3}{4}\pi \leq \theta \leq \pi$

$$M'_{\theta} = \frac{-Ar}{2} (0.707 \cos 2\theta + \operatorname{sen} \theta + \cos \theta)$$

$$P'_{\theta} = \frac{-A}{2} (0.707 \cos 2\theta + \operatorname{sen} \theta + \cos \theta)$$

$$V'_{\theta} = \frac{A}{2} (1.414 \operatorname{sen} 2\theta + \operatorname{sen} \theta - \cos \theta)$$

De $P_t + P_b$, donde $\frac{3}{4}\pi \leq \theta \leq \pi$

$$M'_{\theta} = -1.061Ar (\frac{1}{3} \cos 2\theta + \cos \theta)$$

$$P'_{\theta} = \frac{-A}{2} (2.122 \cos \theta + 0.707 \cos 2\theta)$$

$$V'_{\theta} = \frac{A}{2} (2.122 \operatorname{sen} \theta + 1.414 \operatorname{sen} 2\theta)$$

y De M_0 , donde $0 \leq \theta \leq \pi$

$$M'_\theta = M_0$$

De H_0 , donde $0 \leq \theta \leq \pi$

$$M'_\theta = H_0 r (1 - \cos \theta)$$

$$P'_\theta = H_0 \cos \theta$$

$$V'_\theta = H_0 \sin \theta$$

Una vez obtenidas todas las ecuaciones de momentos para la carga externa y para poder aplicar el principio de los trabajos virtuales, se supusieron los siguientes sistemas virtuales de fuerzas (con sus correspondientes momentos).

Para obtener el giro $\Delta\phi$ del punto superior ($\theta = 0$), y aplicando el principio de los trabajos virtuales a cada ecuación independiente, tenemos:

$$W = \int_L \frac{M m}{EI} dL$$

$$W = 1 \cdot \Delta\phi$$

De P_t y P_b

$$\begin{aligned} \Delta\phi &= \frac{1.061 Ar}{EI} \left(\int_0^{3/4\pi} (\cos \frac{2}{3} \theta \cos \theta) (-1) r d\theta - \right. \\ &\quad \left. \int_{3/4\pi}^{\pi} (\frac{1}{3} \cos 2\theta + \cos \theta) (-1) r d\theta \right) \\ &= \frac{-1.414 Ar^2}{EI} \end{aligned}$$

De M_o

$$\Delta\phi = \frac{-H}{EI} \int_0^{\pi} (-1) r d\theta = -\frac{\pi r}{EI} M_o$$

De H_o

$$\Delta\phi = \frac{-H}{EI} \int_0^{\pi} r (1 - \cos\theta) (-1) r d\theta = \frac{\pi r^2}{EI} H_o$$

$$\Delta\phi = \frac{-1.414 Ar^2}{EI} - \frac{\pi r}{EI} M_o + \frac{\pi r^2}{EI} H_o$$

Para obtener el desplazamiento en el punto superior ($\theta = 0$) procederemos de forma similar a la anterior:

$$W = \int \frac{M}{EI} dL$$

$$W = 1 \times \Delta h$$

De P_t y P_b

$$\Delta h = \frac{1.061 Ar}{EI} \left(- \int_0^{3/4\pi} (\cos \frac{2}{3}\theta - \cos \theta) - r (1 - \cos \theta) r d\theta + \int_{3/4\pi}^{\pi} (\frac{1}{3} \cos 2\theta + \cos \theta) - r (1 - \cos \theta) r d\theta \right)$$

$$\Delta h = \frac{2.013}{EI} Ar^3$$

De M_o

$$\Delta h = \frac{\pi r^2 M_o}{EI}$$

De Ho

$$\Delta h = \frac{H_o}{EI} \int_0^{\pi} r^2 (1 - \cos \theta)^2 r d\theta$$

$$\Delta h = \frac{-3}{2EI} \pi r^3 H_o$$

Sumando todos los desplazamientos obtenemos:

$$\Delta h = \frac{2.013 Ar^3}{EI} + \frac{\pi r^2 M_o}{EI} - \frac{3}{2} \frac{\pi r^3 H_o}{EI}$$

Como dijimos anteriormente, sabemos que el giro y el desplazamiento en el punto superior son iguales a cero, de donde:

$$-1.414 Ar^2 - \pi r M_o + \pi r^2 H_o = 0 \quad y$$

$$2.013 Ar^3 + \pi r^2 M_o - \frac{3}{2} \pi r^3 H_o = 0$$

Resolviendo estas dos ecuaciones simultáneamente obtenemos que:

$$H_o = 0.382 A \quad y \quad M_o = -0.068 Ar$$

Finalmente sustituyendo estos valores en las ecuaciones de momentos, axiales y cortantes (sumando) encontramos las ecuaciones para cualquier sección según su ángulo θ :

$$0 \leq \theta \leq 3/4\pi$$

$$M_{\theta} = Ar (1.061 \cos \frac{2}{3}\theta - 0.678 \cos \theta - 0.450)$$

$$P_{\theta} = A (1.061 \cos \frac{2}{3}\theta - 0.678 \cos \theta)$$

$$V_{\theta} = A (0.678 \operatorname{sen} \theta - 0.707 \operatorname{sen} \frac{2}{3}\theta)$$

$$\frac{3}{4}\pi \leq \theta \leq \pi$$

$$M_{\theta} = Ar (-0.354 \cos 2\theta - 0.678 \cos \theta - 0.450)$$

$$P_{\theta} = A (-0.354 \cos 2\theta - 0.678 \cos \theta)$$

$$V_{\theta} = A (0.707 \text{ sen } 2\theta + 0.678 \text{ sen } \theta)$$

De las ecuaciones anteriores podemos obtener los puntos y valores máximos para momento axial y cortante (debido a carga externa y según un ángulo central de soporte igual a $\frac{\pi}{2}$)

$$M_{\theta} \text{ max}_{\theta = 180^{\circ}} = -0.126 Ar$$

$$P_{\theta} \text{ max}_{\theta = 105^{\circ}} = +0.539 A$$

$$V_{\theta} \text{ max}_{\theta = 150^{\circ}} = -0.273 A$$

Según un Ángulo de Soporte Igual a $\frac{\pi}{4}$

$$P_t = \frac{A \cos \frac{4}{7} \theta}{1.568 r}$$

$$P_b = \frac{A \cos 4 \theta}{0.493 r}$$

Obteniendo las ecuaciones de momentos en cualquier parte de la sección cortada según un ángulo θ obtenemos:

$$\text{De } P_t \text{ donde } 0 \leq \theta \leq \frac{7}{8}n$$

$$M'_{\theta} = 0.947 Ar (\cos \frac{4}{7} \theta - \cos \theta)$$

$$\text{De } P_t \text{ y } P_b \text{ donde } 7/8 n \leq \theta \leq n$$

$$M'_{\theta} = 0.947 Ar (-\frac{1}{7} \cos 4\theta - \cos \theta)$$

P'_{θ} , V'_{θ} y las ecuaciones obtenidas a partir de M_{θ} y H_{θ} son iguales que en el caso anterior de un ángulo central de soporte igual a $\frac{\pi}{2}$, por lo tanto con los valores obtenidos y aplicando de la misma manera el --

principio de los trabajos virtuales e integrando separadamente, finalmente obtenemos:

$$E I \Delta \phi = -1.623 Ar^2 - \pi r M_O + \pi r^2 H_O = 0$$

$$E I \Delta h = 2.335 Ar^3 + \pi r^2 M_O - \frac{3}{2} \pi r^3 H_O = 0$$

De donde

$$H_O = 0.453 A \text{ y } M_O = -0.064 Ar$$

Las ecuaciones finales de momentos, fuerzas normales y cortantes son:

$$0 \leq \theta \leq \frac{7}{8} \pi$$

$$M_\theta = Ar (0.947 \cos \frac{4}{7} \theta - 0.494 \cos \theta - 0.517)$$

$$P_\theta = A (0.947 \cos \frac{4}{7} \theta - 0.494 \cos \theta)$$

$$V_\theta = A (0.494 \sin \theta - 0.541 \sin \frac{4}{7} \theta)$$

$$\frac{7}{8} \pi \leq \theta \leq \pi$$

$$M_\theta = Ar (-0.135 \cos 4\theta - 0.494 \cos \theta - 0.517)$$

$$P_\theta = A (-0.135 \cos 4\theta - 0.494 \cos \theta)$$

$$V_\theta = A (0.541 \sin 4\theta + 0.494 \sin \theta)$$

Según un Angulo de Soporte igual a π

$$P_t = \frac{2A}{\pi r} \cos \theta$$

$$P_b = \frac{-2A}{\pi r} \cos \theta$$

$$\text{Donde } 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$M'_\theta = \frac{Ar}{\pi} \theta \operatorname{sen} \theta$$

$$\text{Donde } \frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$$

$$M'_\theta = Ar \left(\operatorname{sen} \theta - \frac{\theta}{\pi} \operatorname{sen} \theta - \frac{2}{\pi} \cos \theta \right)$$

En base a lo mismo que en un ángulo de soporte igual a $\frac{\pi}{4}$ y procediendo de la misma manera, tenemos:

$$\text{E I } \Delta \phi = -\frac{4}{\pi} Ar^2 - \pi r M_o + \pi r^2 H_o = 0$$

$$\text{E I } \Delta h = 1.773 Ar^3 + \pi r^2 M_o - \frac{3}{2} \pi r^3 H_o = 0$$

$$H_o = 0.318 A, M_o = -0.087 Ar$$

$$\text{Donde } 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$M_\theta = Ar (0.318 \theta \operatorname{sen} \theta + 0.318 \cos \theta - 0.405)$$

$$P_\theta = A (0.318 \theta \operatorname{sen} \theta + 0.318 \cos \theta)$$

$$V_\theta = 0.318 A \theta \cos \theta$$

Las expresiones de M_θ y P_θ para $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ son iguales que para $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ por ser simétricas en el eje horizontal, y el valor de V_θ es numéricamente igual pero de signo contrario.

4.- Análisis para Carga de Agua.

Según un Ángulo Central de sustentación Igual a $\frac{\pi}{2}$

W = Peso total de agua en el tubo por metro de longitud

$$P_i = -r_0 (1 - \cos \theta) = -\frac{W}{\pi r_0} (1 - \cos \theta)$$

Por simplificación consideramos sin mucho error

$$r_0 = r$$

Entonces

$$P_i = \frac{W}{\pi r} (1 - \cos \theta)$$

$$P_b = \frac{W}{0.943r} \cos 2\theta$$

De p_i donde $0 \leq \theta \leq \pi$

$$M'_\theta = -\frac{Wr}{\pi} (1 - \cos \frac{\theta}{2} \sin \theta)$$

$$P'_\theta = -\frac{W}{\pi} (1 - \cos \theta - \frac{\theta}{2} \sin \theta)$$

$$V'_\theta = -\frac{W}{\pi} (\frac{1}{2} \sin \theta - \frac{\theta}{2} \cos \theta)$$

Las ecuaciones de momentos normal y cortante obtenidas a partir de P_b son los mismos que en el caso que en el caso de un ángulo central de S_0 porte igual a $\frac{\pi}{2}$.

Con el mismo sistema de fuerzas virtuales y aplicando el principio de los trabajos virtuales obtenemos el giro $\Delta\phi$:

De P_i .

$$\Delta\phi = \frac{-Wr}{\pi EI} \int_0^\pi (1 - \cos \theta - \frac{\theta}{2} \sin \theta) (-r) d\theta = \frac{Wr^2}{2EI}$$

De P_b

$$\Delta\phi = \frac{-Wr}{2EI} \int_{3/4\pi}^{\pi} (0.707 \cos 2\theta + \text{sen } \theta + \cos \theta) (-r) d\theta = \frac{-0.030 Wr^2}{EI}$$

De $P_i + P_b$

$$\Delta\phi = \frac{0.470 Wr^2}{EI}$$

De M_o

$$\Delta\phi = \frac{-\pi r}{EI} M_o$$

De H_o

$$\Delta\phi = \pi r^2 H_o$$

$$\Delta\phi = \frac{0.470 Wr^2 - \pi r M_o + \pi r^2 H_o}{EI} = 0$$

El desplazamiento horizontal Δh

De P_i :

$$\Delta h = \frac{Wr}{\pi EI} \int_0^{\pi} (1 - \cos \theta - \text{sen } \theta) - r(1 - \cos \theta) r d\theta = -\frac{7}{8} \frac{Wr^3}{EI}$$

De P_b :

$$\begin{aligned} \Delta h &= \frac{Wr}{2EI} \int_{3/4\pi}^{\pi} (0.707 \cos 2\theta + \text{sen } \theta + \cos \theta) - r(1 - \cos \theta) r d\theta \\ &= \frac{0.060}{EI} Wr^3 \end{aligned}$$

De $P_t + P_b$

$$\Delta h = \frac{-0.815 Wr^3}{EI}$$

Considerando ya M_o y H_o

$$\Delta h = \frac{-0.815 W r^3 + \pi r^2 M_o - 3/2 \pi r^3 H_o}{E I} = 0$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones finales para el giro ($\Delta\phi$) y el desplazamiento horizontal (Δh) obtenemos:

$$H_o = -0.220 W \quad \text{y} \quad M_o = -0.070 W r$$

Las ecuaciones finales para carga de agua según un ángulo de sustentación igual a $\pi/2$ son:

$$\text{Donde } 0 \leq \theta \leq \frac{3}{4} \pi$$

$$M_\theta = W r (0.099 \cos \theta + 0.159 \theta \sin \theta - 0.169)$$

$$P_\theta = W (0.099 \cos \theta + 0.159 \theta \sin \theta - 0.319)$$

$$V_\theta = W (0.061 \sin \theta + 0.159 \theta \cos \theta)$$

$$\text{Donde } 3/4 \pi \leq \theta \leq \pi$$

$$M_\theta = W r (0.159 \theta \sin \theta - 0.500 \sin \theta - 0.401 \cos \theta - 0.354 \cos 2\theta - 0.169)$$

$$P_\theta = W (0.159 \theta \sin \theta - 0.500 \sin \theta - 0.401 \cos \theta - 0.354 \cos 2\theta - 0.319)$$

$$V_\theta = W (0.561 \sin \theta + 0.159 \theta \cos \theta - 0.500 \cos \theta + 0.707 \sin 2\theta)$$

De las ecuaciones anteriores obtenemos los valores máximos para momento normal y cortante:

$$M_\theta \quad \max_{\theta = 180^\circ} = -0.122 W$$

$$P_\theta \quad \max_{\theta = 180^\circ} = -0.272 W$$

$$V_\theta \quad \max_{\theta = 150^\circ} = -0.259 W$$

Según un Angulo Central de Sustentación igual a $\frac{\pi}{4}$

Resumiendo pasos similares tenemos:

$$P_b = \frac{W \cos 4\theta}{0.493 r}$$

$$\text{Donde } \frac{7}{8} \pi \leq \theta \leq \pi$$

De P_b

$$M'_o = -W_r (0.135 \cos 4\theta + 0.500 \sin \theta + 0.207 \cos \theta)$$

$$\Delta\phi = \frac{0.493 W_r r^2 - \pi r M_o + \pi r^2 H_o}{E I} = 0$$

$$\Delta h = \frac{0.860 W_r r^3 + \pi r^2 M_o - 3/2 \pi r^3 H_o}{E I} = 0$$

De donde:

$$H_o = -0.234 W \quad M_o = -0.078 W_r$$

Siendo las ecuaciones finales:

$$0 \leq \theta \leq \frac{7}{8} \pi$$

$$M_\theta = W_r (-0.162 + 0.084 \cos \theta + 0.159 \theta \sin \theta)$$

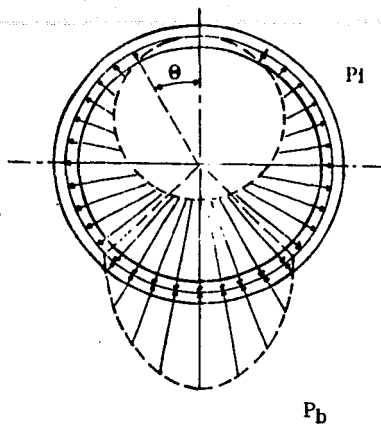
$$P_\theta = W (-0.318 + 0.084 \cos \theta + 0.159 \theta \sin \theta)$$

$$V_\theta = W (0.075 \sin \theta + 0.159 \theta \cos \theta)$$

$$\frac{7}{8} \pi \leq \theta \leq \pi$$

$$M_\theta = W_r (-0.162 - 0.500 \sin \theta + 0.159 \theta \sin \theta - 0.123 \cos \theta - 0.135 \cos 4\theta)$$

$$P_\theta = W (-0.318 - 0.500 \sin \theta + 0.159 \theta \sin \theta - 0.123 \cos \theta - 0.135 \cos 4\theta)$$



Distribución de presiones debidas al peso del agua
(a)

Distribución de presiones debidas al peso propio del tubo.
(b)

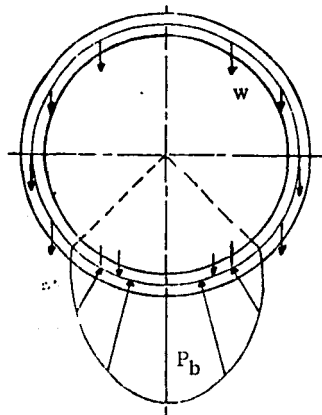


Fig 6

$$V_{\theta} = W (-0.500 \cos \theta + 0.159 \theta \cos \theta + 0.282 \operatorname{sen} \theta + 0.541 \operatorname{sen} 4\theta)$$

Según un Angulo Central de Sustentación igual a π

$$P_b = \frac{-2W}{\pi r} \cos \theta$$

$$\text{Donde } \frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$$

De P_b :

$$M'_{\theta} = \frac{Wr}{\pi} \left(\frac{\pi}{2} \operatorname{sen} \theta - \theta \operatorname{sen} \theta - \cos \theta \right)$$

$$\text{EI } \Delta \phi = +0.363 Wr^2 - \pi r M_o + \pi r^2 H_o = 0$$

$$H_o = -0.159 W, \quad M_o = -0.044 Wr$$

$$\text{Donde } 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$M_{\theta} = Wr (0.159 \cos \theta + 0.159 \theta \operatorname{sen} \theta - 0.203)$$

$$P_{\theta} = W (0.159 \cos \theta + 0.159 \operatorname{sen} \theta - 0.318)$$

$$V_{\theta} = W (0.159 \theta \cos \theta)$$

$$\text{Donde } \frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$$

$$M_{\theta} = W r (-0.159 \cos \theta - 0.159 \theta \operatorname{sen} \theta + 0.500 \operatorname{sen} \theta - 0.203)$$

$$P_{\theta} = W (-0.159 \cos \theta - 0.159 \theta \operatorname{sen} \theta + 0.500 \operatorname{sen} \theta - 0.318)$$

$$V_{\theta} = W (0.500 \cos \theta - 0.159 \theta \cos \theta)$$

5.- Análisis por Carga Muerta o Peso Propio del Tubo

Para un Angulo Central de Sustentación Igual a $\frac{\pi}{2}$

Peso total del tubo = $D = 2400 (2 \pi r t)$

$w =$ peso unitario $= 2400 t r d e = \frac{D}{2\pi} d e$

$$P_b = \frac{D}{0.943 r} \cos 2 \theta$$

Las fuerzas en la sección cortada derivados de la carga muerta son:

Donde $0 \leq \theta \leq \pi$

$$M'_\theta = \frac{D r}{2\pi} (\theta \sin \theta + \cos \theta - 1)$$

$$P'_\theta = \frac{D}{2\pi} \theta \sin \theta$$

$$V'_\theta = \frac{D}{2\pi} \theta \cos \theta$$

Las fuerzas de P_b son las mismas que en el caso de la carga externa sustituyendo D por A .

Con el mismo método de fuerzas virtuales y aplicando el principio del trabajo virtual obtenemos el giro y el desplazamiento en el punto superior.

