

30  
29



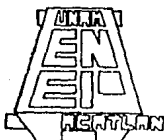
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
" A C A T L A N "

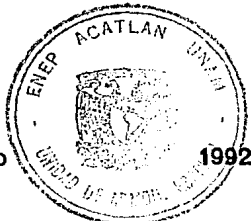
"DISEÑO DE GRANDES TANQUES REGULADORES  
DE AGUA POTABLE POR SISTEMAS  
PRESFORZADOS (TANQUE NAUCALPAN  
50,000 m<sup>3</sup>)"



T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A:  
FILEMON TORRES GUERRERO



Acatlán, Edo. de México



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1992



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

## I N D I C E

		Página
	Prólogo	1
Capítulo	I .- Justificación Económico Social.	4
Capítulo	II .- Introducción a los Métodos de Preesfuerzo. Principios Generales del Concre- to Preesforzado. Etapas de Carga.	18 27 36
Capítulo	III .- Comparación de Métodos Tradicio- nales VS Métodos de Preesfuerzo. Características Constructivas. Presentación de Proyectos. Características de Tiempo. Características Económicas. Conclusión y Selección del Método.	44 46 47 50 69 79
Capítulo	IV .- Principio y Bases de Diseño. Presión Hidrostática. Presión Hidrodinámica. Diseño de la Pared. Cimentación. Cubierta.	83 84 96 108 126 127
Capítulo	V .- Proceso Constructivo.	130
	Conclusiones y Recomendaciones.	135
	Bibliografía.	138

**P R O L O G O**

La sociedad en general y principalmente los grandes-centros poblacionales requieren de sistemas de regulación y distribución de agua potable, por ser éste uno de los principales servicios urbanos.

Los sistemas de redes de distribución de agua potable deben apoyarse en obras de infraestructura que son de una importancia fundamental, ya que son la parte medular de dichos sistemas.

Dentro de estas obras de infraestructura cabe mencionar: las plantas potabilizadoras, las líneas de conducción, las plantas de bombeo, así como los Tanques de Almacenamiento o Regulación.

En base a lo anterior, este trabajo presenta una opción de Planeación, Diseño y Construcción de un Tanque Regulador de Agua Potable, el cual requirió de un estudio socioeconómico. En su proceso constructivo se presentan dos alternativas que son a base de Concreto Reforzado y Concreto Preesforzado; haciendo comparativas en ambos procesos en cuanto a costo y tiempo, se observa que el proceso de Concreto Preesforzado brinda mayores bondades.

El Concreto Preesforzado como parte importante del estudio de este trabajo comprende dos etapas fundamentales, el Precolado en Planta de los elementos más importantes (como son: la pared a base de dovelas, las columnas para la cubierta, las trabes portantes de la misma y un sistema de vigueta y bovedilla), y el Trabajo en Campo, que incluye el montaje y postensado de dichos elementos precolados.

En cuanto a la bibliografía de consulta para este tipo de trabajo existen muy pocas opciones, ya que cada empresa o ingeniero que proyecta y diseña una estructura de un Tanque Regulador utiliza casi siempre su propio criterio.

El objetivo de este trabajo es el de auxiliar un poco a quien se interese ya sea en el proyecto, diseño o construcción de este tipo de obras.

**C A P I T U L O   I****JUSTIFICACION  
ECONOMICO SOCIAL**

Mencionaremos los problemas básicos que se han con--  
frontado para organizar el sistema de abastecimiento de -  
agua potable y su problema concomitante de alejamiento de  
aguas usadas, así como de desalojo de aguas pluviales en-  
la zona urbana más reciente en nuestro territorio nacio--  
nal, conurbada sin solución de continuidad a la Ciudad de  
México, ciudad capital de nuestra nación, pero con la in-  
teresañte condición de que este desarrollo urbano está --  
ubicado en el Estado de México, entidad libre y soberana,  
pero integrada a nuestra patria por el pacto federal que-  
nuestra Constitución Política ordena y que regula nues--  
tras leyes constitucionales.

Tratando de otra manera esta condición, se debe com-  
prender que unas, son las autoridades políticas de la Ciu-  
dad de México, nuestra capital federal, y otras, son las-  
autoridades del Estado de México, en el cual el poder eje-  
cutivo lo ejerce el gobernador, puesto de elección popu-  
lar.

Para ser más claros, denominaremos al territorio que  
nos ocupa, área metropolitana del Estado de México.

Esta área metropolitana tiene en lo general las mis-  
mas necesidades que la ciudad capital, sus mismas costum-  
bres habituales, pero está integrada con la conurbación -  
de 11 municipios a saber:

HUIXQUILUCAN, NAUCAIPAN, ATIZAPAN, TLALNEPANTLA, - -  
CUAUTITLAN IZCALLI, TULTITLAN, COACALCO, ECATEPEC, -  
CHIMALHUACAN, NEZAHUALCOYOTL Y LOS REYES LA PAZ.



Es conveniente explicar que en nuestro país, la entidad política fundamental es el municipio libre, por consiguiente el principio de autoridad es el presidente municipal o alcalde y que también es puesto de elección popular.

Todos estos antecedentes se consignan para que se comprenda mejor las dificultades que se presentan para resolver el problema del agua potable en una zona urbana como la nuestra.

Por una disposición constitucional todos los recursos hidráulicos del país son propiedad de la nación, y por consiguiente, son las autoridades federales las que administran y están facultadas a otorgar concesiones para el usufructo de ciertos caudales hidráulicos. Cuando una concesión, beneficia a varios municipios, ésta es otorgada al estado; ésta a su vez, tiene derecho y obligación de construir la infraestructura hidráulica necesaria para poder servir agua en bloque a los diferentes municipios, para que ellos, haciendo uso de sus redes municipales, lleven el agua hasta las tomas domiciliarias de los diferentes usuarios y verifique la cobranza correspondiente; en muchas ocasiones, los usuarios no son domésticos sino industriales, quienes se sujetan a las disposiciones de pago según las tarifas aprobadas por el congreso local, en la parte correspondiente a las leyes municipales.