De D ,

$$\Delta \phi = \frac{D r}{2\pi E I} \int_0^\pi (\theta \sin \theta + \cos \theta - 1) (-r) d\theta = 0$$

De P_b

$$\Delta \phi = \frac{-0.030}{E I} D r^2$$

y finalmente:

$$\Delta\phi = \frac{-0.30 Dr^2 - \pi r M_o + \pi r^2 H_o}{EI} = 0$$

De D,

$$\Delta h = \frac{-Dr}{2\pi EI} \int_0^{\pi} (\theta \sin \theta + \cos \theta - 1) - r(1 - \cos \theta) r d\theta = \frac{-Dr^3}{8 EI}$$

De P_b ,

$$\Delta h = \frac{0.060 Dr^3}{EI}$$

De $D + P_b$,

$$\Delta h = \frac{-0.065 Dr^3}{EI}$$

y finalmente:

$$\Delta h = \frac{-0.065 Dr^3 + \pi r^2 M_o - \frac{3}{2} \pi r^3 H_o}{EI} = 0$$

Resolviendo simultáneamente la ecuación del giro y desplazamiento obtenemos:

$$M_o = -0.070 Dr \quad \text{y} \quad H_o = -0.61 D$$

Las ecuaciones finales para carga muerta con un ángulo de sustentación igual a $\frac{\pi}{2}$ son:

$$\text{Donde } 0 \leq \theta \leq \frac{3}{4}\pi$$

$$M_\theta = Dr (0.159 \theta \sin \theta + 0.099 \cos \theta - 0.169)$$

$$P_\theta = D (0.159 \theta \sin \theta - 0.061 \cos \theta)$$

$$V_\theta = D (0.159 \theta \cos \theta + 0.061 \sin \theta)$$

$$\text{Donde } \frac{3}{4} \pi \leq \theta \leq \pi$$

$$M_{\theta} = Dr (0.159 \theta \text{ sen } \theta - 0.500 \text{ sen } \theta - 0.401 \text{ cos } \theta - 0.354 \text{ cos } 2\theta - 0.169)$$

$$P_{\theta} = D (0.159 \theta \text{ sen } \theta - 0.561 \text{ cos } \theta - 0.500 \text{ sen } \theta - 0.354 \text{ cos } 2\theta)$$

$$V_{\theta} = D (0.159 \theta \text{ cos } \theta - 0.500 \text{ cos } \theta + 0.561 \text{ sen } \theta + 0.707 \text{ sen } 2\theta)$$

Entonces tenemos que

$$M_{\theta} \quad \max_{\theta = 180^{\circ}} = -0.122 Dr$$

$$P_{\theta} \quad \max_{\theta = 105^{\circ}} = +0.297 D$$

$$V_{\theta} \quad \max_{\theta = 150^{\circ}} = -0.259 D$$

Para un Angulo de Soporte Igual a $\frac{\pi}{4}$

Siguiendo los mismos pasos que en los casos anteriores obtenemos las --
ecuaciones finales:

$$0 \leq \theta \leq \frac{7}{8} \pi$$

$$M_{\theta} = Dr (-0.162 + 0.084 \text{ cos } \theta + 0.159 \theta \text{ sen } \theta)$$

$$P_{\theta} = D (0.159 \theta \text{ sen } \theta - 0.075 \text{ cos } \theta)$$

$$V_{\theta} = D (0.075 \text{ sen } \theta + 0.159 \theta \text{ cos } \theta)$$

$$\frac{7}{8} \pi = \theta = \pi$$

$$M_{\theta} = Wr (-0.162 - 0.500 \text{ sen } \theta + 0.159 \theta \text{ sen } - 0.123 \text{ cos } - 0.135 \text{ cos } 4\theta)$$

$$P_{\theta} = W (1.159 \theta \text{ sen } \theta - 0.500 \text{ sen } \theta - 0.282 \text{ cos } \theta - 0.135 \text{ cos } 4\theta)$$

$$V_{\theta} = W (-0.500 \text{ cos } \theta + 0.159 \theta \text{ cos } \theta + 0.282 \text{ sen } \theta + 0.541 \text{ sen } 4\theta)$$

Para un Angulo de Soporte Igual a π

Las ecuaciones finales son: para $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$:

$$M_{\theta} = Dr (0.159 \cos \theta + 0.159 \theta \operatorname{sen} \theta - 0.203)$$

$$P_{\theta} = D (0.159 \theta \operatorname{sen} \theta)$$

$$V_{\theta} = D (0.159 \theta \cos \theta)$$

$$\frac{\pi}{2} = \theta = \pi$$

$$M_{\theta} = Dr (-0.159 \cos \theta - 0.159 \theta \operatorname{sen} \theta + 0.500 \operatorname{sen} \theta - 0.203)$$

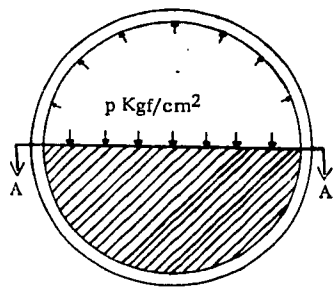
$$P_{\theta} = D (-0.318 \cos \theta - 0.159 \theta \operatorname{sen} \theta + 0.500 \operatorname{sen} \theta)$$

$$V_{\theta} = D (0.500 \cos \theta - 0.159 \theta \cos \theta)$$

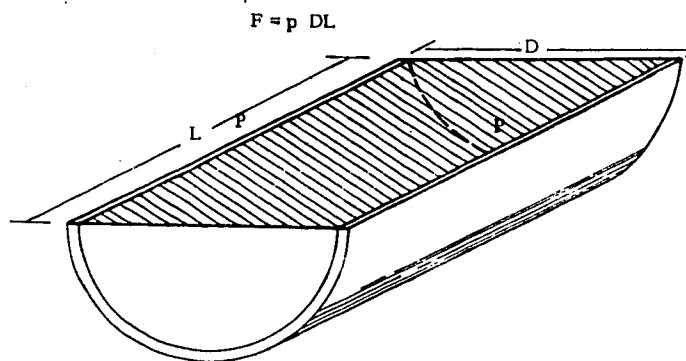
6.- Presión Interna

Como se dijo anteriormente la presión interna produce solamente una tensión uniforme alrededor del tubo como se demostrará a continuación: Supóngase un tubo que contenga agua a una presión de "p" (kg/cm²) si cortamos el tubo según una sección longitudinal A - A observaremos que las paredes estarán sometidas a una fuerza de tracción para evitar que se reviente el tubo.

La mitad inferior del tubo estará ocupada por el agua y puesto que ésta transmite por igual las presiones en todas las direcciones la distribución de presiones y fuerzas elementales es como la de la figura 7a . Con estas condiciones y de acuerdo con la figura 7b es evidente que -



(a)



(b)

Determinación directa del valor de F .

Fig. 7

la fuerza F es igual a la presión por el área en que actúa. Como esta área es la superficie libre del fluido o DL , se obtiene que

$$F = p DL$$

Entonces la tensión en la sección longitudinal que soporta la fuerza F resulta de dividir ésta por el área de las dos secciones de corte.

Por tanto:

$$\sigma_t = \frac{p DL}{2 eL} = \frac{p D}{2 e}$$

Como se puede ver esta tensión es uniforme en toda la pared del tubo, y suele conocerse como tensión tangencial, debido a que actúa tangente a la circunferencia directriz del cilindro (no confundirla con la tensión cortante, que también se conoce como tangencial).

La tensión calculada con la expresión anterior es la tensión media; y en los casos en que los tubos o cilindros tengan una pared muy delgada comparada con el radio, esta tensión media es prácticamente igual a la tensión máxima que aparece en la superficie interior. Pero en el caso de tubos con pared gruesa, la tensión media obtenida con la fórmula anterior, es mucho menor que el máximo valor de esta tensión tangencial; ya que no se distribuye uniformemente en el espesor, y su variación ni siquiera es lineal.

En un tubo de pared gruesa se presenta además de la tensión tangencial σ_t , una tensión radial σ_r en cualquier punto.

El valor de ambas tensiones estará en función de las presiones exterior e interior aplicadas al tubo.

El cilindro de la Fig. 8a tiene un radio interior a y un radio exterior b , estando sometido a presiones interna y externa uniformemente distribuidas y de valor P_i y P_o . Aislemos un cilindro de espesor diferencial dr , y consideremos la mitad de un anillo de longitud unitaria de este cilindro diferencial. La tensión tangencial en el elemento aislado en la Fig. 8b es σ_t , la tensión radial en la superficie interior es σ_r y en la superficie exterior $\sigma_r + d\sigma_r$ ya que σ_r varía a lo largo del radio.

Tomando este elemento como cilindro de pared delgada, y para el equilibrio, la suma total de las fuerzas aplicadas debe ser igual a cero:

$$(\sigma_r + d\sigma_r) \cdot 2(r + dr) - \sigma_r (2r) - 2\sigma_t dr = 0 \dots\dots (a)$$

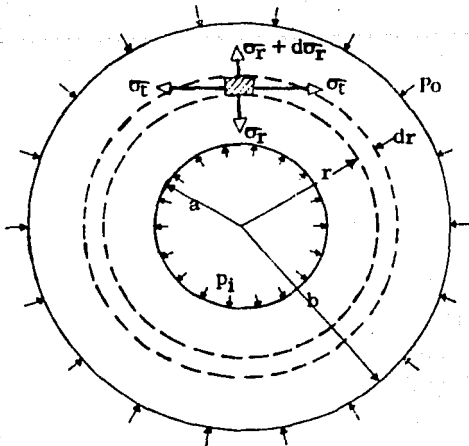
despreciando el producto $dr \cdot d\sigma_r$, la expresión queda:

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + \sigma_r - \sigma_t = 0 \dots\dots\dots (b)$$

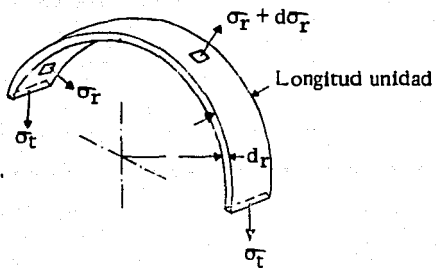
Para obtener otra relación entre σ_r y σ_t hay que hacer alguna hipótesis complementaria. Se supone que una sección recta, normal al eje del cilindro, permanece plana después de la deformación y, por tanto, que la deformación unitaria longitudinal es constante en cual quier punto de la sección. Aplicando la ley de Hooke en el caso de un estado triaxial de tensiones resulta:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - u(\sigma_r + \sigma_t)] \dots\dots\dots (c)$$

Ahora bien, como ϵ_z , E , σ_z y u son constantes, la suma $\sigma_r + \sigma_t$ ha de ser constante en toda la sección. Llamando $2A$ a esta constante,



Cilindro de pared gruesa sometido a presión interna p_i
 y externa p_o
 (a)



Tensiones en medio cilindro diferencial.
 (b)

Fig 8

$$\sigma_r + \sigma_t = 2A \dots\dots\dots (d)$$

Eliminando σ_t entre las ecuaciones (a) y (d) se obtiene:

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} = 2(A - \sigma_r) \dots\dots\dots (e)$$

ecuación diferencial cuya solución general es:

$$\sigma_r = A - \frac{B}{r^2} \dots\dots\dots (f)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (d) resulta:

$$\sigma_t = A + \frac{B}{r^2} \dots\dots\dots (g)$$

Los valores de las constantes A y B se determinan mediante las condiciones en los límites, que son

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -P_i & \text{para } r &= a \\ \sigma_r &= -P_o & \text{para } r &= b \end{aligned} \dots\dots\dots (h)$$

donde el signo menos indica que σ_r es una tensión de compresión.

Con estos valores se obtiene el sistema:

$$\begin{aligned} -P_i &= A - \frac{B}{a^2} \\ -P_o &= A - \frac{B}{b^2} \end{aligned} \dots\dots\dots (i)$$

cuya solución es:

$$\begin{aligned} A &= \frac{a^2 P_i - b^2 P_o}{b^2 - a^2} \\ B &= \frac{a^2 b^2 (P_i - P_o)}{b^2 - a^2} \end{aligned} \dots\dots\dots (j)$$

Sustituyendo estos valores en las expresiones (f) y (g) se obtienen las expresiones generales de σ_r y σ_t en un punto cualquiera a distancia r del centro:

$$\sigma_r = \frac{a^2 P_i - b^2 P_o}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 b^2 (P_i - P_o)}{(b^2 - a^2) r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 P_i - b^2 P_o}{b^2 - a^2} + \frac{a^2 b^2 (P_i - P_o)}{(b^2 - a^2) r^2}$$

Si la presión interior es P_i y la exterior es nula ($P_o = 0$), las ecuaciones anteriores adquieren la forma:

$$\sigma_r = \frac{a^2 P_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 P_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right)$$

Se puede deducir que σ_r es siempre negativa (compresión) y que σ_t es siempre positiva (tracción) y mayor que σ_r .

Su valor máximo aparece en la superficie interior del tubo:

$$\sigma_t = \left(\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} \right) P_i$$

En el caso contrario, que la presión interior no exista ($P_i = 0$), las ecuaciones se convierten en:

$$\sigma_r = - \frac{P_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

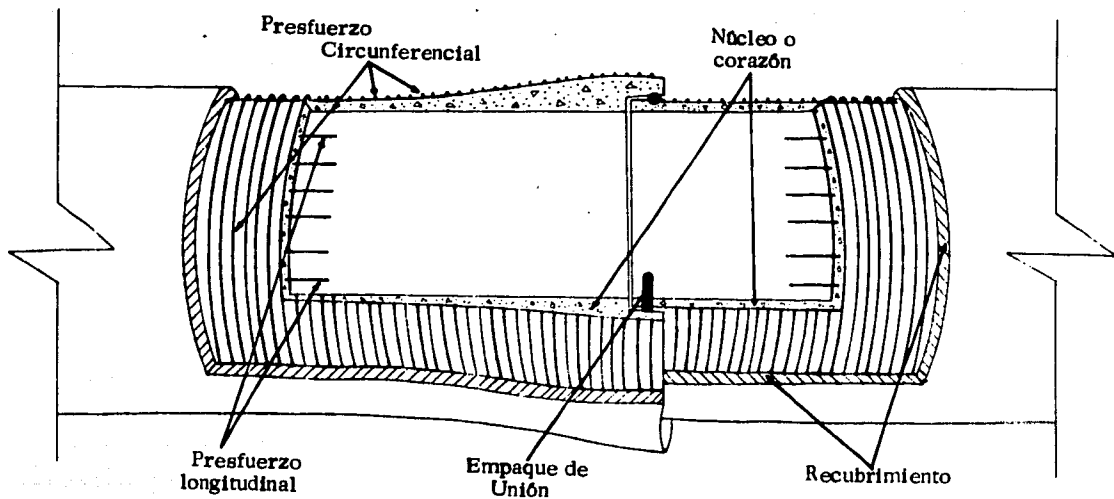
$$\sigma_r = - \frac{P_o b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

σ_r y σ_t son ahora siempre negativos (compresión) y σ_t es siempre mayor que σ_r .

La máxima tensión de compresión (σ_r) tiene lugar en la superficie interior, en donde σ_t es nula, y viene dada por:

$$(\sigma_r) = - \frac{2b^2 P_o}{b^2 - a^2}$$

El valor de σ_r se aproxima a $- 2P_o$ cuando b es muy grande respecto de a .



ANATOMIA DE UN TUBO DE CONCRETO PRESFORZADO

Fig. 9

DISEÑO DEL TUBO DE CONCRETO PRESFORZADO1.- Concepción del Tubo.

Para la concepción del tubo, se partió primeramente del conocimiento de los esfuerzos a que se vería sometida la tubería; primeramente los esfuerzos debidos a la presión interna del agua conducida, y en segundo lugar, los esfuerzos debidos a las cargas externas (relleno, peso propio del tubo, peso del agua contenida y cargas vivas accidentales).

Aprovechando el conocimiento de la primera aplicación práctica del principio del presfuerzo, que como lo señalamos anteriormente, fueron los barriles donde se almacenaba agua o vino, se pensó que la madera podría ser sustituida por concreto, y los cinchos metálicos que tensados inducían una precompresión en la madera (de manera que ésta pudiera resistir el empuje del agua contenida), fueron sustituidos por alambres de acero de alta resistencia.

De esta forma se pensó en la fabricación de un tubo cuyo corazón o núcleo (de concreto presforzado), fuera capaz de resistir la precompresión que le fuera inducida al enrollarle en forma de zunchos un alambre tensado de tal modo, que al ejercerse la presión interna del agua en el núcleo zunchado, éste fuera capaz de soportar dicha presión.

Dicho zunchos o presfuerzo circunferencial debería no sólo soportar la tensión producida por la presión del agua, sino que también debería soportar la tensión debida a los esfuerzos de flexión provocados por la carga externa, peso propio, peso del agua y carga viva.

El núcleo o corazón debía ser también de concreto presforzado, para poder resistir las tensiones tangenciales (compresión) producto del zunchado de alambre de alta resistencia, dentro del proceso de fabricación.

Además la compresión inducida al corazón por medio del presfuerzo longitudinal y posteriormente por el circunferencial, ayuda grandemente a la impermeabilidad.

Esta concepción del tubo contiene los conceptos básicos del principio del concreto presforzado:

a) En el núcleo del tubo jamás deberán aparecer grietas (por razones obvias), es decir, no debe haber esfuerzos de tensión.

Esto se logra con la aplicación del presfuerzo circunferencial del núcleo, induciendo una precompresión grande que no permite que existan esfuerzos internos de tensión en el concreto ("primer concepto, capítulo II").

b) El efecto del zunchado del alambre con alto esfuerzo de tensión está enfocado directamente a equilibrar las tensiones producidas en el tubo por las diversas cargas ("tercer concepto, capítulo II").

c) En la concepción total, el tubo presforzado es una combinación de acero de alta resistencia y concreto; el acero absorbiendo los esfuerzos de tensión y el concreto la compresión, formando un par resistente al momento exterior ("segundo concepto, capítulo II").

Estas son las ideas básicas que dieron origen a la manera de concebir y construir el tubo.

Pero con el fin de entender mejor el diseño estructural del tubo, vale la pena detallar un poco la manera de construir el mismo, a reserva de que en el capítulo siguiente se describa perfectamente el proceso de fabricación.

Desde el punto de vista estructural, la construcción del tubo se puede dividir en dos partes importantes:

1a. Construcción del núcleo pretensado, donde una serie de tendones de alambre de alta resistencia, se presfuerzan linealmente a lo largo del elemento antes de vaciar el concreto.

El presfuerzo de dichos tendones es total, es decir, que está pensado para que en el núcleo bajo los esfuerzos a que se verá sometido posteriormente (por zunchado), no exista tensión en el concreto. Es decir, que la precompresión inducida al concreto del núcleo no permita la tensión y por consiguiente la existencia de grietas.

2a. Zunchado o presfuerzo circunferencial, donde un alambre de alta resistencia se tensa helicoidalmente al núcleo (con el concreto ya endurecido) y se ancla al mismo. Este postensado, permitirá que el corazón soporte o equilibre las tensiones producidas por la presión del agua y los esfuerzos de flexión debido a las cargas externas.

Como se puede observar, estos dos puntos principales del proceso, son bastante diferentes y los elementos y consideraciones que intervienen para su diseño también lo son:

El presfuerzo longitudinal del núcleo, se diseña para soportar la

sicamente los esfuerzos originados por el zunchado, considerando que éste último equilibrará las tensiones producidas por la presión hidrostática.

El presfuerzo circunferencial se diseña para soportar no sólo las tensiones producidas por la presión del agua, sino que también para soportar las tensiones originadas por la carga de relleno, peso propio y carga viva.

2.- Diseño de Secciones Bajo Flexión.

Con objeto de comprender y facilitar el diseño de la estructura específica que nos ocupa, además de proporcionar una guía para el diseño de otras estructuras en las que como en el caso del tubo, el momento flexionante rige; presentamos los conceptos generales para el diseño elástico de secciones de concreto presforzado.

Para no extendernos demasiado en este inciso, nos abocaremos únicamente, al diseño elástico, sin tensión en el concreto; indicando solamente algunas notas sobre la tensión admisible en el concreto presforzado.

2.1 Diseño Preliminar

El diseño preliminar de las secciones del concreto presforzado a la flexión, se realiza por un procedimiento muy simple, basado en el conocimiento de un par interno C-T. En la práctica el peralte de una sección (h) está dado, se conoce o se supone; así como el momento total M_t . Bajo carga de trabajo, el brazo del par in-

terno podrá variar entre el 30 y 80% de h , pero como promedio vale 0.65 h , entonces el presfuerzo requerido F puede calcularse:

$$F = T = \frac{M_t}{0.65 h}$$

y el área de acero requerida es:

$$A_s = \frac{F}{f_s} = \frac{M_t}{0.65 h f_s}$$

Siendo, f_s = Presfuerzo interno efectivo

El presfuerzo total $A_s f_s$ es igual a la fuerza C , la cual producirá un esfuerzo interno promedio en el concreto de:

$$\frac{A_s f_s}{A_c} = 0.50 f_c$$

$$A_c = \frac{A_s f_s}{0.50 f_c}$$

El procedimiento anterior se basa en el diseño para cargas de -- trabajo, con muy poca tensión o ninguna en el concreto. Al estimar el peralte de una sección presforzada, una regla aproximada es utilizar el 70% del peralte correspondiente para la construcción convencional de concreto reforzado. Puede hacerse un diseño preliminar más exacto si se conoce el momento de la trabe -- M_g además del momento total M_t . Cuando M_g es mayor del 20 ó 30% del M_t , la condición inicial bajo M_g generalmente no controlará el diseño, y es necesario hacer el cálculo preliminar sólo -- para M_t . Cuando M_g es relativamente pequeño en comparación -- con M_t , entonces el c. g. s. no se puede localizar muy lejos del -- núcleo central, y el diseño se controla por $M_L = M_t - M_g$. En es

te caso, el brazo de palanca resistente para M_L está dado aproximadamente por $k_f + k_b$, el cual vale aproximadamente 0.50 h. Por consiguiente el presfuerzo total efectivo requerido es

$$F = \frac{M_L}{0.50 h}$$

2.2 Diseño Elástico

El método del diseño preliminar se basa en el hecho de que la -- sección está gobernada por los valores de control del momento -- flexionante externo: el momento total M_t , el cual controla los esfuerzos bajo la acción de la carga de trabajo; y el momento de -- carga de la trabe M_g , el cual determina la localización del centro de gravedad del acero y los esfuerzos en la transferencia.

El concepto básico de partida es la existencia de un par resistente en una sección de concreto presforzado. Por las leyes de la es tática, el momento resistente interno en una viga presforzada (co mo también en una viga reforzada) debe ser igual el momento exterior.

El momento resistente interno está formado por el par C-T, donde T es el centroide del presfuerzo o de la fuerza de tensión en el acero y C es el centro de compresión en el concreto.

La diferencia esencial entre el comportamiento de una sección de concreto presforzado y el de una de concreto reforzado, se explica de la siguiente manera:

- a) En una viga de concreto reforzado, a medida que el momento flexionante externo aumenta, se supone que la magnitud de --

las fuerzas C y T aumentan en proporción directa, y el brazo de palanca jd permanece invariable.

- b) En una viga de concreto presforzado, cuando el momento flexionante externo aumenta, la magnitud de C y T (par resistente) permanece prácticamente constante, pero el brazo de palanca "a" se alarga casi proporcionalmente.

Puesto que la posición de T permanece fija, C es la que varía en su localización en una sección presforzada; cuando el momento flexionante cambia. Para un momento M, se puede localizar fácilmente C ya que

$$C a = T a = M$$

$$a = M/C = M/T$$

En una viga de concreto presforzado la magnitud del presfuerzo inicial F_0 se conoce con bastante exactitud. En el momento de la transferencia del presfuerzo, $T = F_0$ y después que han tenido lugar todas las pérdidas $T = F$.

Conocida la magnitud de T, se puede calcular "a" mediante la ecuación anterior, y así se puede determinar finalmente la localización de C. Conociendo la posición y magnitud de C se puede obtener la distribución de esfuerzos por medio de la teoría elástica. A continuación se presentan algunas de las relaciones entre la distribución del esfuerzo y la localización de C.

Al comparar el concreto presforzado con el reforzado, en donde siempre están presentes los esfuerzos de tensión y las grietas ba

Distribución de Esfuerzos según la Teoría Elástica

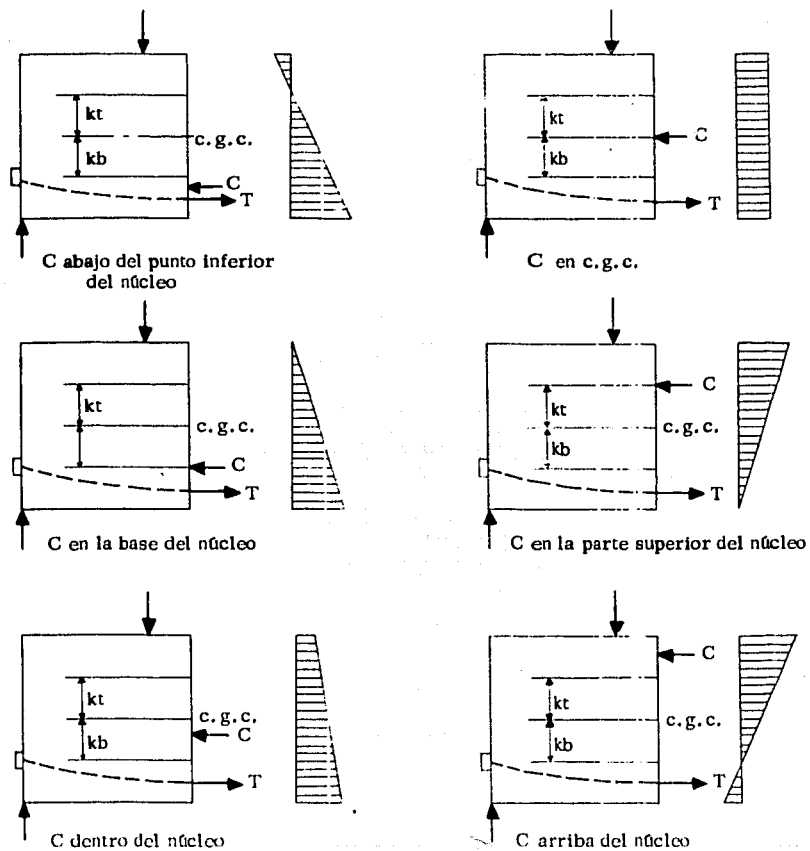


Fig. 10

jo las cargas de trabajo, parece lógico que deben permitirse algunos esfuerzos de tensión en el concreto presforzado. Aunque hay que admitir que existen razones para limitar dichos esfuerzos:

- 1o. La existencia de un esfuerzo de tensión grande en el concreto presforzado, podría indicar un factor de seguridad insuficiente contra la falla de ruptura. Al existir dicho esfuerzo de tensión en el concreto presforzado, el brazo de palanca "a" - del par resultante es una gran relación de "h", así que no puede haber lugar para un incremento sustancial en el brazo de palanca y el margen de seguridad puede no ser suficiente.
- 2o. De la misma manera, cuando existe un esfuerzo de tensión, puede indicarnos un factor de seguridad insuficiente contra el agrietamiento, pudiéndose presentar éste si se ha quebrado previamente el concreto.

Aunque la idea original del concreto presforzado era producir, un nuevo material poniéndolo permanentemente bajo compresión, al adquirirse experiencia y conocimiento del concreto presforzado, se ha cambiado a la opinión de que se es permisible cierta cantidad de tensión.

El Código de Construcción P. C. I. (Instituto de Concreto Presforzado) permite los siguientes esfuerzos de tensión:

1. - En la transferencia. - La tensión en los miembros sin refuerzo auxiliar o menor a $3 \sqrt{f'c}$

La tensión en los miembros con un re-

fuerzo auxiliar diseñado apropiadamente, no tendrá límite.

2. - Esfuerzos en la carga de diseño. - La tensión en los miembros que no están expuestos a un ambiente corrosivo y que contienen refuerzo adherido para controlar el agrietamiento será igual o menor a $6 \sqrt{f'_{ci}}$

La tensión en los demás miembros no se permite.

En ambos casos f'_{ci} es la resistencia del concreto a la compresión al momento del presfuerzo inicial.

3. - Diseño Estructural del Tubo.

3.1 Especificaciones para el Diseño.

Antes de pasar al diseño en sí del tubo, es necesario indicar las especificaciones que rigen actualmente el diseño de este tipo de estructuras.

Las tuberías de concreto presforzado son diseñadas, generalmente para cumplir las siguientes condiciones:

- 1) Nulo esfuerzo de tensión en el corazón de concreto al aplicarse la presión de prueba que es igual a 1.5 veces la presión de trabajo. Todo esfuerzo de tensión que pudiera aparecer debe ser soportado por el acero.
- 2) Los esfuerzos de flexión debidos a las cargas sustentadas durante la operación de la tubería (peso propio del tubo, del agua conducida y cualquier carga estática permanente) combinados con los esfuerzos de tensión producidos por la presión

hidrostática de trabajo, deben ser totalmente absorbidos por el acero de presfuerzo, eliminando toda tensión en la pared del tubo.

- 3) Que bajo los esfuerzos anteriores, combinados con los esfuerzos debidos a la carga de tránsito y/o la sobrepresión hidrostática producida por el golpe de ariete; deberán limitarse para que no sean suficientes para producir grietas en la pared del tubo.

Es decir, que bajo la carga de relleno más la presión de trabajo, más la sobrepresión, la tensión en el corazón no debe ser mayor de $0.7474 \sqrt{fc}$

O que bajo la carga de relleno más la carga de tránsito, más la presión de trabajo, la tensión en el corazón no será mayor de $0.7474 \sqrt{fc}$

Siendo fc la resistencia del concreto a los 28 días de edad.

Además de lo anterior, dentro del diseño se deberán de observar que se cumplan los siguientes requerimientos, con respecto a los materiales:

1. - La resistencia mínima a la compresión del concreto del corazón deberá ser de 350 Kg/cm^2 a los 28 días de edad.
2. - El presfuerzo longitudinal del corazón deberá ser suficiente para prevenir un esfuerzo de tensión excesivo en el corazón, en función a los efectos combinados de presfuerzo circunferencial y la flexión, debida a la condición de viga.

3. - El presfuerzo circunferencial sólo se podrá aplicar hasta que el concreto del corazón haya alcanzado una resistencia a la compresión de 320 Kg/cm^2 .

4. - La compresión inicial resultante en el corazón de concreto no deberá exceder del 55% de la resistencia a la compresión del concreto del tubo en el momento de presforzarse.

5. - El diseño deberá tener en cuenta todas las pérdidas de presfuerzo, pudiéndose considerar éstas con un porcentaje adecuado.

6. - El esfuerzo total en el alambre del presfuerzo no deberá exceder de 70% del esfuerzo último promedio de tensión que soportar el alambre.

4. - Cálculo del Tubo.

Los datos de partida para el diseño, vienen dados por el proyecto. Conocemos entonces el diámetro interior de la tubería, la presión de trabajo y las cargas de relleno (de acuerdo al terreno donde se va a instalar la tubería).

4.1 Cálculo por Presión Hidrostática

Consideremos primeramente que el efecto del presfuerzo circular produce una compresión inicial del zuncho sobre el concreto, y es siempre axial. Cualquiera que sea el punto de aplicación del presfuerzo circular, el esfuerzo en el concreto siempre es axial y está dado por la fórmula:

$$f_c = - \frac{F_o}{A_c}$$

que se reduce a

$$f_c = - \frac{F}{A_c}$$

después de ocurridas las pérdidas del presfuerzo.

De acuerdo a ésto y considerando las condiciones marcadas por - especificaciones

$$f_c = 0.55 \times 320 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en el corazón}$$

$$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando al tubo como cilindro de pared gruesa, pensando - que el presfuerzo circunferencial producirá una presión exterior p_o , al aplicar la siguiente fórmula obtendremos un valor aproximado de e .

$$f_c = - \frac{2 b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

donde:

$$f_c = 176 \text{ Kg/cm}^2$$

b = radio exterior

a = radio interior (conocido)

p_o = presión exterior = 1.5 la presión interna hidrostática de trabajo.

p_o , se considera que será el presfuerzo circunferencial que aplicamos para soportar los esfuerzos de tensión producidos por la - presión hidrostática de prueba.

Despejando de la ecuación anterior tenemos

$$b = \sqrt{\frac{a^2}{-\frac{2 p_0}{f_c} + 1}}$$

y

$$e = b - a$$

Para el cálculo exacto del área del concreto y el acero requerido, se debe seguir la siguiente secuencia.

Al aplicar la presión interna del agua, el acero y el concreto actúan conjuntamente y el esfuerzo se puede obtener por la teoría elástica usual. Empleando el método de la sección transformada tenemos:

$$f_c = \frac{pR}{A_t}$$

donde

p = presión interna

R = radio interior del tubo

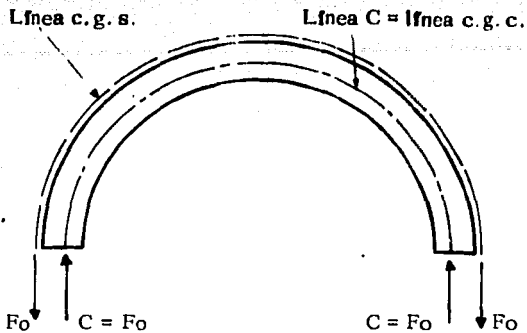
A_t = área transformada = $A_c + n A_s$

El esfuerzo resultante en el concreto bajo el presfuerzo efectivo F y la presión interna p , es:

$$f_c = -\frac{F}{A_c} + \frac{pR}{A_t}$$

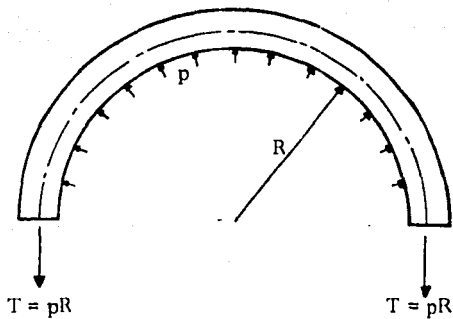
Para ser exactos, el valor de "n" tiene que ser elegido correctamente, considerando la magnitud del esfuerzo y el efecto de la deformación plástica.

En la práctica, una variación ligera en el valor de "n" puede que no afecte mucho el esfuerzo y generalmente, bastará un valor -- aproximado.



Debidas al presfuerzo F_o

(a)



Debidas a la presión interna p

Fuerzas en una faja horizontal del tubo (media franja como cuerpo libre)

(b)

Fig. 11

Los fabricantes utilizan un valor de $n = 5.66$

Por otro lado, como después de la aplicación del presfuerzo circunferencial se añade una capa de mortero como recubrimiento, el área A_c bajo presfuerzo es el área del núcleo, mientras que - el área A_c que soporta la presión del agua, puede incluir la capa adicional.

Tales refinamientos en el cálculo pueden ser o no necesarios, dependiendo de las circunstancias.

El criterio para calcular tubos, cambia. La práctica general ha sido la de proveer una pequeña compresión residual al concreto bajo la presión de trabajo. Esto se consigue mediante el procedimiento de cálculo que se explica en seguida.

De acuerdo a las especificaciones, la tensión de zuncho producida por la presión interna, la toma íntegramente el presfuerzo -- efectivo en el acero.

$$F = A_s f_s = p R$$

y el área total de acero requerido es

$$A_s = \frac{p R}{f_s}$$

y el presfuerzo inicial total es

$$F_o = A_s f_o \dots \dots \dots (1)$$

Para un esfuerzo de compresión admisible f_c en el concreto, el área de concreto necesaria para resistir el presfuerzo inicial F_o es:

$$A_c = - \frac{F_o}{f_c} \dots \dots \dots (2)$$

De este valor de A_c requerido, se determina el espesor preliminar del tubo. Y con este valor, se pueden obtener los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo la presión interna p .

$$\text{Esfuerzo en el concreto} = - \frac{F}{A_c} + \frac{p R}{A_t} \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{Esfuerzo en el acero} = f_s + n f_c \dots\dots\dots(4)$$

Puesto que F es igual y opuesto a pR , y A_t siempre es mayor que A_c , se puede ver que habrá algo de compresión residual en el concreto bajo la presión de trabajo. Esta compresión residual sirve como un margen de seguridad adicional para cualquier esfuerzo de tensión que pueda tomar el concreto.

Debido a que la utilidad de un tubo desaparece tan pronto como el concreto principia a agrietarse, es de máxima importancia que se proporcione un margen de seguridad adecuado contra el agrietamiento.

Los tubos que pueden quedar sujetos a una presión de valor más elevado que el valor de la presión de trabajo normal (por ejemplo: la sobrepresión producida por un golpe de aríete), necesitan un factor de seguridad mayor.

Las normas de los fabricantes especifican, como se señaló anteriormente, que el núcleo de concreto debe quedar lo suficientemente comprimido para soportar una presión hidrostática interna igual cuando menos 1.5 veces la presión de trabajo, sin que se induzcan esfuerzos de tensión en el núcleo.

El método convencional de cálculo, expuesto antes, que iguala el

presfuerzo efectivo con la tensión de zunchos, puede no proporcionar, el factor de seguridad necesario. Si se requiere un factor de seguridad "m" contra el agrietamiento, se puede adoptar el siguiente procedimiento de cálculo.

Suponiendo que f_t es la resistencia a la tensión en el concreto al agrietamiento (con valor promedio de $0.08 f'_c$), tenemos:

$$- \frac{F}{A_c} + \frac{m p R}{A_t} = f_t \dots\dots\dots (5)$$

Al mismo tiempo, para limitar el esfuerzo de compresión máximo en el concreto a f_c , tenemos:

$$A_c = - \frac{F_o}{f_c}$$

Sustituyendo este valor de A_c en la ecuación (5), recordando que $A_t = A_c + n A_s$, $F = f_s A_s$ y $F_o = f_o A_s$, tenemos:

$$- \frac{f_s A_s f_c}{f_o A_s} + \frac{m p R}{(f_o A_s / f_c) + n A_c} = f_t$$

Resolviendo para A_s

$$A_s = \frac{m p R}{f_s - (f_t / f_c) f_o (1 - n f_c / f_o)}$$

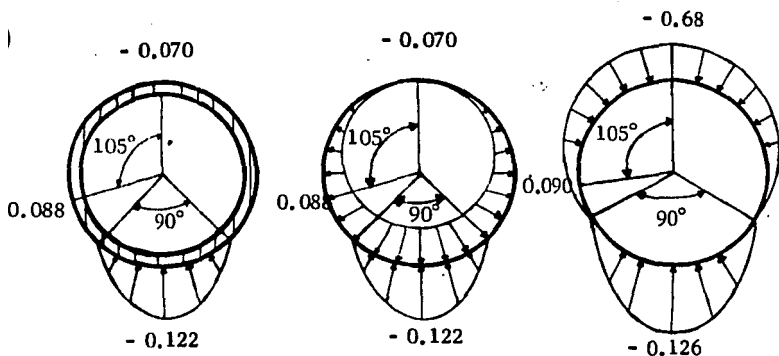
Una vez obtenido A_s , se pueden calcular F_o y A_c usando las ecuaciones (1) y (2), y se pueden valorizar los esfuerzos en el concreto y en el acero mediante las ecuaciones (4) y (5).

Obviamente el valor de f_c deberá ser menor o igual a 176 Kg/cm^2

4.2 Cálculo por Carga Externa

El siguiente paso del diseño, es calcular los valores de los momentos producidos por la carga externa, peso propio del tubo y el

MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS TUBOS



Coefficientes para los momentos y diagramas de presión para un apoyo sobre 90°

$$M_o = C_m W R$$

Coefficientes para los momentos y diagramas de presión para un apoyo sobre 120°

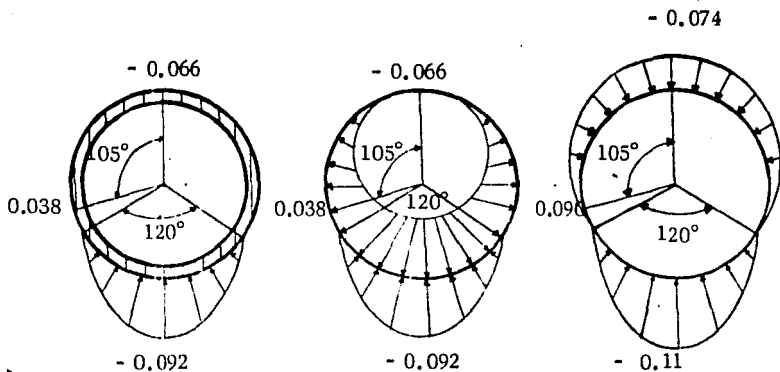


Fig. 12

peso del agua contenida.