Es necesario dar a ustedes ideas de cuales son actualmente nuestras fuentes conspicuas y cuales serán en el futuro.

Estas fuentes son a saber:

Aguas subterráneas afloradas por medio de pozos profundos que al principio fueron bastante someros y que po-

co a poco fue preciso profundizarlos cada vez más y en la actualidad alcanzan hasta 350 y algunos 400 metros de profundidad, lo cual ocasiona consolidaciones diferenciales de los terrenos urbanos con las consiguientes molestias de los hundimientos.

Estas fuentes deberían dejarse de usar para recurrir a la transferencia de las aguas de lugares remotos que están ubicados en regiones alejadas de nuestros consumidos. En el caso de nuestras áreas metropolitanas algunas de las fuentes están a niveles tan bajos que requieren -- bombeos heroicos hasta de 2,000 metros de altura y distancias de alrededor de 250 kms., este segundo recurso sustituirá al primero, pues por sagradas tradiciones religiosas de nuestros remotos antepasados aborígenes, nuestra gran capital tuvo que fundarse cerca de las nieves eternas del volcán y en la zona donde nacen los ríos, en vez de estar ubicadas a las márgenes de los viejos ríos formales que son los que dan agua a la mayoría de las grandes ciudades del mundo.

Estas circunstancias, también nos obligan a resolver los problemas económicos de una manera un poco heterodoxa. Es importante consignar unas cifras para ponderar la configuración de nuestros problemas hidráulicos y sociales: nuestra zona metropolitana tiene una superficie aproximada de 53,000Has. o sea 530 Km.<sup>2</sup>, su población actual es -- del orden de 6 millones de habitantes y el número aproximado de tomas es de casi un millón de unidades (1986).

El servicio de agua potable no sólo beneficia a las personas físicas que habitan en la entidad, sino que también son fuente y base del servicio industrial, con todas las consecuencias económicas que su desarrollo representa;

también en parte muy importante a los gobiernos municipales y además al gobierno estatal, por consiguiente declarará en forma explícita en diferentes documentos que la tarea de construir la infraestructura hidráulica es negocio del estado, pues el incremento fiscal que los desarrollos urbanos representan merecen que la amortización de las inversiones las haga en forma indirecta la política hacienda del estado y no deberá repercutir en forma directa al usuario; también que la tarifa de agua industrial tenga consideraciones especiales como pago de derechos de conexión y cuotas tarifarias mayores que las de usuario normal.

Esto, permite que las tarifas para los usuarios sean bastante menores, libradas de los gastos marginales y con justicia se lleve a cabo el cobro por el sistema de tarifa diferencial inversa. Es decir, cuando se trata del servicio doméstico el precio del metro cúbico será mínimo para los pequeños consumidores pertenecientes a las clases sociales menos favorecidas y bastante más alta a los grandes consumidores, y proporcionales a los consumidores intermedios.

Por consiguiente, un metro cúbico diario por familia abastece con holgura una vivienda popular de 5 ó 6 personas, cubriendo apenas una cuota módica.

Para las familias de condiciones intermedias entre estos grupos, las tarifas serán proporcionales e inversas a los consumos.

En el mundo de las realizaciones prácticas, las ideas surgen por la iluminación de las mentes de los estadistas claros.

Estas ideas se confirman o se desechan por los resultados que se obtienen en su práctica.

En el caso de la "doctrina Jiménez Cantú" que sea --oficio de estado la construcción de la infraestructura hidráulica, tenemos prácticamente 12 años de observación directa. De acuerdo a datos estadísticos tenemos que: en --septiembre de 1969 tomó el poder como gobernador el Profr. Carlos Hank González, recibió un estado con una población de 1'800,000 habitantes y con un ingreso fiscal de 400 millones de pesos.

En septiembre de 1975 le entregó el poder al gobernador Jorge Jiménez Cantú, quién recibió el estado con una población de 3.6 millones de habitantes y un ingreso fiscal anual de 6,500 millones de pesos.

En septiembre de 1981 el gobernador Jiménez Cantú entregó el poder al Lic. Alfredo del Mazo González, con una población de 5.5 millones de habitantes y un presupuesto-fiscal anual de 40 mil millones de pesos.

Se podrá observar que las recaudaciones fiscales crecen con el aumento de la población, pero no en forma lineal, es cuestión de que alguien encuentre la ecuación --que relacione el crecimiento de la población con los aumentos en las recaudaciones; por lo que se espera que las inversiones para infraestructura hidráulica se amorticen indirectamente con la política fiscal del estado, es realizable según lo demuestran los datos consignados.

Esta, podrá hacerse extensiva a la política tributaria federal del país, es así que será el fisco federal --quien amortice las inversiones primarias, y éstos, no repercutirán sobre los usuarios, robusteciendo sus econo---

mías domésticas.

**ASPECTOS TECNICOS DEL SISTEMA HIDRAULICO DEL AREA METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MEXICO, EN EL ESTADO DE MEXICO.**

En forma muy somera daremos a conocer a ustedes los problemas técnicos con que se han enfrentado las autoridades del Estado de México en la zona metropolitana, cubriendo los aspectos fundamentales de suministro de agua potable, drenaje, tratamiento y reuso del agua.

El sistema hidráulico del área metropolitana de la Ciudad de México, en el territorio del Estado de México - tiene características especiales, porque en sólo 30 años - ha tenido que desarrollarse para el proporcionamiento de servicios a prácticamente 5.5 millones de habitantes.

Los asentamientos en esta zona se han propiciado por la cercanía de la Ciudad de México, manifestándose como - una prolongación de la zona urbana sin solución de continuidad, porque la gran urbe representa un gran atractivo para el mejoramiento de vida de los habitantes de algunas zonas de la república.

Crecimiento de la mancha urbana y su número de habitantes por cada década.