Recordando que por especificaciones, los esfuerzos de flexión -- producidos por dichos momentos, combinados con el esfuerzo de postensión derivado de la presión hidrostática de trabajo; deben ser absorbidos totalmente por el acero de presfuerzo eliminando toda tensión en la pared del tubo.

Como se vió en el capítulo anterior, el momento máximo en los tres casos se presenta en el extremo inferior del tubo (en el asiento, $\theta = 180^\circ$) y el momento total que actúa sobre el tubo será la suma de los tres momentos.

En el caso general, se supone un ángulo de soporte o sustentación de $90^\circ (\pi/2)$ y los valores de los momentos máximos estarán dados por:

$$M_o \text{ max. carga externa} = - 0.126 AR$$

$$M_o \text{ max. agua} = - 0.122 WR$$

$$M_o \text{ max. peso propio} = - 0.122 DR$$

Donde A es el peso del relleno y se calcula de acuerdo a la teoría de Marston (Mecánica de Suelos) con la siguiente fórmula:

$$A = Cd \times w \times Bd^2$$

w = Peso volumétrico del material de relleno.

Bd = ancho de la cepa al nivel del lomo del tubo =
ancho del tubo + 0.60 mts.

Cd = se calcula mediante la gráfica de Marston.

Para entrar a la gráfica de Marston y conocer el valor del coeficiente Cd, es necesario conocer además el colchón o altura de --

relleno (H).

El cálculo de W de la ecuación de momento máximo debido al peso del agua, se hace de la siguiente manera:

$$W = 0.785 \text{ di}^2 \times 1 \text{ m} \times 1000 \text{ Kg/m}^3 = 785.4 \text{ di}^2$$

donde

di = diámetro interno del tubo

Para el cálculo de D, peso del tubo

$$D = 0.785 (de^2 - di^2) \times 1 \text{ m} \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = \\ 1963.5 (de^2 - di^2)$$

Considerando que el peso del concreto por metro cúbico es - - - 2500 Kg., "de" es el diámetro exterior del tubo y "di" es el diámetro interior.

El momento total máximo será:

$$M_t \text{ max} = -0.126 AR - 0.122 WR - 0.122 DR$$

De acuerdo a la condición de que los esfuerzos de flexión debidos a las cargas sustentadas durante la operación de la tubería, combinadas con los esfuerzos de postensión derivados de la presión hidrostática de trabajo, deben ser absorbidas por el acero (eliminando toda tensión en la pared del corazón), tendremos que

Esfuerzo en el concreto $f_c = f_p + f_b$

donde f_c estará limitado a 176 Kg/cm^2

f_b = Esfuerzo en el concreto debido al momento

$$f_b = \frac{6 M_{tot}}{bd^2}$$

f_p = Esfuerzo en el concreto debido a la presión

hidrostática

$$f_p = \frac{p R}{A_c + n A_s}$$

De las últimas dos fórmulas conocemos todos los datos

M_{tot} = Momento Máximo Total

b = Ancho unitario = 100 cms.

d = Espesor calculado + 2.5 cms. de recubrimiento

p = presión interna de trabajo

R = Radio interior del tubo

A_c = Area de concreto calculada

$$n = 5 = \frac{E_a}{E_c}$$

A_s = Area preliminar de acero

Una vez calculado el esfuerzo que deberá soportar la sección del

tubo $f_c = f_p + f_b$

Sustituimos el valor f_c obtenido, en la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{f_c A_c}{f_s}$$

Obteniendo así, una nueva área de Acero A_s

4.3 Cálculo o Revisión por Cargas Accidentales en la Operación.

Se procede a la revisión de la sección contra las cargas accidentales durante la operación, debiéndose cumplir que:

- a) Los esfuerzos de flexión debidos al peso del tubo, el agua -- conducida, la carga del relleno y cualquier carga viva, combinadas con la fatiga de postensión que produce la presión hidrostática de trabajo deberá limitar la tensión en la pared del

tubo a un valor no mayor de $0.7474 \sqrt{fc}$ y en este caso -
sería $0.7474 \sqrt{350} = 14 \text{ Kg/cm}^2$.

Para el caso de los esfuerzos producidos por las cargas acciden-
tales (cargas vivas) el primer paso es comparar dichos esfuer-
zos con los producidos únicamente por la carga de relleno.

El caso más desfavorable por carga viva, se presenta cuando el
colchón o relleno es el mínimo (60 cms.) considerando además -
el paso de 2 camiones.

El cálculo del momento máximo debido a carga viva, se hace apli-
cando la misma fórmula obtenida para carga externa.

$$M \text{ max.} = - 0.126 A'R \quad (\theta = 90^\circ)$$

Obteniéndose en este caso el valor de A' por medio de la fórmula
de Boussinesq (Mecánica de Suelos)

$$A' = C_L P (1 + I)$$

donde A' = Carga en la parte superior del tubo (debida únicamen-
te al peso de camiones)

C_L = Coeficiente de carga viva

P = Carga por rueda

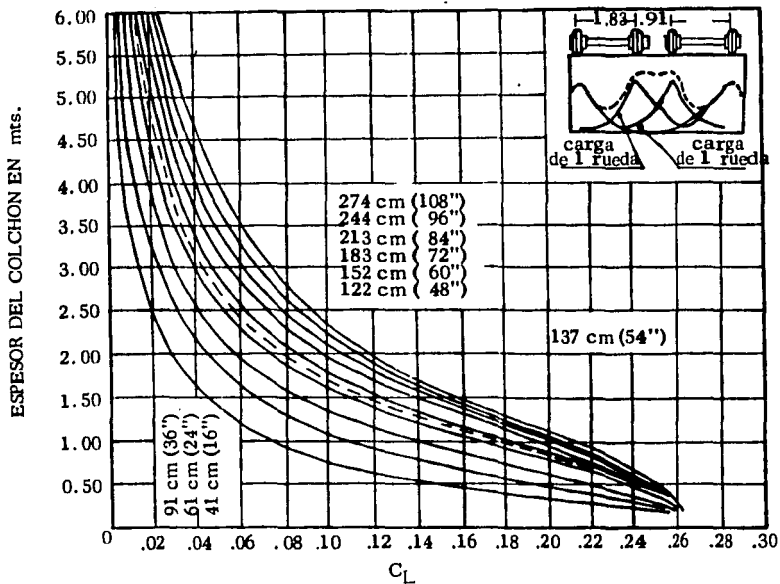
I = Factor de impacto

C_L , I se calculan mediante tablas.

Al momento máximo obtenido debido a carga viva se deben sumar
los momentos máximo por relleno (considerando 60 cms. de col-
chón), peso propio y carga de agua; obteniéndose el Momento To-
tal.

FACTORES DE CARGA VIVA
PASO DE 2 CAMIONES EN CAMINO SIN PAVIMENTO

$$W_L = C_L P (1 + I)$$



Los experimentos en la Universidad del Estado de Iowa han indicado que la carga transmitida por las ruedas de un camión a un conducto enterrado, aplicada a la superficie del terreno, puede calcularse con seguridad por medio de la fórmula de Boussinesq; para una carga aplicada en la superficie de un sólido semi-elástico. Estas curvas han sido preparadas bajo esas bases. Los factores de reducción incluyen la resistencia a la carga de las porciones adyacentes a la tubería.

H, Colchón	I, Factor de Impacto
0.15 a 0.60	.50
0.60 a 0.90	.35
0.90 a 1.20	.20
1.20 a 1.50	.10
más de 1.50	0

Gráfica No. 1

Al compararse el Momento Total obtenido de esta manera, se compara con el Momento Total con un relleno normal. El mayor de ambos se toma para el diseño final, considerando que si el mayor es el que combina la carga viva se tendrá una tensión permisible de 14 Kg/cm^2 .

En el caso de carga viva tendremos que f_t (resistencia a la tensión en el concreto) valdrá

$$f_t = -\frac{F}{Ac} + \frac{pR}{At} + \frac{6 Mt}{bd^2} = 14 \text{ Kg/cm}^2$$

y el área de acero se calcula como en los casos anteriores.

Según las cargas para el diseño, tendremos calculadas tres áreas, evidentemente la mayor calculada es la definitiva.

4.4 Cálculo del Presfuerzo Longitudinal.

El siguiente paso del diseño es el cálculo del presfuerzo longitudinal, considerando que el área de acero deberá ser suficiente para soportar los momentos producidos por la carga externa, tomando una sección longitudinal del tubo igual a la mitad de su longitud total.

Debemos recordar que el presfuerzo longitudinal del núcleo deberá ser suficiente para no agrietarse al momento de aplicar el presfuerzo circunferencial. Sabiendo que el presfuerzo longitudinal se suministrará en tendones concéntricos en el espesor del tubo, se deberá cumplir que

$$f_c = -\frac{F}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

Aunque por especificaciones, se permite un esfuerzo de tensión pe-

queño en el corazón del tubo, para el diseño es conveniente no permitir la tensión y considerar que por lo menos exista una compresión f_c entre 3 y 15 Kg/cm², dependiendo del diámetro de la tubería.

La primera consideración para el cálculo, es que el presfuerzo circunferencial producirá una presión uniforme alrededor del tubo. --
Cualquier sección longitudinal del tubo, soportará una carga uniforme e igual al presfuerzo circunferencial efectivo ya calculado. Para el cálculo se toma una sección longitudinal del tubo, como una viga simplemente apoyada (caso más desfavorable) con una carga concentrada igual o la suma del peso del relleno, peso propio del tubo y agua contenida.

El momento máximo flexionante producido por dicha carga será:

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4}$$

donde $P = A + W + D$

$l = 0.5$ de la longitud total del tubo

El presfuerzo efectivo total requerido F puede calcularse de la ecuación:

$$f_c = -\frac{F}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

Al no permitir la tensión y requerir que f_c sea por lo menos igual a 3, tendremos

$$-f_c = -\frac{F}{A} + \frac{M}{Z}$$

$$-3 = -\frac{F}{A} + \frac{M}{Z}$$

y

$$F = \left(\frac{M}{Z} + 3\right) A$$

$$A = A_c$$

Como conocemos todas las incógnitas del segundo término, podremos obtener el presfuerzo total F y

$$A_s = \frac{F}{f_s}$$

4.5 Cálculo de las Pérdidas del Presfuerzo.

Aunque no se hayan hecho estudios extensos sobre las pérdidas en los tubos de concreto presforzado, éstos sí se han llevado a cabo en tanques. De los muchos experimentos que se han hecho para medir la magnitud de las pérdidas en tanques presforzados, se ha obtenido como promedio 1760 Kg/cm^2 . Una tolerancia de 2460 Kg/cm^2 se considera perfectamente conservadora.

4.5.1 Para el caso del presfuerzo circunferencial, las pérdidas se calculan de acuerdo a lo siguiente:

a) Por fricción no es posible utilizar la fórmula $f_2 = f_1 e^{-u\theta - KL}$

ni la aproximación dada por $\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - u\theta$; ya que -

nos dan valores que se disparan mucho de la realidad.

En este caso nos valemos de el alargamiento medio para el cálculo de la magnitud de la pérdida de fricción a lo largo de la longitud del tendón zunchado alrededor del corazón del tubo.

Como se vió anteriormente, para un tendón curvo con radio constante R , el esfuerzo en cualquier punto alejado del extremo con los gatos vale

$$F_2 = F_1 e^{-(u\theta + KL)}$$

El esfuerzo promedio F_a para toda la longitud de la curva con el esfuerzo variando de f_1 a f_2 puede verse que es

$$F_a = F_2 \frac{e^{u\theta + KL} - 1}{u\theta + KL}$$

El alargamiento total para la longitud L está dado por

$$\Delta_s = \frac{F_a L}{E_s A_s}$$

Y si deseamos obtener una solución aproximada, se puede utilizar F_a como el valor medio de F_1 y F_2 al calcular el alargamiento, así

$$\Delta_s = \frac{F_1 + F_2}{2} \frac{L}{E_s A_s}$$

Ahora, si conocemos A_s podemos obtener el esfuerzo promedio en el tendón, ya que

$$\frac{F_a}{A_s} = \frac{\Delta_s A_s}{L}$$

$$f_a = \frac{\Delta_s A_s}{L}$$

y conoceremos también el esfuerzo mínimo en el extremo anclado f_2

$$f_2 = 2 f_a - f_1$$

Obteniendo la pérdida por deslizamiento del anclaje y trabajando con f_a como presfuerzo inicial aplicado, deducimos posteriormente todas las demás pérdidas.

b) Pérdida por absorción del anclaje. - Esta pérdida generalmente es cercana a 2.5 mm y aparece únicamente en un extremo del

tubo, ya que en el otro extremo las cuñas tienen su deslizamiento antes de eliminar el presfuerzo suministrada por las máquinas tensadoras, y se calcula como sigue:

$$\Delta f_s = \frac{A_a E_s}{L}$$

siendo L = longitud total del alambre enrollado en el corazón del tubo.

- c) El acortamiento elástico en el presfuerzo circunferencial es despreciable, ya que tenemos solamente un tendón simple en un miembro postensado, y el concreto se acorta mientras se aplica el gato al tendón contra el mismo.
- d) Para la deformación plástica del concreto, utilizamos el 5% ó $\Delta f_s = n f_c$ indistintamente.
- e) La pérdida por contracción del concreto se calcula usando $\Delta f_s = \epsilon E_s$, considerando la deformación promedio igual a 0.0001 a las condiciones en que estará el tubo (lleno de agua).
- f) La deformación plástica, o relajamiento del acero nos producirán pérdidas de aproximadamente 3% (alambre estirado en frío).

4.5.2 Pérdidas en el presfuerzo Longitudinal.

- a) Para el cálculo de las pérdidas por fricción, podemos utilizar cualquiera de las siguientes fórmulas:

$$f_2 = f_1 e^{-\mu\theta - KL} \quad \text{más exacta}$$

ó

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\theta \quad \text{aproximada}$$

donde

$$K = 0.0010$$

L = longitud total del tubo en metros

$$u = 0.20$$

$\theta = 8^\circ \text{ ó } 0.14$ radianes, debido al dobléz que se proporciona para seguir la forma de la hembra de enchufe (varia según la patente).

- b) La pérdida o deslizamiento del anclaje, en este caso es de 1 mm (anclaje de apoyo directo en forma de tuerca)

$$\Delta f_s = \frac{\Delta s E_s}{L}$$

L = Longitud del tubo

- c) Por acortamiento elástico, en nuestro caso como se transmite la tensión al concreto por pares de alambres, el primer par perderá algo de esfuerzo debido al acortamiento elástico del concreto bajo la acción de los pares subsecuentes, y la magnitud de la pérdida se determina como la mitad de la pérdida del primer tendón.

$$\Delta f_s = \frac{n F_i}{A_t}$$

A_t = Area total ó área transformada

$$n = E_s / E_c$$

- d) Para la deformación plástica del concreto, consideraremos el 5% .

e) La contracción del concreto nos producirá una pérdida de

$$\Delta fs = 0.0001 \text{ Es}$$

f) La deformación plástica en el acero , el 3%

4.6 Ejemplos de Cálculo

4.6.1. Cálculo del tubo para el Acueducto Cutzamala, de 2.50 mts. de diámetro interior, 5 mts. de longitud, 40 mts. de carga de trabajo, relleno promedio de 2 mts. con material de peso volumétrico igual a 1 600 Kg/m³ y suelo vegetal saturado.

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \qquad fc = 350 \times 0.55 = 176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs = 16\,000 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.70 = 11\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fo = 11\,200 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.18 = 13\,216 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 5$$

a) Cálculo del espesor preliminar

Considerando únicamente la postcompresión producida por el presfuerzo circunferencial para resistir la presión hidrostática de prueba, tomando al tubo como un cilindro de pared gruesa.

De las ecuaciones del capítulo anterior tenemos

$$fc = \frac{-2 b^2 po}{b^2 - a^2}$$

$$\text{donde } fc = 176 \text{ Kg/cm}^2$$

$p_o =$ presión de trabajo $\times 1,5 = 6 \text{ Kg/cm}^2$

$a =$ radio interior del tubo

$b =$ radio exterior del tubo

$$b = \sqrt{\frac{a^2}{\frac{-2 p_o}{f_c} + 1}}$$

$$b = \sqrt{\frac{(125)^2}{\frac{-2(6)}{176} + 1}} = 129,49$$

El espesor será igual a $b - a = 4,49 \text{ cms.}$

- b) Cálculo del área de acero y concreto, considerando únicamente la presión interna y no existan esfuerzos de tensión - bajo la presión de prueba.

$$A_s = \frac{p R}{f_s}$$

$p =$ presión de trabajo $= 4 \text{ Kg/cm}^2$

$R =$ radio interior del tubo $= 125 \text{ cms.}$

$f_s = 11\,200 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{4 \text{ Kg/cm}^2 \times 125 \text{ cms.}}{11\,200 \text{ Kg/cm}^2} = 0,045 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$A_c = - F_o/f_c$

$$= - \frac{0,045 \times 13\,216 \text{ Kg/cm}^2}{- 176 \text{ Kg/cm}^2} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$A_c =$ espesor por ancho $= e \times l$

$$e = 3.38 \text{ cms.}$$

Por otro lado considerando la presión de prueba con un factor de seguridad de 1.5 y sabiendo que el esfuerzo a la tensión de berá ser cero ($f_t = 0$)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{m p R}{[f_s - (f_t/f_c) f_o] (1 - n f_c/f_o)} \\ &= \frac{1.5 \times 4 \times 125}{(11200 - 0) \left(1 - \frac{5(-176)}{13216}\right)} \\ &= \frac{750}{(11200) (1.067)} = 0.063 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= - \frac{F_o}{f_c} \\ &= - \frac{0.063 \times 13216}{-176} = 4.73 \text{ cm}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

El espesor será igual a 4.73 cms.

Comprobando que no haya tensión en el concreto tendremos

$$\begin{aligned} f_c &= - \frac{F}{A_c} + \frac{p R}{A_t} \\ &= - \frac{0.063 \times 11200}{4.73} + \frac{6 \times 125}{4.73 + (5 \times 0.063)} \\ &= -149.17 + 148.66 \end{aligned}$$

$$f_c = -0.51 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{No hay tensión en el corazón y sí una compresión residual}$$

Los espesores obtenidos únicamente nos garantizan la resistencia a la presión hidrostática y la aplicación del presfuerzo circunferencial.

- c) Cálculo del tubo, considerando las cargas sustentadas duran-

te la operación del tubo. Recordando que los esfuerzos de flexión combinados con los esfuerzos de postensión derivados - de la presión hidrostática de trabajo deben ser absorbidos totalmente por el acero de presfuerzo, eliminando toda tensión en el tubo.

Obviamente el espesor de concreto obtenido no será suficiente para resistir los esfuerzos de flexión, por lo que en la práctica se multiplica el espesor mayor por 2.5 como primer tanteo para calcular los momentos máximos.

Suponiendo un ángulo de soporte igual a 90°

$$M_o \text{ max. carga externa} = - 0.126 AR$$

$$M_o \text{ max. peso agua} = - 0.122 WR$$

$$M_o \text{ max. peso propio} = - 0.122 DR$$

Carga externa:

$$A = C_d \times w \times B_d^2 = \text{peso del relleno}$$

$$w = 1600 \text{ Kg/ m}^3$$

$$B_d = 2.50 + 2 (e) + 0.60 \text{ mts.}$$

El espesor tomado en este caso es

$$e = 2.5 (4.73) = 11.82 \text{ cms.} = 12 \text{ cms.}$$

y considerando el recubrimiento de 2.5 cms.

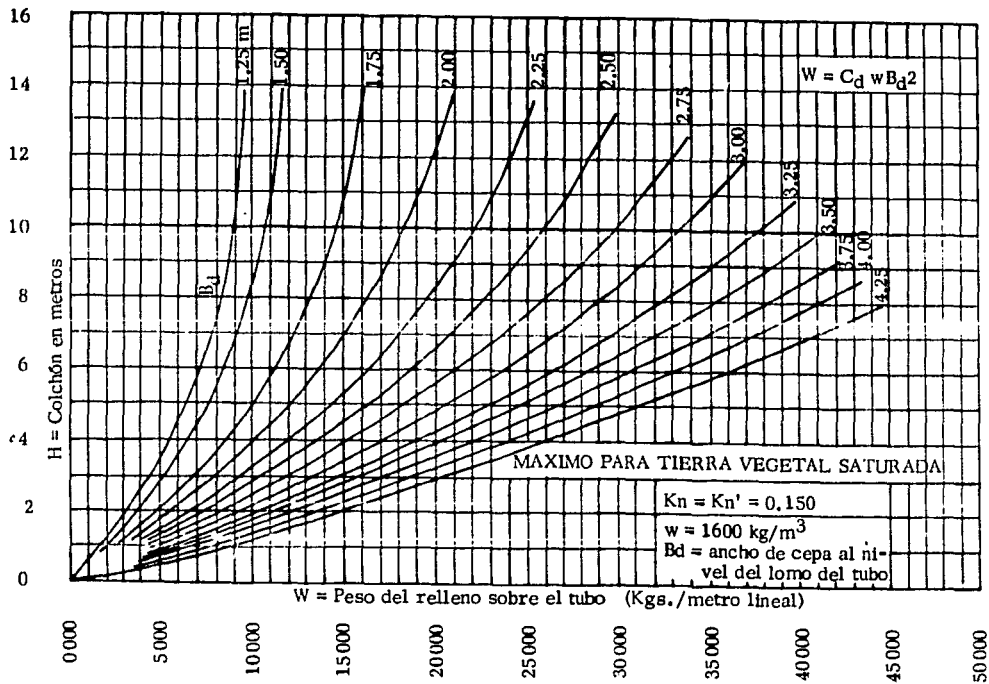
$$e = 12 + 2.5 = 14.5 \text{ cms.} = 0.145 \text{ m}$$

$$B_d = 3.39 \text{ m}$$

y C_d se calcula mediante las gráficas de Marston.

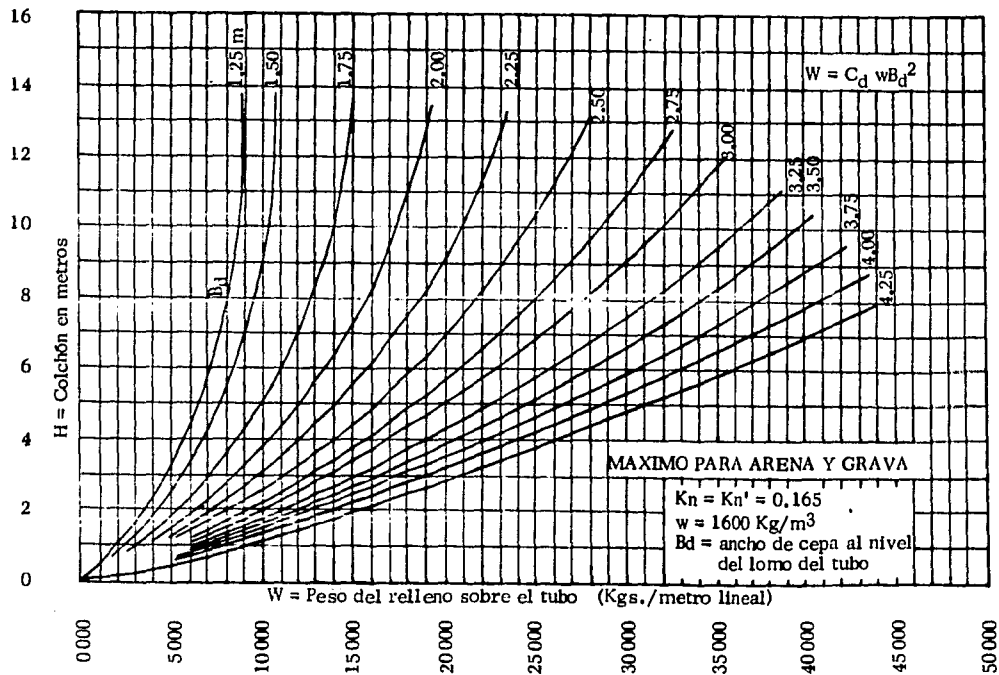
En este caso incluimos gráficas que dan la solución para la -

CARGAS DE RELLENO SOBRE TUBO ENTERRADO EN ZANJA



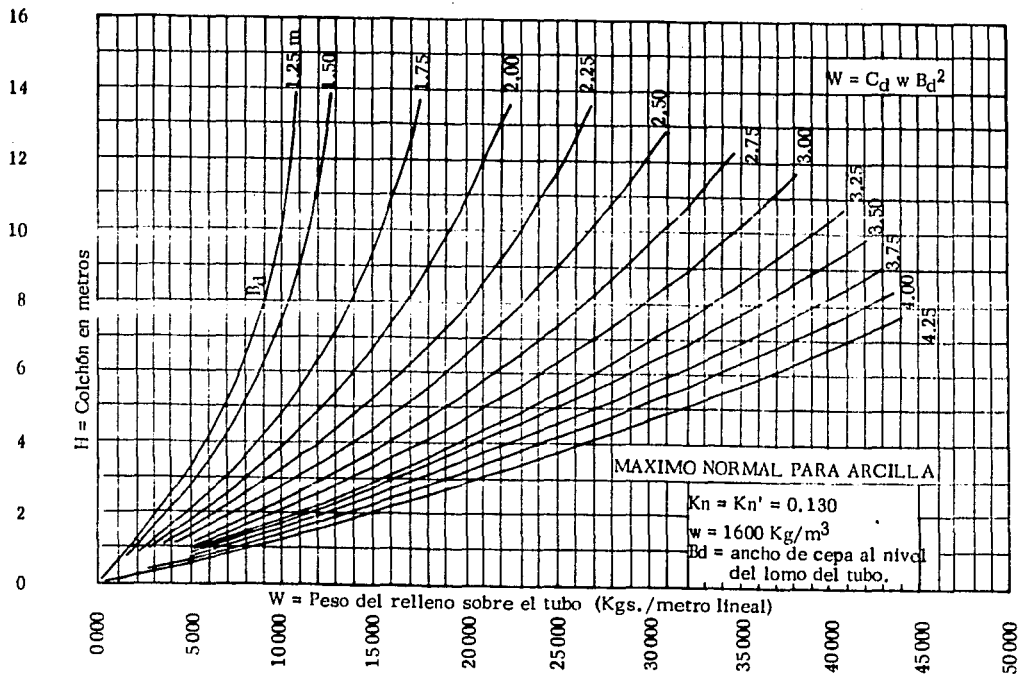
Gráfica No. 2

CARGAS DE RELLENO SOBRE TUBO ENTERRADO EN ZANJA



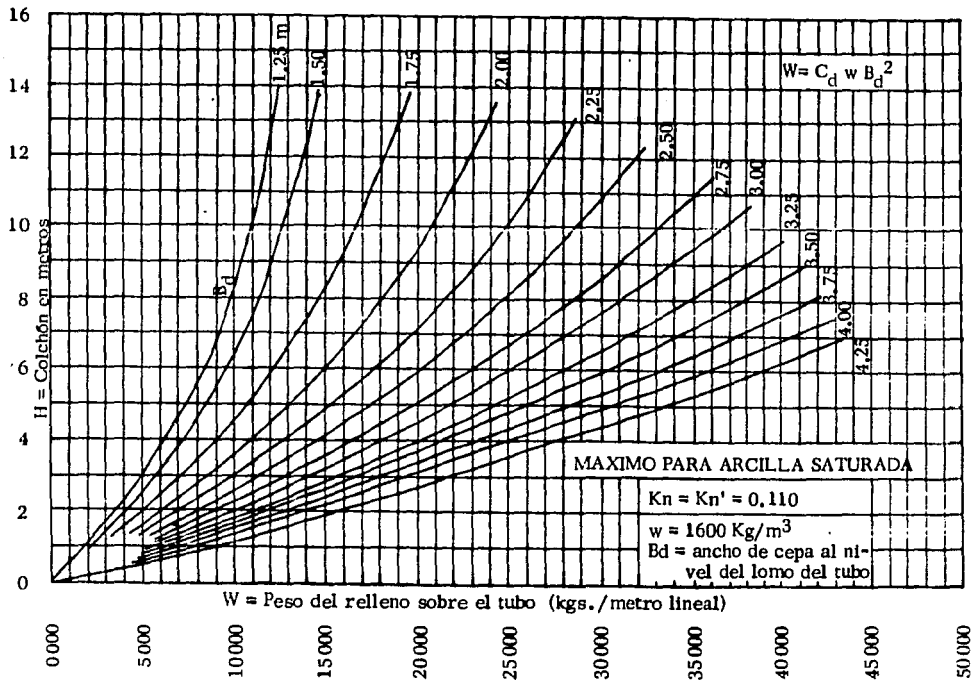
Gráfica No. 3

CARGAS DE RELLENO SOBRE TUBO ENTERRADO EN ZANJA



Gráfica No. 4

CARGAS DE RELLENO SOBRE TUBO ENTERRADO EN ZANJA



Gráfica No. 5

ecuación anterior.

De la gráfica correspondiente, para un colchón de 2 mts (H)

y Bd = 3.39 mts. obtendremos A = 11 000 Kg/m

Peso del Agua

$$W = 0.785 d_i^2 \times L \times 1000 \text{ Kg/m}^3 = \text{peso del agua}$$
$$= 0.785 (2.5)^2 \times 1 \times 1000$$

$$W = 4906 \text{ Kg/m}$$

Peso propio del tubo

$$D = 0.785 (d_e^2 - d_i^2) \times L \times 2500 \text{ Kg/m}^3 = \text{peso del tubo}$$
$$= 0.785 (2.79^2 - 2.50^2) \times 1 \times 2500$$

$$D = 3011 \text{ Kg/m}$$

Cálculo del Momento

$$M \text{ max. total} = -0.126 AR - 0.122 WR - 0.122 DR$$

Considerando R = radio exterior = 1.395 m

$$M = -1933 - 835 - 512$$

$$M = -3280 \text{ Kg-m} = 328000 \text{ Kg-cm por metro de tubo}$$

El esfuerzo en el concreto deberá ser

$$f_c = f_p + f_b \leq 176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{6 M_{\text{tot}}}{bd^2}$$
$$= \frac{6 \times 328000}{100 \times 14.5^2}$$

$$f_b = 93.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_p = \frac{p R}{A_c + n A_s}$$

$$= \frac{4 \times 125}{12 + 5(0.63)}$$

$$= 33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 93.6 + 33 = 126.6 = 176 \text{ Kg/cm}^2$$

y el acero requerido se calcula

$$f_c = - \frac{F}{A_c}$$

$$\text{como } F = A_s \times 11\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{A_c f_c}{11\,200}$$

$$= \frac{126.6 \times 12}{11\,200}$$

$$A_s = 0.136 \text{ cm}^2/\text{cm} = 13.6 \text{ cm}^2 \text{ por metro de tubo}$$

Revisando el espesor, tendremos que para un esfuerzo de compresión admisible $f_c = 176$ en el concreto, el área de concreto necesaria para resistir el presfuerzo inicial F_0 es

$$A_c = \frac{F_0}{f_c}$$

$$\text{como } A_c = e \times l$$

$$e = \frac{0.136 \times 13\,216 \text{ Kg/cm}^2}{176} = 10.21 < 12$$

Por lo que consideramos como bueno el espesor de 12 cms.

d) Revisión por cargas accidentales

Los esfuerzos de flexión debidos al peso del tubo, agua conducida, relleno y cargas vivas, combinadas con el esfuerzo de postensión que produce la presión hidrostática no deberán producir una tensión mayor de 14 Kg/cm^2 en el corazón del tubo.

Los momentos debidos al peso del tubo y el agua conducida son los mismos. Únicamente habrá que calcular el momento por el relleno y la carga viva. Consideramos el apoyo en un cuadrante.

$$M_o \text{ max. relleno} = - 0.126 AR$$

$$M_o \text{ max. carga viva} = - 0.126 W_L R$$

Relleno

$$A = Cd \times w \times Bd^2$$

$$w = 1\,600 \text{ Kg/m}^3$$

$$Bd = 3.39 \text{ mts.}$$

$$H = 0.60 \text{ mts.}$$

En la gráfica correspondiente

$$A = 3\,500 \text{ Kg/m}$$

$$M_o = - 0.126 \times 3\,500 \times 1.395$$

$$M_o = 615.2 \text{ Kg-m} = 61\,520 \text{ Kg-cm}$$

Carga Viva

$$W_L = C_L P (1 + I)$$

$$P = \text{carga viva, H-20} = 7\,257.5 \text{ Kg por llanta trasera}$$

$$I = \text{Factor de impacto} = 0.50$$

$$C_L = \text{Factor de carga viva, se obtiene mediante la gráfica correspondiente (anexada)}$$

$$\text{con } \phi = 2.50 \text{ m y } H = 0.60 \text{ m}$$

$$C_L = 0.24$$

$$W_L = 0.24 \times 14\,515 \times 1.5$$

$$W_L = 5225 \text{ Kg/m}$$

$$M_o = 0.126 \times 5225 \times 1.395$$

$$M_o = 918.40 \text{ Kg-m} = 91840 \text{ Kg-cm}$$

$$M \text{ max total} = - 61520 - 91840 - 83500 - 51200$$

$$= - 288060 \text{ Kg-cm/m de tubo}$$

En este caso el momento obtenido es menor que el que involucra el relleno, peso propio del tubo y del agua contenida; por lo cual el esfuerzo en el concreto debido a la flexión será menor y la sección y área de acero no cambia.

e) Cálculo del presfuerzo longitudinal.

El momento máximo producida por las cargas externas está dado por:

$$M \text{ max} = \frac{PL}{4}$$

donde

$$P = (11000 \text{ Kg/m} + 3011 \text{ Kg/m} + 4906 \text{ Kg/m}) \times 2.5 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = \frac{47292.5 \times 250}{4} = 2955781.25$$

El presfuerzo F requerido, considerando como mínimo

$f_c = - 15 \text{ Kg/cm}^2$, será:

$$F = \left(\frac{M}{Z} + 15 \right) A_c$$

$$M = 2955781.25$$

$$Z = 619919.9$$

$$A_c = 9877.2$$

$$F = \left(\frac{2955781.25}{619919.9} + 15 \right) 9877.2$$

$$F = 195252.54$$

El área de acero

$$A_s = \frac{F}{f_s}$$

$$A_s = \frac{195252.54}{11200} = 17.43 \text{ cm}^2$$

Revisando los esfuerzos en el concreto tendremos

$$f_c = -\frac{F}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$f_c = -\frac{195252.54}{9877.2} \pm \frac{2955781.25}{619919.9}$$

$$f_c = -19.77 - 4.77 = -24.54$$

$$f_c = -19.77 - 4.77 = -15 \text{ sin tensión}$$

Como el área de acero calculada es 17.43 cm^2 y el alambre de presfuerzo longitudinal es de 4 mm de diámetro, en una área de 0.1257 cm^2 , tendremos

$$\frac{17.43}{0.1257} = 138.6 \text{ tendones}$$

Los tendones se colocan concéntricamente en el corazón --
del tubo

f) **Cálculo de las pérdidas en el prestuerzo circunferencial**

1. - Por fricción, sabiendo que el área de acero calculada es de $13.6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$ y el alambre utilizado para el zunchado es de 6 mm de espesor, tendremos

$$\frac{13.6}{0.2827} = 48.1 \text{ lneas en 1 metro}$$

el tubo tiene 5 mts. de longitud

$$48.1 \times 5 = 240.5 \text{ lneas en total}$$

y la longitud total del alambre será

$$L = 240.5 \times 2.74 \times 3.1416 = 2070.2 \text{ mts.}$$

Sabiendo que el alambre se alarga aproximadamente 13 mts. -- (0.63%), y $E_s = 1968000 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_a = \frac{\Delta s E_s}{L} = \frac{1300 \times 1968000}{207020} = 12358.23 \text{ Kg/cm}^2$$

puesto que $f_1 = 13216 \text{ Kg/cm}^2$, en el otro extremo del anclaje.

$$f_2 = 2 f_a - f_1 = (2 \times 12358.23) - 13216$$

$$f_2 = 11500.5$$

y la pérdida promedio serfa

$$13216 - 12358.23 = 857.77 \text{ ó } 6.5\%$$

2. - En el anclaje

$$\Delta f_s = \frac{\Delta a E_s}{L}$$

$$\Delta a = 2.5 \text{ mm} = 0.25 \text{ cms.}$$

$$E_s = 1968000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 207020 \text{ cms.}$$

$$\Delta f_s = \frac{0.25 \times 1968000}{207020} = 2.38 \text{ Kg/cm}^2$$

3.- Por deformación plástica del concreto

$$\Delta f_s = n f_c$$

$$\Delta f_s = 5 \times 126.6$$

$$\Delta f_s = 633 \text{ Kg/cm}^2$$

6

$$\Delta f_s = 0.05 \times 12358.23 = 617.9 \text{ Kg/cm}^2$$

4.- Por contracción del concreto

$$\Delta f_s = \epsilon E_s$$

$$\Delta f_s = 0.0001 \times 1968000 = 196.8 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- El relajamiento del acero

$$\Delta f_s = 0.03 \times 12358.23 = 370.75$$

6.- La suma total de las pérdidas será

$$\Delta f_s = 857.77 + 2.38 + 617.9 + 196.8 + 370.75$$

$$\Delta f_s = 2045.6$$

y el presfuerzo efectivo aplicado será

$$f_s = f_1 - \Delta f_s$$

$$f_s = 13216 - 2045.6 = 11170.4$$

como consideramos un presfuerzo efectivo de diseño igual a 11200, no habrá necesidad de efectuar una recalculación.

g) Cálculo de las pérdidas en el presfuerzo longitudinal.

1.- Por fricción

$$f_2 = f_1 e^{-u\theta - KL}$$

$$-u\theta - KL = -(0.20 \times 0.14) - (0.0010 \times 5)$$

$$= - 0.028 - 0.005 = - 0.033$$

$$f_2 = 13216 e^{-0.033}$$

$$= 13216 \times 0.9675 = 12786.48$$

$$\Delta f_s = 13216 - 12786.48 = 429.52 \text{ Kg/cm}^2$$

2. - Por deslizamiento del anclaje

$$\Delta f_s = \frac{\Delta s E_s}{L}$$

$$\Delta f_s = \frac{0.1 \times 1968000}{500} = 393.6 \text{ Kg/cm}^2$$

3. - Por acortamiento; puesto que los alambres del presfuerzo longitudinal se transfieren por pares, el primer par perderá esfuerzo debido al acortamiento del concreto bajo la acción de los pares subsecuentes.