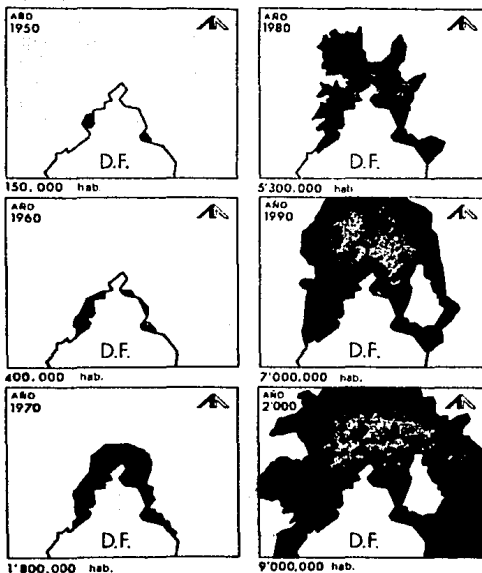
En el año de 1950 únicamente existían 150,000 hab., - para el año de 1960 ya eran 400,000.

En 1970 1'800,000.

En 1980 5'300,000.

Para 1990 se espera tener 7'000,000 de habitantes y - en el año 2,000 probablemente tendrá 9'000,000 de habitantes.

**ZONA METROPOLITANA crecimiento urbano**



Fue hasta el año de 1969 cuando el gobierno del Estado de México llevó a cabo la planeación general de los servicios de abastecimiento de agua potable y drenaje, zonificando técnicamente las áreas de servicios y entrelazando los suburbios que funcionaban en forma autónoma.

Esta planeación llevada a proyecto ejecutivo, fue muy cuidadosa por la variación de la topografía del terreno.

Al Poniente se encuentra la Sierra de Monte Alto, y-

al Norte del Distrito Federal la Sierra de Guadalupe, con desarrollos habitacionales a las elevaciones 2,500 y ---- 2,550 m.s.n.m.

En las Flanicies los desarrollos se ubican en la elevación 2,400 m.s.n.m.

La disponibilidad de agua alta es menor que el agua-con que se cuenta en el valle, por lo que un gran porcentaje debe de subirse a base de bombeo con fuerte carga dinámica total.

El abastecimiento de agua potable actualmente se appya en dos tipos de fuentes: las subterráneas a base de pozos profundos y las superficiales que son regularizadas - en vasos y potabilizadas en la forma adecuada.

El control de estas fuentes de abastecimiento corresponden a los municipios, a una empresa estatal denominada "Comisión Estatal de Agua y Saneamiento" y a las autoridades federales a través de un organismo específico denominado "Comisión de Aguas del Valle de México", cuya obligación es la de entregar agua en bloque en puntos prefijados de común acuerdo con las autoridades locales.

Diferentes caudales y su procedencia en el año de -- 1981.

Acueducto Lerma 1,300 l.p.s., Pozos N.Z.T. 1,400 l.p.s., Fresa Madin 600 l.p.s., Pozos Municipales 4,400 l.p.s., Pozos Ecatepec 1,300 l.p.s., Pozos Municipales ---- 2,000 l.p.s., Pozos Nezahualcóyotl 2,000 l.p.s. y Ramal - Tláhuac Nezahualcóyotl 500 l.p.s.

Corresponde el 40% a fuentes municipales, el 40% a - fuentes estatales y el 20% a fuentes bajo control estatal.

Para la operación y mantenimiento de los sistemas, - los municipios son los encargados de las redes secunda---rias, el gobierno estatal de las redes primarias y de las líneas de conducción intermunicipales.

Corresponde a las autoridades federales la operación de su sistema propio de abastecimiento de agua en bloque-entre entidades federativas.

Por conveniencia técnica de operación y mantenimien- to las autoridades del Estado de México han dividido su - área metropolitana en cinco zonas.

La zona denominada N.Z.T. al nor- oeste del Distrito- Federal que incluye cuatro municipios.

La zona Cuautitlán Izcalli con dos municipios.

La zona Coacalco con dos municipios.

La zona Ecatepec con el municipio de Ecatepec y par- te de los municipios de Tlalneantla y Nezahualcóyotl que territorialmente están separados de su zona centro.

La zona Nezahualcóyotl con tres municipios, el de -- Chimalhuacán, el de los Reyes y Nezahualcóyotl.

La zona N.Z.T., contiene la industria más poderosa - del Estado de México. Los suburbios de mejor nivel de vi- da, también zonas populares en las partes más altas de la serranía. La zona N.Z.T. es la de mayor consumo de agua, - comparativamente con las otras.

La zona Cuautitlán Izcalli ubicada al norte, donde - se construye una nueva ciudad. Planeada, proyectada e ini- ciada su construcción en el período de 1971 a 1975, fue - concebida exprefeso para evitar asentamientos desordena-- dos que hacen más difícil y costoso la instalación de ser



vicios.

La tercera zona denominada Coacalco, se localiza al norte del Distrito Federal y de la Sierra de Guadalupe. -- En ésta, existen pueblos antiguos y nuevos desarrollos -- aún con sistemas particulares que le dan cierta autonomía. Ya se ha iniciado en esta zona la construcción de las redes primarias de distribución que unen a estos dos tipos de desarrollos, previendo el abastecimiento a los espacios libres aún rurales.

La zona Ecatepec se localiza al oriente del Distrito Federal y contiene fundidos pueblos antiguos, zonas populares e industrias importantes.

En esta zona se tiene la reserva territorial para el asentamiento de habitación popular y de nivel medio ya -- que cuenta con la infraestructura de agua potable y de -- drenaje, construída con antelación debida para propiciar el asentamiento ordenado.

Esta y Cuautitlán Izcalli son las que tienen mayor -- auge de construcción de unidades habitacionales.

La zona Nezahualcóyotl localizada al oriente de Ecatepec contiene a uno de los pueblos más antiguos del Valle de México que es Chimalhuacán y al desarrollo popular más importante de la República Mexicana que es Nezahualcóyotl, es la tercera ciudad en importancia poblacional después del Distrito Federal, debido a que cuenta actualmente con más de millón y medio de habitantes. Los servicios de agua potable y drenaje fueron concluídos en el año de 1975.