Si el área de acero se suministra con 139 tendones de alambre de 4 mm y por fabricación se consideran 72 pares distribuidos concéntricamente en el espesor del corazón.

$$\Delta f_s = \frac{n F_1}{A_t}$$

En este caso podríamos obtener la pérdida promedio, obteniendo la pérdida máxima en el primer par de tendones (debido al acortamiento causado por los 71 pares restantes), la pérdida del par 18, la del par 36, par 54 y la del último par que vale cero.

$$F_1 = 71 \times 2 \times 0.1257 \times 12392.88$$

$$= 221205.5$$

$$\Delta fs_1 = \frac{5 \times 221205.5}{9928} = 111.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{18} = 54 \times 2 \times 0.1257 \times 12392.88$$

$$= 168240.8$$

$$\Delta fs_{18} = \frac{5 \times 168240.8}{9928} = 84.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{36} = 36 \times 2 \times 0.1257 \times 12392.88$$

$$= 112160.5$$

$$\Delta fs_{36} = \frac{5 \times 112160.5}{9928} = 56.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{54} = 18 \times 2 \times 0.1257 \times 12392.88$$

$$= 56080.3$$

$$\Delta fs_{54} = \frac{5 \times 56080.3}{9928} = 28.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta fs_{72} = 0$$

El promedio será

$$\frac{111.4 + 84.7 + 56.5 + 28.2}{5} = 56.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta fs = 56.16 \text{ Kg/cm}^2$$

4. - Por deformación plástica consideramos el 5%

$$\Delta fs = 0.05 \times 12392.88 = 619.64 \text{ Kg/cm}^2$$

5. - Por contracción del concreto

$$\Delta fs = 0.0001 \times 1968000 = 196.8 \text{ Kg/cm}^2$$

6.- Por deformación plástica

$$\Delta f_s = 0.03 \times 12392.88 = 371.79 \text{ Kg/cm}^2$$

7.- La suma total de pérdidas será

$$\Delta f_s = 429.52 + 393.6 + 56.16 + 619.64 + 196.8 + 371.79$$

$$\Delta f_s = 2067.51$$

y el presfuerzo efectivo será

$$f_s = f_1 - \Delta f_s$$

$$f_s = 13216 - 2067.51 = 11148.49 \text{ Kg/cm}^2$$

El presfuerzo efectivo obtenido después de las pérdidas podrá variarnos el área de acero requerida y el esfuerzo en el concreto, checando:

$$A_s = \frac{195252.54}{11148.49} = 17.5 \text{ cm}^2 \quad 17.43$$

y

$$f_c = \frac{17.5 \times 11148.49}{9877.2} = 19.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que no hay variación.

h) Resumen de cálculo

El espesor del corazón del tubo queda de 12 cms., con un recubrimiento de 2.5 cms. (por especificación, para protección del alambre circunferencial).

El área de acero del presfuerzo circunferencial es de 13.6 cm² por metro de tubo, y el alambre que se utiliza es de 6 mm de espesor, distribuido en 48.1 líneas por metro, con un paso de 2.08 cms.

El acero longitudinal tiene un área de 17.5 cm², repartida concéntri

camente en 72 pares de tendones de 4 mm de espesor.

El presfuerzo suministrado por los gatos para el alambre -
circunferencial deberá ser $F_o = 0.2827 \times 13216 = 3736.16 \text{ Kg.}$
y para el alambre longitudinal $F_o = 0.1257 \times 13216 = 1661.25$
Kgs.

4.6.2 Cálculo de un tubo de 1.37 m (54") ϕ diámetro interior, 5 mts.
de longitud, 120 mts. de carga de trabajo, relleno promedio de
1 mto. con material de peso volumétrico igual a 1600 Kg/m^3 y
suelo a base de arena y grava.

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad fc = 350 \times C.55 = 176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fo_{\phi 6 \text{ mm}} = 16000 \times 0.80 = 12800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fo_{\phi 4 \text{ mm}} = 16500 \times 0.80 = 13200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs_{\phi 6 \text{ mm}} = 11000 \quad fs_{\phi 4 \text{ mm}} = 11400$$

$$n = 6$$

a) Espesor preliminar .

$$b = \sqrt{\frac{a^2}{\frac{-2 p_o}{f_c} + 1}}$$

$$b = \sqrt{\frac{(68.5)^2}{\frac{-2 (18)}{176} + 1}} = 62.41$$

$$e = b - a = 6.09 \text{ cms}$$

b) Area de acero circunferencial considerando presión interna
de prueba.

DETALLE ESTRUCTURAL DE UN TUBO DE CONCRETO PRESFORZADO

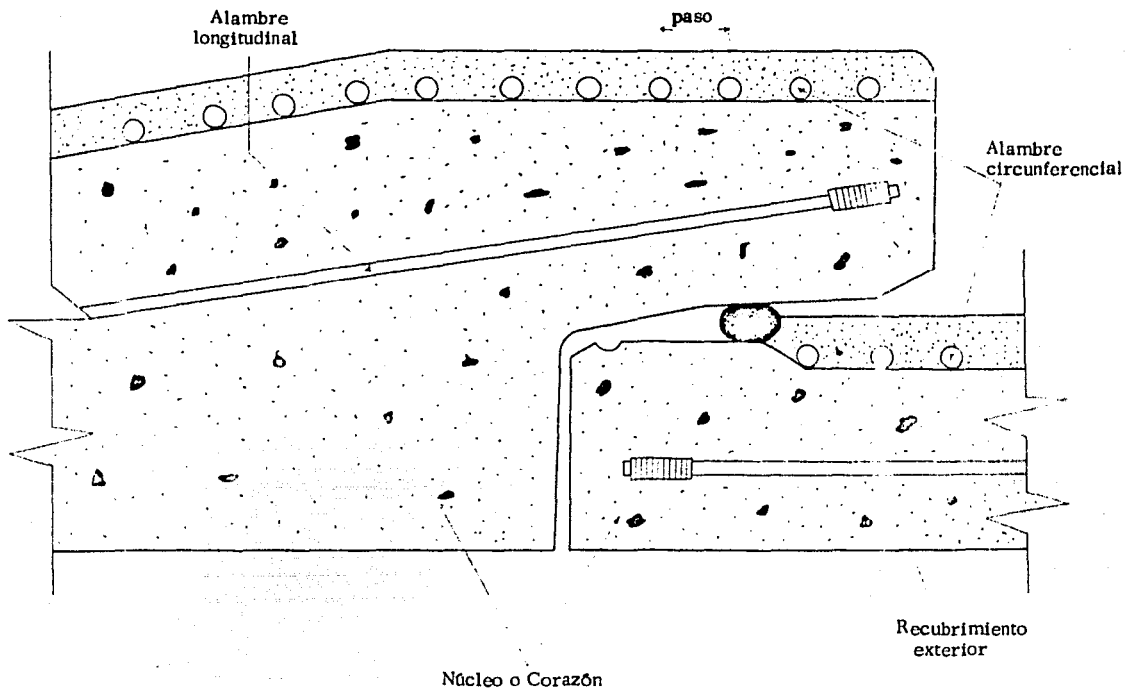


Fig 13

$$A_s = \frac{mpR}{f_s - (ft/fc) [f_o (1 - nfc/f_o)]}$$

Como ft deberá ser cero.

$$A_s = \frac{1.5 \times 12 \times 68.5}{(11\,000) \left[1 - \frac{6(-176)}{12\,800} \right]}$$

$$A_s = \frac{1233}{(11\,000) (1.0825)} = 0.104 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_c = - \frac{F_o}{f_c}$$

$$A_c = - \frac{0.104 \times 12\,800}{-176} = 7.56 \text{ cm}^2/\text{cm} = \text{espesor}$$

c) Carga externa.

$$M_o \text{ max} = - 0.126 \text{ AR}$$

$A = C_d \times w \times B_d^2 =$ peso del relleno.

$$B_d = 1.37 + 2(e) + 0.60 \text{ mts.} = \text{ancho de la zanja}$$

En este caso tomaremos como bueno el espesor obtenido, ya que la presión de trabajo es fuerte y ayudará a soportar las cargas externas durante la operación.

$$e = 8 \text{ cms.}$$

$$B_d = 2.13 \text{ m}$$

De la gráfica correspondiente, para un colchón de 1 mto. (H)

y $B_d = 2.25 \text{ mts}$, obtenemos $A = 7\,250 \text{ Kg/m}$.

$$M_o \text{ max} = - 0.126 \times 7\,250 \times 0.79$$

$M_o \text{ max} = 721 \text{ Kg-m}$ en un metro de tubo.

d) Carga de agua.

$$M_o \text{ max} = - 0.122 \text{ WR}$$

$$W = 0.785 d_i^2 \times l \times 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$W = 1473.4$$

$$M_o \text{ max} = - 0.122 \times 1473.4 \times 0.79$$

$M_o \text{ max} = 142 \text{ Kg-m}$ en un metro de tubo

e) **Peso Propio.**

$$M_o \text{ max} = - 0.122 \text{ DR}$$

$$D = 0.785 (d_e^2 - d_i^2) \times l \times 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$D = 1215.8$$

$$M_o \text{ max} = - 0.122 \times 1215.8 \times 0.79$$

$M_o \text{ max} = 117.2 \text{ Kg-m}$ en un metro de tubo

y la suma de todos los momentos.

$$M_{\text{max}} = - 980 \text{ Kg-m}$$

f) **Cálculo del Area de Acero considerando cargas normales durante la operación.**

$$f_c = f_p + f_b \leq 176 \text{ Kg/cm}^2$$

f_p = esfuerzo por presión interna de agua.

f_b = esfuerzo por incrementos producidos por las -
cargas normales.

$$f_b = \frac{6 M}{bd^2}$$

$M = 980 \text{ Kg-m}$ en un metro de tubo ó 980 Kg-cms en
un cm.

$$f_b = \frac{6 \times 980}{1 \times 8^2}$$

$$f_b = 91.875 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_p = \frac{pR}{A_c + nA_s}$$

$$f_p = \frac{12 \times 68.5}{8 + 6(0.104)}$$

$$f_p = 95.315$$

$$f_c = 91.875 + 95.315 = 187.19 \text{ Kg/cm}^2 > 176 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que es necesario incrementar el espesor del corazón, realmente el valor del momento por carga externa y peso propio aumenta, pero no considerablemente si aumentamos poco el espesor.

$$\text{si } e = 10 \text{ cms.}$$

$$f_b = \frac{6 \times 980}{1 \times 10^2} = 58.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_p = \frac{12 \times 68.5}{10 + 6(0.104)} = 77.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 58.8 + 77.4 = 136.2 \text{ Kg/cm}^2 < 176 \text{ Kg/cm}^2$$

el acero requerido sería

$$A_s = \frac{A_c \times f_c}{f_s}$$

$$A_s = \frac{10 \times 136.2}{11000} = 0.124 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = 12.4 \text{ cm}^2 \text{ por metro lineal de tubo}$$

Revisando una vez más el espesor

$$A_c = \frac{F_o}{f_c}$$

$$A_c = e \times l$$

$$e = \frac{0.124 \times 12800}{176} = 9.02 < 10$$

g) Cargas accidentales.

Se calcula

$$M_o \text{ max relleno de 60 cms.} = - 0.126 AR$$

$$M_o \text{ max carga viva} = -0.126 W_L R$$

$$A = Cd \times w \times Bd^2$$

$$Bd = 2.22 \text{ m}$$

En gráfica $A = 3000 \text{ Kg/m.}$

$$\begin{aligned} M_o \text{ max relleno de 60 cms} &= - 0.126 (3000) 0.81 \\ &= 306.2 \end{aligned}$$

$W_L = CL [P (1 + I)]$ de la gráfica

$$P = 7257.5 \text{ Kg x llanta}$$

$$I = 0.50$$

$$CL = 0.24$$

$$W_L = 0.24 \times 14\ 515 \times 1.5 = 5225.4$$

$$\begin{aligned} M_o \text{ max. carga viva} &= - 0.126 \times 5225.4 \times 0.81 \\ &= 533.3 \text{ Kg-m por metro lineal de tubo.} \end{aligned}$$

$$M_o \text{ max. total} = 306.2 + 533.3 + 142 + 117.2$$

$M \text{ max} = 1098.7 \text{ Kg-m por metro lineal de tubo.}$

Esta suma de momentos es mayor que la obtenida por cargas normales en la operación, por lo que se efectúa una revisión

$$f_c = - f_p - f_b \leq - 176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = - f_p + f_b \leq 14 \text{ Kg/cm}^2$$

f_p no cambia y es igual a $a = 77.4 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_b = \pm \frac{6 M}{bd^2}$$

$$f_b = \pm \frac{6 \times 1098.7}{1 \times 10^2}$$

$$f_b = \pm 65.92$$

$$f_c = -77.4 - 65.92 = -143.32 - 176$$

$$f_c = -77.4 + 65.92 = -11.48 \text{ no hay tensión}$$

$$A_s = \frac{A_c \times f_c}{f_s} = \frac{10 \times 143.32}{11000}$$

$$A_s = 13 \text{ cm}^2 \text{ por metro lineal de tubo}$$

Revisando el espesor

$$A_c = \frac{F_o}{f_c}$$

$$e = \frac{0.13 \times 12800}{176} = 9.45 \quad 10$$

h) Cálculo del presfuerzo longitudinal.

Mmax. producido por el presfuerzo circunferencial

$$M_{\max} = \frac{PL}{4}$$

En este caso $P = (D + W + A + WL) 2.50$

$$M_{\max} = \frac{27286 \times 250}{4}$$

$$M_{\max} = 1705375$$

Si consideramos f_c mínimo = -3 Kg/cm^2

$$F = \left(\frac{M}{Z} + 3 \right) A_c$$

$$Z = 0.7854 \frac{(re^4 - ri^4)}{re} = 101954.2 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 0.7854 (de^2 - di^2) = 5870.9 \text{ cm}^2$$

$$M = 1705375 \text{ Kg-cm}$$

$$F = \frac{1705375}{1011954.2} + 3 \quad 5870.9$$

$$F = (16.73 + 3) \quad 5870.9$$

$$F = 115832.86$$

y el área de acero

$$A_s = \frac{115832.86}{11400} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Revisando el esfuerzo en el concreto

$$f_c = -\frac{F}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

$$f_c = -19.73 + 16.73 = -3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = -19.73 - 16.73 = -36.46 \text{ Kg/cm}^2$$

1) Cálculo de las pérdidas de presfuerzo circunferencial

1.- Por fricción

$$\text{Area de acero} = 13 \text{ cm}^2 / \text{m.l.}$$

$$\frac{13}{0.2827} = 45.99 \text{ lneas por metro}$$

$$\text{Longitud total} = 45.99 \times 5 \times 1.57 \times 3.1416 = 1134.19 \text{ mts.}$$

El alambre se alarga 7.0 mts. (0.62%)

$$f_a = \frac{\Delta_s E_s}{L} = \frac{700 \times 1968000}{113419} = 12146.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$sf \text{ fi} = 12800 \text{ Kg/cm}^2$$

la pérdida promedio sería

$$12800 - 12146.11 = 653.89 \text{ Kg/cm}^2 \quad \delta \quad 5.1\%$$

2.- Anclaje

$$\Delta_{fs} = \frac{\Delta_a E_s}{L} = \frac{0.25 \text{ cms.} \times 1968000}{113419} = 4.34 \text{ Kg/cm}^2$$

3. - Por deformación plástica del concreto

$$\Delta f_s = 0.05 \times 12\,146.11 = 607.3 \text{ Kg/cm}^2$$

4. - Por contracción del concreto

$$\Delta f_s = 0.0001 \times 1\,968\,000 = 196.8 \text{ Kg/cm}^2$$

5. - Por relajamiento del acero

$$\Delta f_s = 0.03 \times 12\,146.11 = 364.4 \text{ Kg/cm}^2$$

6. - La suma total de pérdidas es

$$\Delta f_s = 1826.73$$

$$f_s = f_o - \Delta f_s = 12\,800 - 1826.73$$

$$f_s = 10\,973.3 \approx 11\,000 \text{ presfuerzo efectivo de diseño}$$

j) Cálculo de las pérdidas por presfuerzo longitudinal

1. - Por fricción

$$f_2 = f_1 e^{(-u\theta - KL)}$$

$$-u\theta - KL = - (0.20 \times 0.14) - (0.0010 \times 5) = - 0.033$$

$$f_2 = 13\,200 e^{-0.033}$$

$$f_2 = 13\,200 \times 0.9675 = 12\,771$$

$$\Delta f_s = 13\,200 - 12\,771 = 429 \text{ Kg/cm}^2$$

2. - Por deslizamiento del anclaje

$$\Delta f_s = \frac{\Delta s E_s}{L}$$

$$\Delta f_s = \frac{0.1 \times 1\,968\,000}{500} = 394 \text{ Kg/cm}^2$$

3. - Por acortamiento

sf $A_s = 10.16 \text{ cm}^2$ y el área del alambre de 4 mm
es 0.1257 cm^2

$$\frac{10.16}{0.1257} = 80.8 \text{ tendones } 6 \text{ } 40 \text{ pares}$$

Considerando las pérdidas del primer par, del par 14, par 27 y par 40 obtendremos un promedio

$$f_s = 13200 - 429 - 394 = 12377$$

$$F_1 = 39 \times 2 \times 0.1257 \times 12377 = 12351.5$$

$$\Delta f_{s1} = \frac{n F_1}{A_t} = \frac{6 \times 121351.5}{5931.9} = 122.7$$

$$F_{14} = 26 \times 2 \times 0.1257 \times 12377 = 80901$$

$$\Delta f_{s14} = \frac{n F_{14}}{A_t} = \frac{6 \times 80901}{5931.9} = 81.8$$

$$F_{27} = 13 \times 2 \times 0.1257 \times 12377 = 40450.5$$

$$\Delta f_{s27} = \frac{n F_{27}}{A_t} = \frac{6 \times 40450.5}{5931.9} = 40.9$$

$$\Delta f_{s40} = 0$$

$$\Delta f_s \text{ promedio} = \frac{122.7 + 81.8 + 40.9}{4} = 61.35 \text{ Kg/cm}^2$$

4. - Por deformación plástica del concreto

$$\Delta f_s = 0.05 \times 12377 = 618.85 \text{ Kg/cm}^2$$

5. - Por contracción del concreto

$$\Delta f_s = 0.0001 \times 1968000 = 196.8 \text{ Kg/cm}^2$$

6. - Por deformación plástica o relajamiento del acero

$$\Delta f_s = 0.03 \times 12377 = 371.31 \text{ Kg/cm}^2$$

La suma total de pérdidas será

$$\Delta f_s = 429 + 394 + 61.35 + 618.85 + 196.8 + 371.31$$

$$\Delta f_s = 2071.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = f_1 - \Delta f_s$$

$$f_s = 13200 - 2071.3 = 11129.7$$

Checando con $f_s = 11129.7 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{115832.9}{11129.7} = 10.4 \text{ cm}^2 \quad 10.16$$

$$f_c = \frac{10.4 \times 11129.7}{5870.9} = 19.72 \text{ Kg/cm}^2$$

k) Resumen del cálculo

Espesor del corazón = 10 cms.

Recubrimiento = 2.5 cms.

Espesor total 12.5 cms.

As para el presfuerzo circunferencial = 13 cm^2

Ø alambre presfuerzo circunferencial = 6 mm

Líneas por metro = 46

Paso = 2.17 cms.

As para el presfuerzo longitudinal = 10.2 cm^2

Número de pares concéntricos Ø 4 mm = 40

Esfuerzo de los gatos para alambre circunferencial,

$$F_o = 0.2827 \times 12800 = 3618.56 \text{ Kgs.}$$

Esfuerzo de los gatos para el alambre longitudinal,

$$F_o = 0.1257 \times 13200 = 1659.24 \text{ Kgs.}$$

FABRICACION DE TUBERIA DE CONCRETO PRESFORZADO

1.- Generalidades

La fabricación de la tuberfa de concreto presforzado es básicamente la conclusión del diseño. Durante el proceso de fabricación es el momento en que se debe perseguir que se cumplan las especificaciones dictadas por el diseño, tanto en lo que se refiere a la calidad de materiales requeridos, como en la aplicación adecuada de los sistemas para inducir los presfuerzos necesarios.

El proceso de fabricación es, dentro de la concepción del tubo, la parte más delicada. La gran cantidad de factores que intervienen en la fabricación son los que hacen al proceso la parte principal de dicha concepción del tubo. Los factores humano, materiales y equipo que se conjugan para la fabricación, tienen que integrar un sistema perfecto, - - siendo obvio decir que el resultado de un error de cualquiera de dichos factores, significa el fracaso de la tuberfa.

Dentro de la fabricación de tuberfa de concreto presforzado, existen bastantes patentes en el mundo, y en general los tipos de fabricación difieren en la aplicación de sistemas para obtener el presfuerzo, aunque también existen diferencias en el proceso de fabricación en sí.

En México existen actualmente 3 sistemas de fabricación de tubos de concreto presforzado con diferencias básicas en su proceso y distintos tipos de enchufe (hembra y macho).

A pesar de las diferencias entre dichos sistemas, dentro del proceso

de fabricación, tienen puntos en común. Pudiendo decir que en todos existen 3 operaciones fundamentales:

- a) Producción o fabricación de un "tubo primario o núcleo" de concreto colado en moldes de acero y posteriormente curado a vapor.
- b) Embobinado o zunchado del núcleo por enrollamiento de alambre - de presfuerzo para producir el pretensado circunferencial, con el fin de obtener la precompresión del concreto del núcleo.
- c) Recubrimiento con mortero de los alambres del zunchado, para -- proporcionarles a éstos una protección adecuada contra la corrosión.