Para dar idea somera de las instalaciones de agua potable en la zona metropolitana tenemos algunos datos como

nes: los pozos en general están perforados en 70 cm. de diámetro con ariete principal de 40 cm., las profundidades son variables de 200 a 350 metros con niveles dinámicos de 40 a 150 metros de profundidad. Las líneas de conducción son de asbesto cemento, acero y concreto presforzado de 75 a 180 cm. Los tanques de regularización son de diversos tipos: rectangulares, circulares de concreto armado normal, y principalmente PREFABRICADOS Y POSTENSADOS en sitio, con capacidades que varían de 5,000 a 50,000 metros cúbicos.

La red primaria de distribución está concebida en circuitos con tubería de asbesto cemento y concreto presforzado de 50 a 150 cm. de diámetro. Las distribuciones secundarias se llevan a cabo con redes de tubería de 30 a 75 cm. de asbesto cemento, P.V.C. y fierro galvanizado.

Desde 1981 se construyen las redes de las colonias populares más recientes, con lo que se va cubriendo el abastecimiento a nivel domiciliario en un 95% de la zona metropolitana.

Gran importancia ha dado el gobierno del Estado de México al control de la calidad del agua que se entrega a los usuarios. Para este efecto se cuenta con un laboratorio para los análisis necesarios de agua potable, aguas residuales, tratamiento y estudios especiales. La evolución de la calidad físico-química del agua en cada uno de los pozos profundos se determina mediante el procesamiento de la información estadística de años, lo que permite con determinada precisión dar un pronóstico de vida útil de los mismos. El control de calidad para evitar la contaminación bacteriológica se lleva a cabo en el sitio de la fuente mediante un equipo portátil y en el laboratorio --

con el muestreo apropiado. La prevención se lleva a cabo mediante la aplicación de gas cloro en proporciones adecuadas.

Actividad importante, es la medición de caudales en bloque que recibe el gobierno del Estado de México del organismo federal "Comisión de Aguas del Valle de México". Esto se lleva a cabo mediante aparatos medidores seleccionados dependiendo de la cantidad de agua que se entreguen en algún punto específico, pudiendo ser del tipo ultrasónico, venturi, de tobera, placa de orificio, propela, rotor, etc. En la misma forma se miden los caudales de las fuentes estatales y municipales, para el control de dotaciones y eficiencias de equipos de bombeo.

La calibración del buen funcionamiento de los aparatos de medición, se lleva a cabo con brigadas especializadas equipadas con tubos Pitot y registradores de velocidad. Estas brigadas también son utilizadas para estudios Pitométricos en la detección de fugas no visibles. Con el objeto de dirigir y coordinar las actividades requeridas para lograr un buen abastecimiento de agua a los usuarios y facilitar las actividades municipales, estatales y federales, el gobierno del Estado de México construyó el primer "Edificio del Agua" en la zona metropolitana. En éste se aloja el personal directivo tanto técnico como administrativo que coordina actividades como las oficinas regionales de operación y mantenimiento, estatales, municipales y federales.

El índice de crecimiento de población en la zona metropolitana del estado es el más alto de la república, esperándose para el año 2,000 contar con 26 municipios metropolitanos conurbados a la gran metrópoli, con una población del orden de 9 millones de habitantes en una man-

cha urbana de 1,280 km<sup>2</sup>.

Este fenómeno ha sido estudiado por el gobierno mexicano y ya se toman medidas de diversas índoles para frenar este crecimiento desorbitado, sin embargo, el gobierno del Estado de México ha planteado la solución al problema futuro para el abastecimiento adecuado de los usuarios en la forma siguiente:

Se ha dividido la mancha urbana probable, en zonas de distribución, en donde deberán construirse redes primarias autónomas que dependerán de un depósito que regularice los caudales y que tendrá la capacidad apropiada al tamaño de su zona de distribución. La alimentación a cada uno de los depósitos, se llevará a cabo con macrocircuito formado por varias tuberías de gran diámetro, para facilitar la operación del mismo con los dispositivos de control y regulación necesarios. Este macrocircuito recibirá los caudales suficientes en bloque del organismo federal "Comisión de Aguas del Valle de México" que ya tiene definido su programa de construcción para transferir agua de otras cuencas al área metropolitana.

CON ESTA EXPOSICION, NOS DAMOS CUENTA DEL ESTADO QUE GUARDA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, Y DE LA INFRAESTRUCTURA NECESARIA, EN NUESTRA ZONA METROPOLITANA, DE SUS PROBLEMAS Y DEL PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES A FUTURO.

**C A P I T U L O   I I****INTRODUCCION A LOS  
METODOS DE  
PREESFUERZO**

Preesforzado significa, la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

Los efectos de preesforzados se aplicaban desde tiempos muy remotos, sin llegar a definirlos como tales. Como ejemplo podemos citar la construcción de las barricas hechas a base de duelas de madera, para el añejamiento del vino, a las cuales se les colocaban cinchos en derredor para soportar los esfuerzos de tensión sobre el arco, producidos por el empuje en las paredes internas de la barrica.

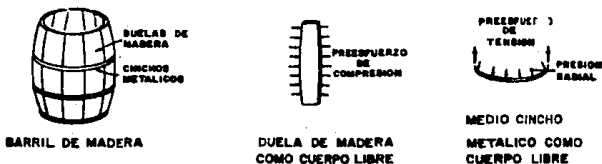


FIG. 2-1. PRINCIPIO DEL PREESFUERZO APLICADO A LA CONSTRUCCION DE UN BARRIL.

En el concreto este principio de Preesforzado, fue aplicado hasta el año de 1886, cuando el Ing. P.H. Jackson, en San Francisco California (USA), obtuvo las patentes para atar varillas de acero en piedras artificiales y en arcos de concreto, que servían como losas de pisos.

Por otro lado, en el año de 1888 en Alemania, C.E.W. Dohring, obtuvo una patente para concreto reforzado en metal, que tenía aplicado un esfuerzo de tensión antes de que fuera cargada la losa. Estas aplicaciones estaban basadas en el concepto de que el concreto, era bastante débil a la tensión, y preesforzando el acero contra el concreto, pondría al concreto bajo un esfuerzo de compresión que podría ser utilizado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión producido por cargas de servicio.