Además debemos señalar que dentro de los 3 sistemas, las extremidades del tubo (hembra y macho) se elaboran con cabezales o moldes maquinados con alta precisión para garantizar el enchufe perfecto. El enchufe de las terminales se realiza con un anillo de hule neopreno para constituir una junta flexible.

Dentro de los sistemas señalados, 2 de ellos utilizan operaciones para presforzar longitudinalmente su núcleo; el otro restante fabrica su tubo primario con una camisa de acero al centro, que en lugar del presfuerzo, constituye la base para soportar el pretensado circunferencial. Por esta última razón y debido a que el objeto básico de esta tesis es - el tubo de concreto presforzado, al describir el proceso de fabricación nos enfocamos principalmente a los sistemas en cuyo núcleo se utiliza pretensado.

Por último y antes de entrar a la descripción del proceso, debemos señalar que por respeto a patentes de los distintos sistemas, no es posi

ble llegar a una descripción detallada del proceso; sólo se señalarán los puntos en común de los sistemas y, de manera general, se indicarán sus diferencias.

2.- Proceso de Fabricación.

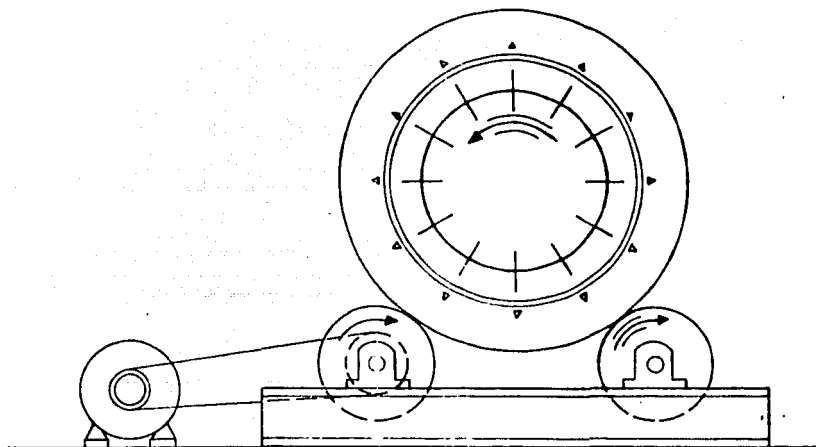
Básicamente los pasos del proceso de fabricación de las tuberías de concreto presforzado, son los siguientes:

2.1 Ensamble del Molde y Pretensado Longitudinal.

El proceso de fabricación comienza con la producción del núcleo pretensado. El núcleo se fabrica en moldes de acero, que por lo general están formados por 4 partes: 2 conchas (inferior y superior) y 2 cabezales que formarán el extremo macho y hembra del núcleo. El proceso se inicia con la colocación de los cabezales en la concha inferior, posteriormente el molde se cierra con la concha superior con la ayuda de tornillos que permiten la sujeción firme de todas las partes del molde. El molde completo se aceita para evitar que el concreto se adhiera a las paredes en el momento de desmoldar el núcleo. Inmediatamente después se procede al pretensado longitudinal de los monofilamentos formados de alambre de acero de alta resistencia relevado de esfuerzos, previamente cortados y enderezados.

La tensión se produce por distintos medios (siempre apoyados en los cabezales) que pueden ser gatos hidráulicos o pistolas neumáticas con la ayuda de tornillos.

ROLADO DE MOLDE



Fabricación del corazón de concreto por compactación debida a la centrifugación producida por el rolado del molde.

El rolado del molde se produce mediante ruedas, como se observa en la figura.

Fig. 14

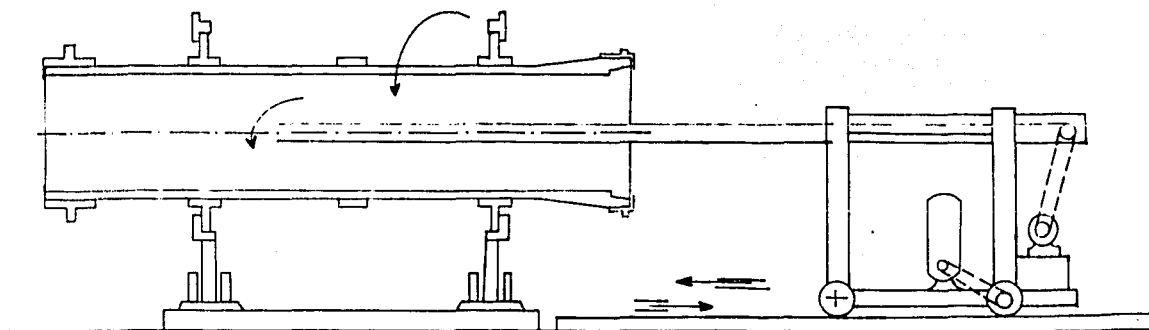
En los sistemas que utilizan núcleo de concreto presforzado, los monofilamentos llevan en sus extremos tuercas o esparragos roscados que permitirán el tensado longitudinal del alambre, apyándolo en los moldes; estos mismos aditamentos sirven para -- producir el pretensado y como anclaje una vez endurecido el con creto.

2.2 Colado de Molde

Una vez que el molde se encuentra con los alambres longitudinales tensados, pasa a colado. El proceso de colado se efectúa de diversas maneras, siendo ésta una diferencia básica entre las pa tentes que fabrican tuberfa de concreto presforzado. El concreto puede colarse por el método de compactación-centrifugación, cen trifugación simplemente o por colado vertical vibrado.

Bajo la acción de la vibración o la centrifugación el concreto se compacta perfectamente a la vez que se libera el agua en exceso. Los métodos utilizados para núcleos de concreto presforzado son básicamente los 2 primeros. En el colado por compactación-cen trifugación, el molde se hace girar con la ayuda de una flecha o rol que atraviesa por el centro del molde, y mediante una banda transportadora se suministra el concreto al interior del mismo. El concreto queda entonces sometido a la acción centrífuga, a vi bración y a la acción de compactado a alta presión entre la flecha y la pared del molde, produciéndose de esta manera un concreto sumamente denso.

COLADO DEL MOLDE



Mientras el molde gira, una banda transportadora lo alimenta de concreto.

Fig. 15

En el método de centrifugación se utilizan rodillos exteriores al molde que lo hacen girar. El molde de centrifugación girando a baja velocidad, recibe un concreto distribuido por una banda -- transportadora. Después de distribuido el concreto, la rotación se aumenta de velocidad para someter al concreto a una aceleración centrífuga que alcanza 30 a 50 veces la gravedad, lo que permite su correcta compactación.

Para el caso de núcleos colados verticalmente se utiliza generalmente un molde interior. El concreto suministrado debe ser completamente compactado por vibración hasta que desaparezcan todos los huecos, procurando que el concreto se adhiera a toda la superficie y esté en completo contacto con el molde. Los vibradores son en número suficiente y tienen el tamaño y frecuencia necesaria para compactar debidamente el concreto. El colado se hace de una manera continua hasta que el molde se haya llenado completamente.

2.3 Curado a Vapor y Desmolde (Fraguado Final del Núcleo)

Terminada la operación de colado, el fraguado del concreto del núcleo se acelera por un tratamiento de vapor. El tiempo de pre-fraguado, el incremento de temperatura con la temperatura máxima son establecidos con valores tales que el tubo primario pueda ser desmoldado de 5 a 7 horas después del colado, sin comprometer las características finales del concreto. La temperatura del cuarto de curado se incrementa en forma gradual hasta alcanzar un máximo de 65° C.

Habiendo alcanzado el concreto una resistencia no menor de 200 Kgs/cm². y suficiente para permitir el manejo del núcleo y evitar daño del mismo, se procede al desmolde. Se aflojan todos -- los tornillos del molde y se separan todas sus partes integrales. Al comienzo de la operación el esfuerzo de los monofilamentos - bajo tensión son transferidos de los cabezales al concreto del nú- cleo.

Las tuercas al extremo de los alambres aseguran un anclaje posi- tivo de los mismos y un pretensado efectivo lo más próximo a los extremos del tubo primario.

Posteriormente al desmolde, el tubo primario debe alcanzar su - fraguado final antes de pasar al zunchado. El fraguado final del - núcleo se obtiene de diversas maneras de acuerdo al sistema de fabricación. Uno de estos sistemas utiliza para el fraguado un se- gundo perfodo de vapor, otro utiliza básicamente agua y el último permite el fraguado por medio de un perfodo de reposo en el cur- so del cual el concreto adquiere el grado de resistencia requeri- da.

En el caso de núcleos presforzados, durante el perfodo de fragua- do final los alveolos o huecos dejados en las extremidades, debi- dos a los alambres de pretensado, son tapados con mortero o re- sinas epóxicas.

2.4 Embobinado o Zunchado.

El núcleo puede ser zunchado hasta que la resistencia al aplasta-

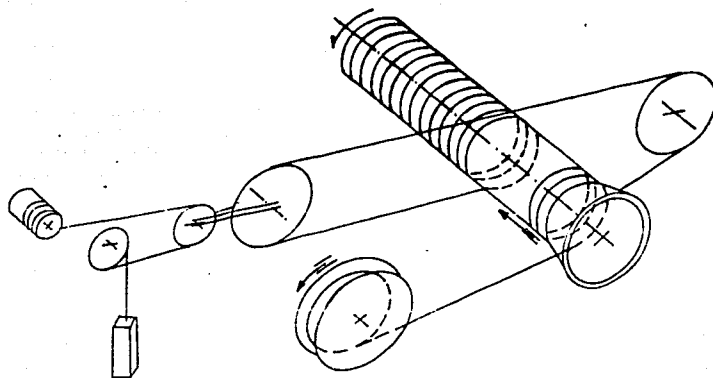


Diagrama del tensado circunferencial con poleas y contrapeso

Fig. 16

miento de concreto alcance el valor igual o mayor al doble de la prefatiga transversal al que va a ser sometido.

Esta prefatiga inmediatamente después del zunchado se limita normalmente a valores que van desde 250 hasta 320 Kg/cm². Lograda la anterior resistencia, el núcleo pasa a la operación de zunchado en la que el tubo animado de un movimiento helicoidal recibe un enrollado continuo de alambre a tensión y paso controlados. La selección del diámetro del alambre y el paso de enrollamiento determina el nivel de pretensado.

Cada sistema de fabricación de tubería de concreto presforzado tiene su procedimiento particular para el embobinado, y la tensión del alambre circunferencial se produce con distintos tipos de maquinaria. La tensión en los métodos más sencillos se produce con la ayuda de poleas y contrapesos.

La tensión helicoidal se ejerce sobre todo el tubo, con anclajes capaces de permitir desarrollar la plena tensión del alambre ubicado lo más cerca posible de los extremos del tubo.

Los anclajes son de distinto tipo según el sistema, pero en general, podemos decir que son del tipo de cuña o fricción.

2.5 Recubrimiento o Revestimiento.

Después de que el núcleo ha sido tensado circunferencialmente pasa a recubrimiento. El recubrimiento es una operación cuyo objetivo es la protección del alambre zunchado, mediante una capa muy compacta de concreto rico en cemento con agregados finos y de baja relación agua cemento.

En todos los sistemas de fabricación el tubo se coloca en una máquina que hace girar el tubo mientras se está colocando el recubrimiento; en un sistema la rotación es lenta y el concreto se aplica desaeerado y fluidificado por la alta frecuencia de un vibrador, mientras que en los otros dos el mortero se aplica al alto impacto y la energía para el lanzamiento de mortero se la imprimen un par de ruedas tangentes con llantas especiales de hule que giran en sentidos opuestos a muy elevada velocidad. En el segundo caso antes y después del recubrimiento al alto impacto, se aplica una capa de pasta de cemento.

El espesor de la capa de revestimiento se regula para obtener habitualmente una cubierta mínima de 20 mm, aunque puede ser aumentado para incrementar la protección.

2.6 Curado Final y Prueba Hidrostática.

El curado del recubrimiento puede hacerse por medio de vapor o agua. Generalmente el curado de vapor es el más usual y práctico.

El tubo se coloca en una cámara de vapor tan pronto como sea posible después de colocado el recubrimiento. El período mínimo de este curado es de 12 horas, con lo cual se obtiene un concreto con una resistencia mínima de 400 Kg/cm².

Algunos sistemas de fabricación integran dentro de su proceso normal, una prueba de presión hidrostática del tubo. Esta prueba se puede efectuar una vez terminado totalmente el proceso o poste

DIAGRAMA DE PROCESO DE FABRICACION

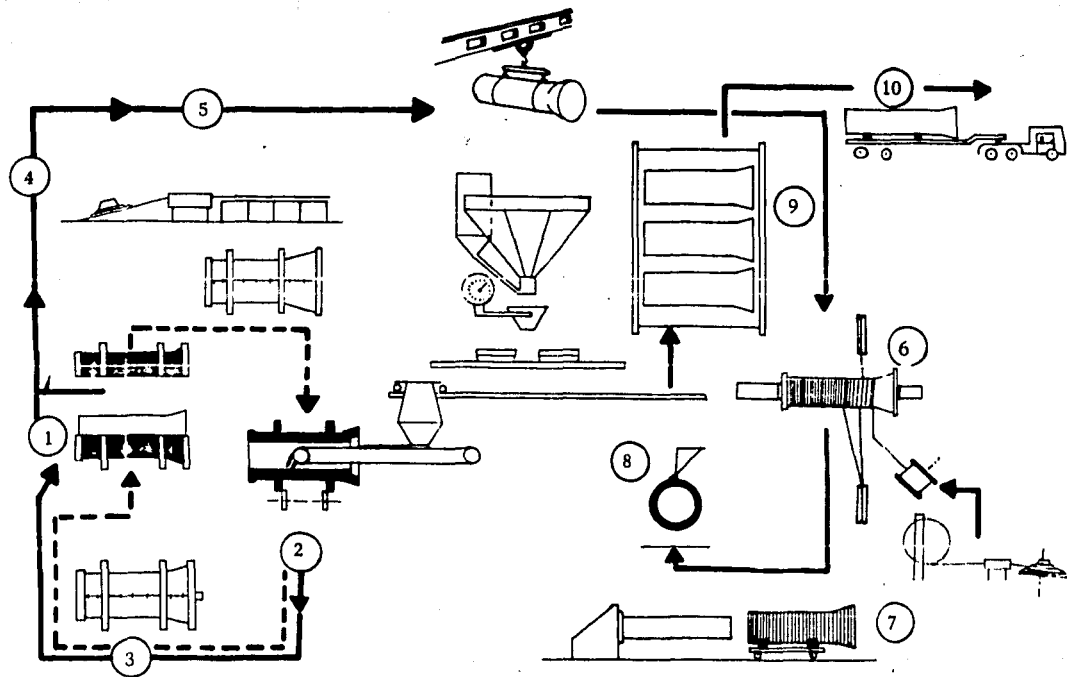


Fig. 17

riormente al zunchado (antes del revestimiento).

El tubo terminado se ve sometido a una prueba hidrostática como si estuviera colocado en la línea y trabajando normalmente. Tal prueba no sólo garantiza la impermeabilidad y resistencia del tubo sino también la precisión con que quedarán terminadas las superficies que formarán la junta, ya que el tubo se enchufa utilizando anillos de hule standard y tapas de acero maquinadas que simulan a la hembra y al macho de los tubos adyacentes.

3.- Especificaciones Generales sobre los Materiales.

De acuerdo con los principios básicos del concreto presforzado, en los que se visualiza al mismo como una combinación de materiales de gran resistencia, es importante cuidar las propiedades de los materiales básicos: concreto y acero de alta resistencia.

El cumplir con las especificaciones de los materiales nos permitirán obtener las resistencias mínimas requeridas para obtener como resultado un buen tubo de concreto presforzado.

3.1 Concreto

La proporción de cemento, agregados y agua empleados en el concreto para la fabricación de tubos debe ser determinada y verificada en el curso de los trabajos, con el fin de obtener un concreto homogéneo, denso, compacto, fácil de trabajar, durable, con la resistencia especificada para las paredes del tubo.

El cemento utilizado en la elaboración del concreto con que se fa-

brican los tubos puede ser Portland Tipo I, Tipo II ; y en el caso de riesgos de agresión por aguas y terrenos sulfatados no ácidos se debe usar cemento Portland Tipo V o Puzolánico.

Los agregados deben ser de una granulometría tal que debidamente proporcionados con la cantidad especificada de cemento y agua se obtenga un concreto de calidad adecuada.

Debe cuidarse también, que los agregados no estén contaminados con materia orgánica y exceso de finos.

El agua utilizada en la elaboración del concreto y para el curado de los tubos debe ser limpia, libre de aceite, ácidos, álcalis -- fuertes y materia orgánica.

La dosificación para el concreto deberá cuidarse que sea exacta.

La cantidad de cemento en el concreto de los núcleos y en el recubrimiento debe ser de por lo menos 365 Kgs. por metro cúbico de concreto; si se usa lechada antes del recubrimiento, ésta debe llevar 2 Kgs. de cemento por cada litro de agua.

El cemento a granel deberá pesarse, el agua de mezclado se debe medir por peso o por volumen y los agregados se deben pesar en relación a su peso seco, separadamente y para cada colado. El equipo y los procedimientos para pesar y medir deben ser exactos constantemente, con una aproximación del 1%.

En los locales en que se efectúa el tratamiento del curado deben estar equipados con termómetros de control y la temperatura en ellos no aumentará en más de 20° C por hora, sin rebasar los 65°

Como ya se dijo anteriormente el núcleo no se deberá pretensar hasta que el concreto haya alcanzado una resistencia al aplastamiento igual al doble de la compresión inicial inducida o bien, -- una resistencia de 320 Kgs/cm².(la mayor de las dos).

La resistencia final del concreto en la tubería no será nunca menor de 350 Kgs/cm². a los 28 días de edad.

3.2 Alambre

El alambre que se utiliza en los tubos de concreto presforzado es redondo, de acero de alto carbono, sin recubrimiento y relevado de esfuerzo.

El diámetro, la tensión, la separación y el paso de los alambres de presfuerzo se deben precisar cuidando que se satisfagan las condiciones siguientes:

- a) El diámetro mínimo del alambre debe ser de 4 mm.
- b) El espacio de los alambres en el presforzado longitudinal del núcleo nunca será mayor de 15 cms. , centro a centro, o al doble del espesor del núcleo (el espaciado nunca será mayor que la menor de las dos condiciones).
- c) El paso máximo permisible en el presfuerzo circunferencial del zunchado debe ser igual al espesor del tubo primario ó 65 mm. (el que sea menor) de centro a centro, y la separación libre entre alambres debe ser de 5 mm. o mayor.
- d) La tensión del presfuerzo longitudinal en el núcleo será del $70 \pm 10\%$ del límite de ruptura; y la tensión promedio del pres

fuerzo circunferencial debe ser de $75 \pm 5\%$ del mismo lfmite. -
La resistencia a la tensión del alambre debe cumplir con los requisitos especificados en la siguiente tabla:

REQUISITOS DE RESISTENCIA A LA TENSION

Diámetro mm	Lfmite de fluencia mínimo Kgs/cm ² .	Resistencia mínima a la ruptura en Kgs/cm ² .
4.00	13 200	16 500
5.00	12 800	16 000
6.35	12 400	15 500
7.00	12 000	15 000

Los anclajes deben desarrollar por lo menos el 90% de la capacidad máxima de los alambres, cuando se prueben en condición de no adheridos, sin embargo deberán desarrollar un 100% de la capacidad máxima especificada de los alambres después de que se han adherido en el tubo. Además los anclajes y los dispositivos extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

INSTALACION DE TUBERIAS DE CONCRETO PRESFORZADO.1.- Importancia de la Instalación.

La instalación del tubo es tan importante como la fabricación y el diseño del mismo, y se puede decir que representa un 50% de buen comportamiento del tubo durante su vida útil.

Como se señaló en capítulos anteriores, la fabricación del tubo parte del diseño, y éste a su vez, surge de condiciones supuestamente reales que se deberfan presentar en la vida útil del tubo.