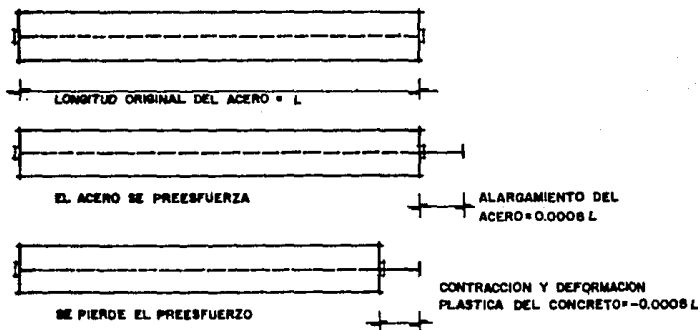


FIG. 2-2. PREESFUERZO DEL CONCRETO CON ACERO ESTRUCTURAL, ORDINARIO.

Estas formas de preesfuerzo no tuvieron éxito debido al bajo preesfuerzo que pronto se perdía como resultado de la contracción y el escurrimiento plástico en el concreto.

Posteriormente se realizaron otros estudios sin lograr darle un auge definitivo a esta forma de construc---

ción; podemos citar personalidades como: C.R. Steiner, de los Estados Unidos en 1908, R.E. Dill, de los Estados Unidos en 1925, hasta que en 1928, E. Freyssinet, de Francia inicia el desarrollo moderno del Concreto Preesforzado. - Pero, no fue sino hasta fines de la década de los cuarentas cuando toma fuerza este desarrollo del Concreto Preesforzado; asimismo, contribuyó a su uso la aguda escasez de acero que se presentó en Europa al finalizar la Segunda Guerra Mundial, durante el período de reconstrucción.

Generalmente se considera a Eugene Freyssinet como el padre del Concreto Preesforzado. Su interés en la materia y las pruebas que realizó a principios de siglo, lo llevaron a pensar que el preesfuerzo sería una proposición práctica si existiese disponibilidad, tanto de acero de alta resistencia como de concreto de alta calidad.

Ambos materiales arribaron lentamente, y fue hasta 1923 cuando E. Freyssinet logró obtener su primera patente, estableciendo así la teoría del Preesfuerzo. Su primera publicación sobre la materia, acertadamente se intituló: Una Revolución En El Arte De La Construcción, ya que en verdad constituyó una revolución; de hecho, muchos ingenieros supusieron que era una idea novelesca que nunca alcanzaría el éxito.

Sin embargo, algunos ingenieros, como Magnel en Bélgica y Hoyer en Alemania, que reconocieron su futuro haciendo surgir las ideas básicas de los sistemas de Preesforzado en una época en que más se le requirió, es decir, después de la guerra. Se contaba ya con nuevas herramientas y materiales, por lo que fueron los Ingenieros Europeos quienes encabezaron este nuevo método de construcción, captando el interés del resto del mundo. En Estados



Unidos, por ejemplo, se había anticipado algún uso del -- concreto preesforzado en la construcción de depósitos para agua, tuberías a presión y pilotes, pero fue hasta -- 1951 cuando realmente se perfeccionó al terminar la construcción de un puente, que se destaca particularmente por ser la primera estructura de concreto preesforzado.

Aunque Freyssinet también ensayó el proyecto de preesforzar cuando el acero estaba adherido al concreto sin anclaje en los extremos, la primera aplicación práctica de este método fue hecha por S. Hoyer de Alemania. El sistema Hoyer consiste en estirar los alambres entre dos pilares situados a varias decenas de metros, poniendo obturadores entre las unidades, colocando el concreto y corriendo los alambres después de que haya endurecido el concreto. Este método hace posible el colado de varias unidades entre dos pilares o contrafuertes.

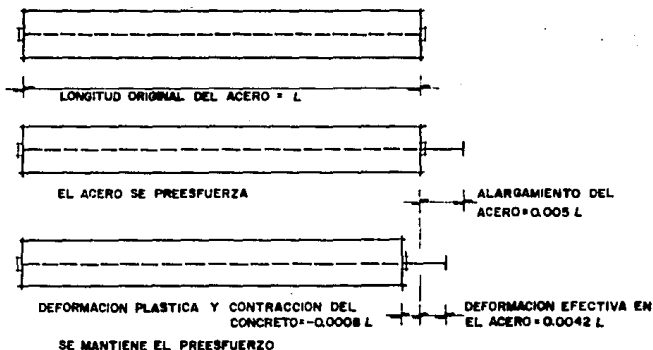


FIG. 2-3 PREESFORZADO DEL CONCRETO CON ACERO DE ALTA RESISTENCIA A LA TENSION.

No fue posible la amplia aplicación del concreto preesforzado sino hasta que fueron ideados métodos para tensar y anclajes de los extremos dignos de confianza y económicos. En 1939, Freyssinet produjo cuñas cónicas para los anclajes de los extremos y diseñó gatos de doble acción, los cuales tensaban los alambres y después presionaban los conos machos dentro de los conos hembras para anclarlos (ver Fig. 2-3). En 1940, el profesor G. Magnel, de Bélgica, desarrolló el sistema Magnel, en el cual se estiraban dos alambres a la vez y se anclaban con una cuña metálica simple en cada extremo.

Si bien Francia y Bélgica encabezaron el desarrollo del concreto preesforzado, Inglaterra, Alemania, Suiza, Holanda, Rusia Soviética e Italia rápidamente lo continuaron. Cerca del 80% de todos los puentes de concreto que se están construyendo en Alemania son de concreto preesforzado. En 1960, Rusia produjo 3,000,000 de metros cúbicos de concreto preesforzado para edificios.

El concreto preesforzado siguió un curso diferente en su desarrollo en los Estados Unidos. En lugar de preesforzado lineal, un nombre dado a vigas y losas de concreto preesforzado, el preesforzado circular, especialmente aplicado a tanques de almacenamiento, tomó la iniciativa. Esto fue llevado a cabo casi completamente por la Preload Company, la cual produjo máquinas especiales para enrollar alambre, mismas que, desde 1935 hasta 1963, sirvieron para construir aproximadamente mil tanques de concreto preesforzado en este país y en otras partes del mundo.