Asf pues, generalmente, el tubo se diseña suponiendo una cama de apoyo con un ángulo central determinado (generalmente de 90°), con un relleno máximo determinado por el perfil de la lfnea, etc.; factores a los cuales debe apegarse la instalación para poder garantizar un adecuado funcionamiento de la tuberfa.

El no respetar estos requerimientos determinados por el diseño, afecta estructuralmente la resistencia del tubo, inclusive hasta producir su falla. Si un tubo está diseñado para trabajar con una cama de apoyo con un ángulo central de soporte igual a 120° , y el instalador disminuye dicho ángulo a 90° , implícitamente ha aumentado el valor del momento máximo en un 13% (momento debido a carga externa); ahora que si se omite proporcionar la cama de apoyo, el porcentaje de incremento del momento máximo puede llegar a sobrepasar el 200%. Por otro lado el aumento de la carga externa por un mayor relleno, es directamente proporcional el aumento del valor del momento máxi

mo, y esto debe ser obvio al instalador, quien generalmente deberá cuidar este aspecto.

En general podemos decir que la cama de apoyo y el relleno son los factores más importantes que debe cuidar la instalación, aunque de ninguna manera debe olvidarse de los otros que en determinados casos pueden afectar tanto o más que éstos.

Por último debemos recalcar que la instalación es la culminación de un buen diseño y fabricación del tubo, y que de esta última depende el logro de los objetivos perseguidos por la fabricación y el diseño.

2.- Pasos de la Instalación

La correcta instalación consta de los siguientes pasos:

2.1 Descarga y Manejo

Los tubos se llevan al sitio de colocación en camiones dotados de traveses de madero o acero cortadas en forma de arco para proporcionar un soporte circunferencial al tubo.

Los soportes no deben ser menores de 15 cms. de ancho y deben situarse a una distancia de $1/4$ a $1/5$ de la longitud del tubo medida desde cada uno de los extremos con el fin de evitar esfuerzos de flexión en los tubos.

La carga y descarga debe realizarse por medio de montacargas de uñas, grúas o tractor de pluma lateral.

Deben evitarse los impactos de cualquier clase, ya que pueden dañar al concreto del tubo, pudiendo dejar desprotegido el alambre

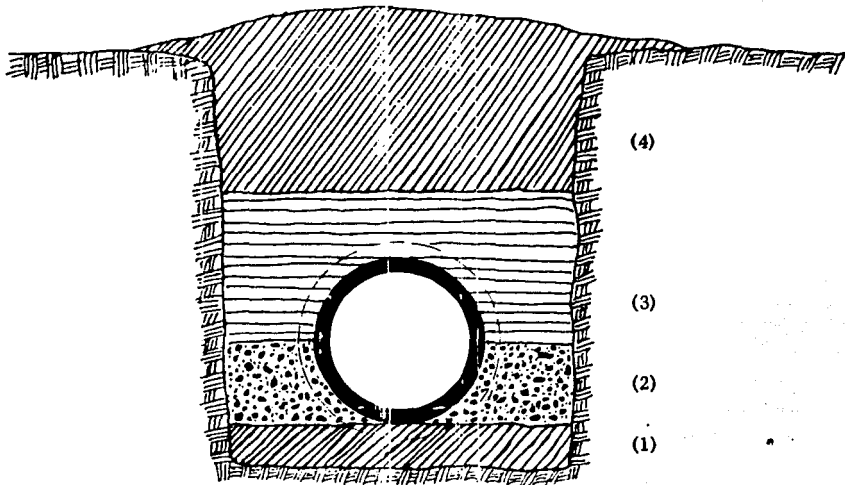
circunferencial e inclusive fracturar el corazón del tubo. Cuando se requieren cambios de lugar de un tubo a un lugar cercano, éste puede rodarse con cuidado, pero nunca deberá arrastrarse. Los estrobos de las grúas móviles para las maniobras, deberán ser de cable de acero con un espesor adecuada al peso del tubo y siempre se colocarán por el exterior (nunca a través del tubo). Se recomienda nunca utilizar ganchos para tomar el tubo por los extremos, ya que ellos lesionarían la superficie destinada a formar la junta. Para evitar movimientos posteriores, se debe descargar y colocar los tubos en una línea paralela lo más próximo a su posición final y con las campanas en la dirección del montaje.

2.2 Excavación de Zanja y Preparación de la Plantilla o Cama de Apoyo

La excavación se debe efectuar con la mayor precisión posible, - en lo que respecta a alineamiento, ancho y pendiente.

La excavación y su preparación es de suma importancia, ya que de ella dependerán las cargas exteriores permanentes a las que quedará sujeto el tubo.

Las zanjas deberán conservar el ancho de proyecto, ya que las - cargas permanentes sobre la tubería dependen también del ancho medido en la parte superior del tubo. El ancho excesivo de la excavación, puede tener sobre el tubo efectos similares a los de -- una mala plantilla en una zanja de anchura correcta (incrementa el valor del momento), si su anchura es menor, el relleno no po-



SECCION TRANSVERSAL DE LA ZANJA TIPO

- 1.- Plantilla granular compactada a 90% de la Prueba Proctor, aproximadamente de 20 a 30 cms.
- 2.- Acostillado con material compactable seleccionado, producto de la excavación
- 3.- Relleno en capas de 30 cms., compactado al 90% de la Prueba Proctor, con material seleccionado producto de la excavación, hasta 30 cms. arriba del lomo de tubo.
- 4.- Relleno a volteo con material producto de la excavación.

Fig. 18

drfa compactarse correctamente a los lados. Normalmente un ancho de zanja igual al diámetro exterior más 60 cms. es suficiente. La profundidad de la excavación, deberá ser suficiente para dar espacio a la plantilla y el colchón según el diámetro del tubo.

En tierra blanda, los trabajos de excavación preceden normalmente a los trabajos de instalación por pocos días; por el contrario en terrenos movedizos, la excavación precede inmediatamente a la instalación. En estos terrenos, las zanjas se amplían a partir de la parte superior del diámetro del tubo, para evitar desprendimientos de tierra en las paredes de la zanja, e incluso se hace necesario en algunas ocasiones el uso de apuntalamientos

La preparación de la plantilla o cama de apoyo es quizás el punto más importante de la instalación, como ya se ha señalado en la introducción de este capítulo. En general debe buscarse que la plantilla brinde un apoyo uniforme a toda la longitud del tubo, cuidando principalmente el espesor y la calidad de la cama de apoyo.

En la mayoría de los casos se recomiendan plantillas de material granular que es el más comunmente usado en condiciones normales. Las gravas utilizadas deberán ser bien graduadas, de tamaño adecuado al diámetro del tubo y correctamente compactadas.

Para tubos hasta de 900 mm de diámetro nominal, se pueden usar gravas que pasen la malla desde 1/2" hasta 1" , pero que sean retenidas en la de 3/16" En tubos de mayor diámetro el tamaño máximo de la grava podrá ser hasta de 1/40 del diámetro nominal del tubo.

El empleo del material producto de la excavación, sólo podrá ser, si al practicarle un examen granulométrico, cumple con las condiciones arriba citadas para el tubo de que se trate.

Cuando se utilice material granular para plantilla en un suelo a base de gravas y arenas, es importante verificar que el material de plantilla no tenga una compactación inferior a la del terreno natural en el fondo de la excavación.

El fondo de la zanja lista para la colocación del tubo presentará una superficie plana alineada con la cota del proyecto, únicamente descontinuada para dar lugar a una concha o pequeña sobreexcavación para poder alojar las campanas o hembras del tubo.

Definitivamente la excavación y la cama de apoyo dependen del tipo de terreno en el que se efectúan, y entre la infinidad de casos posibles mencionaremos 5 casos típicos:

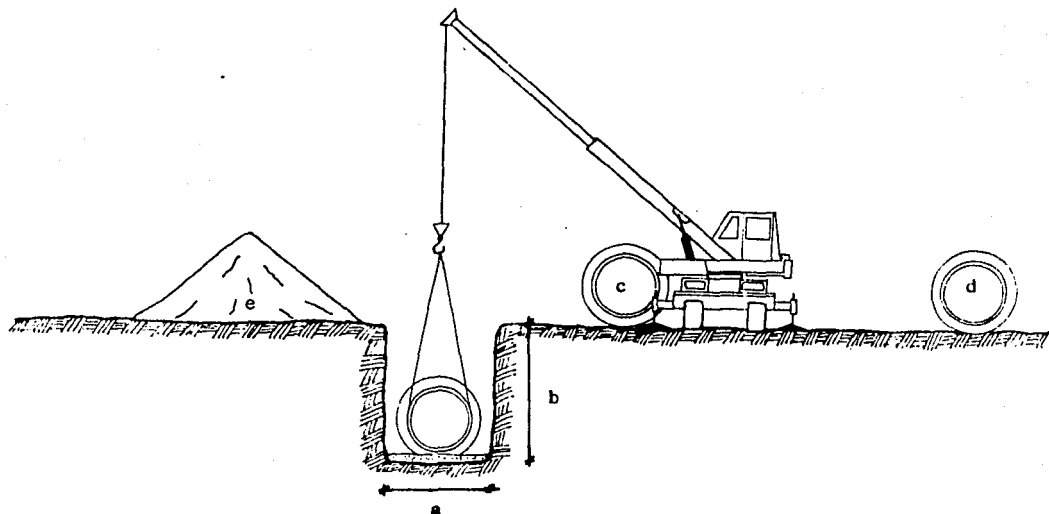
- a) Terreno homogéneo de buena capacidad de carga en tierra granular no coherente pero firme. - La excavación en este tipo de terreno se realiza a profundidad lo más cercano de la cota del fondo de la zanja simplemente se compacta y se afina para que sirva de cama de apoyo.
- b) Terreno heterogéneo bastante bueno para carga. - La excavación se realiza con una profundidad extra de 10 cms. aproximadamente. y la cama de apoyo estará constituida con el material suelto o granular cuidadosamente compactado y emparejado. Este material clasificado procederá de la excavación o de fuente ajena si lo excavado no lo proporciona en cantidad -

suficiente.

- c) Terreno rocoso. - La excavación se ejecuta con una sobreprofundidad entre 15 y 20 cms. y la cama de apoyo podrá estar -- constituida por 2 banquetas de piedra triturada o grava, con arena entre las banquetas, pero la dimensión máxima estará de acuerdo con lo descrito anteriormente.
- d) Terreno poco resistente con capacidad de carga mediocre. - La excavación se realiza con una sobreprofundidad mínima de 10 cms , la cama de apoyo deberá ser formada con material duro con gravilla y piedra triturada o grava, pero de acuerdo con las dimensiones máximas estipuladas y usando granulometría continua de preferencia .
- e) Terreno blando coherente, con débil capacidad de carga. - La excavación se deberá ejecutar con una sobreprofundidad de 30 a 50 cms. y la cama de apoyo estará constituida con material duro en superficie continua uniforme. Para evitar que el terreno blando se remonte, colándose entre los elementos de la cama, el material duro será de granulometría sensiblemente continua con dimensión máxima según lo especificado anteriormente.

En el caso de terrenos aún más desfavorables que los cinco tipos aquí descritos (terrenos pantanosos, limo o lógam), es indispensable prever una verdadera obra para asentar el tubo: cama de piedras de gran espesor, losa de concreto o cimentación sobre pilotes.

INSTALACION DE TUBERIA CON GRUA EN CONDICIONES NORMALES



- a = Ancho de zanja = Diámetro exterior + 60 cms.
- b = Profundidad de la zanja = Diámetro exterior del tubo + 30 cms. (plantilla) + 30 cms. de relleno compactado + 90 cms. de relleno a volteo .
- c = Opción 1 con el tubo entre la grúa y la zanja.
- d = Opción 2 con el tubo atrás de la grúa.
- e = Material producto de la excavación.

Fig. 19

2 3 Descenso y Unión

Los tubos se bajan a la zanja por medio de grúas, tractor con -- grúa lateral, grúa de pórtico o por medio de un cable acondicionado en la pluma de una retroexcavadora.

El manejo de tubos se asegura con estrobos o eslingas preformadas de cable grueso para evitar maltratar el revestimiento.

Normalmente los tubos se instalan de tal modo que la espiga de cada uno de ellos se introduzca en la campana del que se colocó anteriormente, es decir, que las campanas queden colocadas en la dirección en que se hace la instalación; pero el proceso inverso también es posible.

Para el descenso del tubo en la zanja, la maquinaria de colocación, grúa o tractor, se aproxima lo más cerca del punto de colocación y lo más próximo al borde de la zanja teniendo en cuenta, la naturaleza del terreno. La bajada se hace lentamente para evitar los golpes y balanceos del tubo.

Antes de efectuar el enchufe o unión, es necesario realizar las siguientes operaciones:

- a) Seleccionar, limpiar y verificar el anillo de hule. Los empaques deben ser cuidadosamente inspeccionados en lo que toca a cortaduras, defectos, espesor y longitud.
- b) Limpiar perfectamente los extremos macho y hembra. Se debe asegurar que la ranura de la espiga y la campana estén libres de lodo o basuras, de tal manera que no encuentre interferencias para el rodado o deslizamiento del empaque.

- c) Lubricar las superficies que entran en contacto con el empaque, utilizando para ésto, un jabón suave libre de potasio activo (la lubricación cambia de acuerdo al tipo de tubo por instalar, y los fabricantes deben dar especificaciones sobre este punto).
- d) Colocar el empaque al anillo de hule en el extremo macho cuando que tenga una tensión uniforme y que no esté torcido y deformado. Para asegurar ésto, se recomienda levantarlo o estirarlo varias veces alrededor de su circunferencia.
- e) Por último hay que asegurar que el extremo macho del tubo por colocar esté debidamente alineado con el extremo hembra del colocado anteriormente.

Para efectuar la unión o enchufe del tubo se requiere de la misma grúa o aditamento mecánico utilizado para el descenso del tubo a la zanja, además de un dispositivo de tracción.

El dispositivo de tracción que deberá producir el esfuerzo necesario para el enchufe, puede ser: un gato hidráulico de doble efecto, un tesoro de cable o cadena (Tirfor), un polipasto de palanca o también pueden utilizarse poleas de engranes.

Cualquiera de estos dispositivos deberá colocarse exteriormente para tubos de 0.90 mts. o menos de diámetro interior; e interiormente para tubos mayores de 1.00 mts. de diámetro.

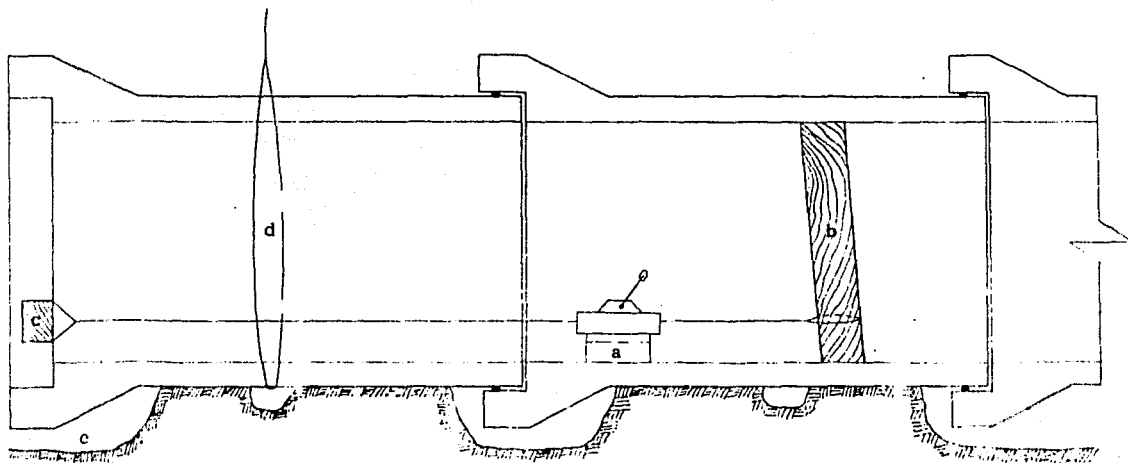
En uno u otro caso, la reacción debe ser tomada sobre el tercer tubo hacia atrás del frente de colocación. Cuando se utilizan dispositivos de tracción en el interior, generalmente se usa un Tir-

for anclado mediante un muerto de madera colocado en el tercer tubo atrás del que se va a colocar, y se tira de un travesaño de madera atravesado en la campana (hembra) del tubo que se monta.

La descripción del proceso habitual de unión es como sigue:

- a) Se presenta el extremo macho a insertar en el extremo hembra del último tubo (el extremo macho debe llevar ya el empaque de hule).
- b) Con la grúa o aparato de colocación en tensión ligera se balancea el tubo que se va a colocar hacia el extremo hembra del colocado.
- c) Cuando el empaque entra en contacto con el extremo hembra del tubo, se verifica la situación adecuada de la misma.
- d) Acentuando la tensión de la grúa, se encaja el empaque en el extremo hembra, checando la posición del empaque en el interior del tubo con ayuda de un escantillón.
- e) Se pone en operación el sistema de tracción al mismo tiempo que la grúa de colocación efectúa un ligero giro hacia el tubo anteriormente colocado facilitando el esfuerzo de tracción.
- f) Al alcanzar el enchufe a tope, la grúa colocadora deja descansar el tubo sobre la cama de apoyo, comprobándose posteriormente la nivelación y alineamiento del tubo.
- g) Se retiran los estobos que sustentaban al tubo y se checan las separaciones o aberturas entre los extremos de los tubos. La

PROCESO DE ENCHUFE



- a) Aparato de tracción ("Tecele" o "Tirfor")
- b) "Muerto" o durmiente de apoyo
- c) "Muerto" o durmiente de tracción
- d) Estrobo
- e) Concha para alojar las campanas

Fig. 20

medición de estas aberturas se hace sobre 4 radios a 90° .

Los tubos standard están previstos para un largo útil variable según el tipo o patente del tubo, dejando un cierto juego nominal entre tubos. El instalador no debe tener en cuenta esta holgura nominal teórica, sino enchufar la junta a tope. Una junta está enchufada a tope cuando el tubo recula ligeramente por el efecto elástico del hule cuando cesa el esfuerzo de enchufe y el cable del dispositivo de tracción queda flojo.

Por lo general, el juego o abertura normal en un tubo es de 10 mm para cualquier diámetro, pero puede reducirse sin inconvenientes a 5 mm. El juego máximo que varfa según el diámetro y patente del tubo, debe dejar el empaque de hule suficientemente protegido en el interior de la campana (hembra) para evitar una posible salida de éste, debido a una sobrepresión o asentamiento del terreno. El juego máximo permite pequeñas deflexiones en la tuberfa, pero evidentemente se refiere al lado abierto de una junta deflectada angularmente al máximo permitido.

En ocasiones y sobre todo en casos de tuberfas de impulsión, sometidas a golpes de ariete que provocan un vacfo importante en el interior de los tubos es recomendable efectuar un calafateo en la abertura o juego entre tubos.

2.4 Relleno

Inmediatamente después de la colocación, se debe proceder al relleno de acostillado, que consiste en llenar el espacio entre el tubo

y la pared de la zanja, simultáneamente a ambos lados hasta cubrir 180° . Este relleno debe ser efectuado con un material homogéneo granular o débilmente coherente, cuidadosamente retacado bajo el tubo y compactado en capas de 10 cms. en toda su altura. La compactación se hace con ayuda de medios mecánicos, de preferencia pisones neumáticos. Aunque ciertas especificaciones exigen una granulometría particular de material, se recomienda que este relleno se efectúe con material seleccionado de preferencia balasto de piedra triturada o de cantos rodados que pasen el tamiz de una pulgada.

La segunda fase del relleno que consiste en recubrir el tubo hasta 30 cms. por encima de la generatriz, se efectúa inmediatamente después del relleno de acostillado. Este relleno se efectúa en capas hasta de 15 cms., compactando cuidadosamente tanto a los lados, como sobre la corona del tubo. El material utilizado y la compactación final de este relleno no requieren de tantas exigencias como las del relleno de acostillado.

La última parte del relleno se hace a granel, llenando la zanja con el material excavado no clasificado. Salvo indicaciones específicas, este relleno no se compacta; y únicamente se recomienda que el material se descargue en la zanja en una forma progresiva sobre el tubo, evitando los efectos dinámicos de cargas importantes.