El preesforzado lineal no empezó en los Estados Unidos sino hasta 1949, cuando se inició la construcción del afamado puente Philadelphia Walnut Lane Bridge. La Bureau

of Public Roads (Oficina de Caminos Públicos) ha investigado y mostrado que durante los años 1957-60 fueron autorizados para la construcción 2,052 puentes de concreto -- presforzado, totalizando una longitud de 68 millas (109.44 Km), con un costo total de 290 millones de dólares y -- comprendiendo el 12% de todos los nuevos puentes de autopistas, tanto en longitud como en costo.

El crecimiento del concreto presforzado en los Estados Unidos ha sido paralelo al de las líneas de los productos pretensados y precolados, esencialmente para puentes y edificios. Mientras solamente existía una planta en 1950, había 34 en 1954. Una investigación del Prestressed Concrete Institute (Instituto de Concreto Presforzada) -- indicó que, por lo menos, había 229 plantas operando en -- 1961. El volumen total de productos precolados presforzados se estimó en más de 1'600,000 M<sup>3</sup> en 1962, de los cuales se puede estimar que aproximadamente el 50% se empleó en puentes y el resto en edificios y otros proyectos de -- construcción. El volumen de concreto postensado en el lugar (in situ) en los Estados Unidos no puede estimarse -- apropiadamente, pero se sabe que sólo constituye una fracción del volumen precolado.

Mientras es imposible aún determinar el número de -- edificios de los Estados Unidos que han empleado el concreto presforzado, parece seguro que cada año están construyendo varios miles. Sin embargo, comparado con el volumen total de construcción de edificios, representa solamente una pequeña porción que probablemente, no sobrepase el 1% de los costos estructurales. Este porcentaje parece bastante bajo cuando se compara con Dinamarca, por ejemplo, en donde el 44% de los edificios en 1961 emplearon --

algún tipo de componentes de concreto preesforzado.

Mientras los puentes han sido estandarizados más fácilmente por las agencias federales y estatales, ayudando así a desarrollar la construcción del concreto preesforzado, tomará tiempo el desarrollar totalmente los productos y diseños de construcción para los arquitectos e ingenieros individuales. Se cree que, con la incorporación del concreto preesforzado a los códigos de construcción y con una comprensión del diseño y construcción del preesforzado, se esperará una proporción de crecimiento más rápido para los edificios a partir de ahora.

El desarrollo inminente del concreto preesforzado en los Estados Unidos puede muy bien apoyarse en la aplicación del postensado a los edificios y puentes, incluyendo la combinación del pretensado, postensado y refuerzo convencional a las estructuras y componentes estructurales. - Esto sucederá cuando nuestros ingenieros y arquitectos -- realicen la potencialidad y posibilidades del pretensado -- y hayan asimilado la teoría y la práctica de su diseño y detalles.

Fuera del campo de los tanques, puentes y edificios, el concreto preesforzado se ha aplicado ocasionalmente a presas, anclando varillas de acero preesforzado a la cimentación, o apoyando la presa contra ella. Pilotes, postes y tubos se han construido de concreto preesforzado. - En ciertas estructuras es posible preesforzar el concreto sin usar cables o tendones para ello. Por ejemplo, el método de Freyssinet, de compensación de arco, introduce esfuerzos compensadores en los nervios del arco por un sistema de gatos hidráulicos introducidos en el arco. Tales esfuerzos tratan de neutralizar los efectos de la contrac

ción, acortamiento de los nervios y caída de temperatura en el arco. El puente Flougastel, cerca de Brest, con tres claros de 196 m. cada uno, es un ejemplo de tal aplicación.

El principio básico del preesforzado no se limita a las estructuras en concreto; también ha sido aplicado a la construcción de acero. Cuando se unen dos placas por remaches calientes o por pernos de alta resistencia, las conexiones están altamente preesforzadas en tensión y las placas en compresión, capacitando así a las placas para soportar cargas de tensión entre ellas. El puente Scioto-ville de claros de 219 m., tuvo sus miembros preesforzados en flexión durante su erección con el objeto de neutralizar los esfuerzos secundarios debidos a las cargas vivas y muertas. Una viga continua preesforzada con alambres de alta resistencia se construyó en los hangares para aviones en Bruselas, Bélgica, y fueron probadas otras dos similares en la Universidad de Ghent.

Si el preesforzado se aplica al acero o al concreto, su último objeto es doble: primero, inducir deformaciones y esfuerzos deseables en la estructura; segundo, equilibrar las deformaciones y esfuerzos indeseables. En el concreto preesforzado, el acero se prealarga con el fin de evitar un alargamiento excesivo bajo la carga de servicio, mientras que el concreto es precomprimido para evitar grietas bajo el esfuerzo de tensión. Así se obtiene una combinación ideal de los dos materiales. La utilidad básica del concreto preesforzado casi es autoevidente, pero su amplia explicación dependerá finalmente del desarrollo de nuevos métodos de diseño y ejecución, los cuales realzarán su economía con relación a tipos de estructuras con

vencionales.

#### PRINCIPIOS GENERALES DEL CONCRETO PREESFORZADO.

Una de las mejores definiciones del concreto preesforzado es la del Comité de Concreto Preesforzado del ACI (American Concrete Institute), (Instituto Americano de Concreto).

Podría agregarse que el concreto preesforzado, en el sentido general de la palabra, también puede incluir casos en donde los esfuerzos resultantes de las deformaciones internas se equilibran hasta cierto grado, tales como en la compensación de arco. Esta tesis, sin embargo, tratará esencialmente de las estructuras de concreto preesforzado tal como están definidas por el Comité de la ACI, y se limitará al preesforzado introducido por el tensionado o tensado del refuerzo de acero.

Pueden aplicarse tres diferentes conceptos para explicar y analizar el comportamiento básico de esta forma de concreto preesforzado. Es importante que un calculista o diseñador entienda los tres conceptos para que pueda proporcionar y diseñar las estructuras de concreto preesforzado con inteligencia y eficiencia. Esto se explicará como sigue:

**PRIMER CONCEPTO.**- El Preesfuerzo Transformará Al Concreto En Un Material Elástico. Este concepto considera al concreto como un material elástico y es probablemente aún el punto de vista más común entre los ingenieros. Se le acredita a Eugene Freyssinet haber visualizado al concreto preesforzado como esencialmente concreto, el cual es transformado de un material frágil en un material elástico por la precompresión que se le da. El concreto, que es

débil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime (generalmente, por acero bajo alto esfuerzo de tensión) de modo que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión. De este concepto nació el criterio de no esfuerzos de tensión. Generalmente, se cree que si no hay esfuerzo de tensión en el concreto, no puede haber grietas, y que el concreto ya no es un material frágil sino que se convierte en un material elástico.

Desde este punto de vista el concreto se visualiza - como sujeto a dos sistemas de fuerzas: el esfuerzo interior y la carga externa, con los esfuerzos de tensión debidos a la carga externa balanceados por los esfuerzos de compresión debidos al preesfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a las cargas se previene o - se demora por la precompresión producida por los tendones. Así, cuando no hay grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debidos a los dos sistemas de fuerzas se pueden considerar separadamente y superponer - si es necesario.

SEGUNDO CONCEPTO.- Preesfuerzo Para La Combinación - De Acero De Alta Resistencia Con Concreto. Este concepto - considera al concreto preesforzado como una combinación - de acero absorbiendo la tensión y, el concreto absorbiendo la compresión, así que los dos materiales forman un - par resistente contra el momento exterior (ver Fig. 2-4). Este es a menudo un concepto fácil para los ingenieros familiarizados con el concreto reforzado en el que el acero proporciona una fuerza de tensión y el concreto suministra una fuerza de compresión, formando las dos fuerzas un par con un brazo de palanca entre ellas. Pocos ingenieros consideran, sin embargo, que existe un comportamiento si-

milar en el concreto preesforzado.

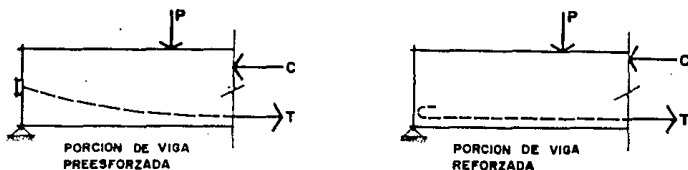


FIG. 2-4. MOMENTO INTERNO RESISTENTE EN VIGAS DE CONCRETO.

En el concreto preesforzado, se utiliza el acero de alta resistencia, el cual se tendrá que alargar una gran cantidad antes de que se utilice totalmente su resistencia. Si el acero de alta resistencia se ahoga únicamente en el concreto, como el refuerzo ordinario del concreto, el concreto circundante se agrietará seriamente antes de que se desarrolle la resistencia total del acero (ver Fig. 2-5). Por consiguiente, es necesario preestirar al acero con respecto al concreto. Preestirando y anclando al acero contra el concreto, producen esfuerzos y deformaciones deseables en ambos materiales: esfuerzos y deformaciones de compresión en el concreto, y esfuerzos y deformaciones de tensión en el acero. Esta acción combinada permite el empleo seguro y económico de los dos materiales, lo cual no se puede conseguir ahogando simplemente el acero en el concreto como se hace para el concreto reforzado ordinario. Hay casos aislados en los cuales se utilizó el acero de resistencia media como un refuerzo simple sin preesforzar, mientras que el acero estaba corrugado especialmente para la adherencia, con el objeto de distribuir las grietas. Este proceso evita los gastos del preestirar.



miento y alargamiento, pero no se puede aplicar al acero de alta resistencia ni tiene los efectos deseables de precomprimir el concreto y de reducir las deflexiones.

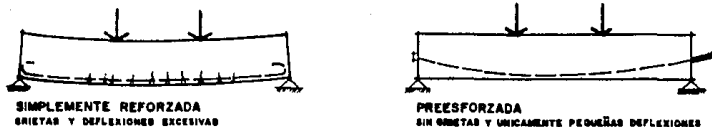


FIG. 2-5. VIGA DE CONCRETO UTILIZANDO ACERO DE ALTA RESISTENCIA.

Desde este punto de vista, el concreto preesforzado ya no es un tipo de diseño extraño. Más bien, es una extensión o modificación de las aplicaciones del concreto reforzado para incluir aceros de resistencia mayor. Desde este punto de vista, el concreto preesforzado no puede realizar milagros más allá de la capacidad de la resistencia de sus materiales. Si bien se puede ejercer mucho ingenio en el diseño apropiado y económico de las estructuras de concreto preesforzado, no hay ningún método absolutamente mágico para evitar la necesidad final de soportar un momento exterior por un par interno. Ese par resistente interior deberá ser suministrado por el acero en tensión y el concreto en compresión, ya sea concreto preesforzado o reforzado. Este concepto ha sido empleado para determinar la resistencia de ruptura de las vigas de concreto preesforzado y también es aplicable a su comportamiento elástico.

Una vez que el ingeniero tiene este punto de vista, entiende la similitud básica entre el concreto preesforza

do y el reforzado. Entonces desaparece mucha complejidad del preesforzado y el diseño del concreto preesforzado -- puede lograrse inteligentemente para no realizarlo andando a tientas entre un gran número de fórmulas complicadas y confusas.

**TERCER CONCEPTO.-** Preesforzado Para Lograr El Balance De Las Cargas. Este concepto visualiza el preesforzado primariamente como fue desarrollado esencialmente con anterioridad, aunque indudablemente ha sido utilizado por otros ingenieros en un grado menor.

En el diseño general de una estructura de concreto preesforzado, el efecto de preesforzado se visualiza esencialmente como el equilibrio de las cargas de gravedad para que así los miembros bajo flexión, tales como losas, vigas y vigas maestras no estén sujetos a esfuerzos de flexión bajo una condición de carga dada. Esto permite la transformación de un miembro en flexión en un miembro bajo esfuerzo directo y así se simplifica grandemente tanto el diseño como el análisis de estructuras que serían complicadas de otra manera.

La aplicación de este concepto requiere tomar el concreto como un cuerpo libre y reemplazar los tendones con fuerzas que actúan sobre el concreto.

#### CLASIFICACION Y TIPOS.

Las estructuras de concreto preesforzado pueden clasificarse de diversas maneras, dependiendo de sus características de diseño y construcción. Esto se discutirá como sigue.

**Preesforzadas Exteriormente o Interiormente.-** Interiormente, probablemente con acero de alta resistencia de

berá mencionarse que algunas veces es posible preesforzar una estructura de concreto ajustando sus reacciones exteriores como sucede en el método de compensación de arco, - en donde un arco de concreto es preesforzado aplicando -- los gatos contra sus estribos. Teóricamente, una viga simple de concreto también puede preesforzarse exteriormente con la aplicación de gatos en los lugares apropiados para producir compresión en las fibras inferiores y tensión en las fibras superiores (ver Fig. 2-6), evitando así aún el refuerzo de acero en la viga. Tal disposición es ideal, - sin embargo, no se puede obtener en la práctica fácilmente, porque, aún si se obtienen estribos favorables para tal objeto, la contracción y el escurrimiento plástico en el concreto pueden arruinar completamente las deformaciones artificiales a menos que puedan reajustarse. Además, - tal sitio probablemente se adaptaría mejor para un puente de arco.



FIG. 2-6. PREESFORZADO DE UNA VIGA DE CONCRETO SIMPLE AL COLOCAR GATOS CONTRA LOS ESTRIBOS.

Para una estructura estáticamente indeterminada, como una viga continua, es posible ajustar el nivel de los apoyos, insertando gatos, por ejemplo, para producir así las reacciones más deseadas (ver Fig. 2-7). Esto es práctico algunas veces, aunque debe recordarse que la contrac

ción y el escurrimiento plástico del concreto modificarán los efectos de tal presfuerzo y se deben tomar en cuenta o deberá ajustarse el presfuerzo de vez en cuando.

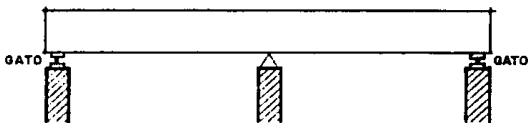


FIG. 2-7. PRESFUERZADO DE UNA VIGA CONTINUA APLICANDO GATOS EN SUS REACCIONES.

Presfuerzo Lineal o Circular.- El presfuerzo circular es un término aplicado a estructuras circulares presfuerzadas, tales como tanques redondos, silos y tubos, - en donde los tendones del presfuerzo están enrollados en círculo. Para distinguirlo del presfuerzo circular, el presfuerzo lineal se emplea a menudo para incluir todas las otras estructuras, como vigas y losas. Los tendones de presfuerzo en las estructuras presfuerzadas en forma lineal no son necesariamente rectos; pueden estar doblados o ser curvos, pero no dan vueltas alrededor en círculos como en el presfuerzo circular.

Pretensado y Postensado.- El término pretensado se emplea para describir cualquier método de presfuerzo en el cual se tensan los tendones antes de vaciar el concreto. Es evidente que los tendones deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o plataformas de esfuerzo en donde son tensados y se transfiere el esfuerzo al concreto después de que ha fraguado. Este procedi-

miento se utiliza en plantas de precolado o en laboratorios en donde existen plataformas permanentes para tal -- tensado; también se aplica en el campo en donde pueden -- ser construídos económicamente dichos cabezales o contrafuerzas. En contraste con el pretensado, el postensado es un método de preesfuerzo en el cual se tensa el tendón -- después de que ha endurecido el concreto, así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él inmediatamente -- después del preesfuerzo. Este método puede aplicarse a -- miembros precolados o colados en el lugar (in situ).

**Tendones Anclados En Los Extremos o No Anclados En Los Extremos.**— Cuando los tendones son postensados se anclan en sus extremos por medio de artificios mecánicos para transmitir el preesfuerzo al concreto. Tal clase de -- miembro se llama anclado en los extremos. Aunque muy rara vez, un miembro postensado puede tener sus tendones sujetos por la lechada o el mortero sin un anclaje mecánico -- en sus extremos. En el pretensado los tendones transmiten, por lo general, su preesfuerzo al concreto simplemente -- por su acción de adherencia cerca de los extremos. La -- efectividad de tal transmisión de esfuerzos está limitada a alambres y cables de diámetro pequeño. Recientemente se han producido anclajes para pretensado y permitir así el uso de tendones de diámetros menores.

**Tendones Adheridos y Sin Adherir.**— Tendones adheridos denotan aquellos que se adhieren al concreto circundante en toda su longitud. Los tendones no anclados en -- sus extremos pueden ser adheridos o no adheridos al concreto. En general, la adherencia de los tendones postensados se logra por la inyección subsecuente de la lechada;—

si no es adherido, el tendón deberá protegerse de la corrosión galvanizándolo, engrasándolo o por algún otro medio. Algunas veces los tendones adheridos se dejan a propósito sin adherir en ciertas proporciones de su longitud.

**Precolado, Colado En El Lugar (in situ), Construcción Mixta.**- El precolado implica la colocación del concreto lejos de su posición final, siendo colados los miembros ya sea en una planta permanente o en un lugar cercano al sitio de la estructura, y se levanta finalmente en la localización final. El precolado permite un mejor control de la producción en masa y a menudo es económico. El concreto colado IN SITU requiere más moldes y cimbras por unidad de producto, pero ahorra el costo del transporte y de erección, y es una necesidad para los miembros grandes y pesados. Entre estos métodos de construcción hay tramos de rampas o muros inclinados y losas de izar que se construyen en lugares cercanos o dentro de la estructura y son erigidos después a su posición final; no hay transporte para éstos. A menudo, es económico precolar parte de un miembro, erigirlo y colar después IN SITU la porción restante; este procedimiento se llama construcción mixta. -- Los elementos precolados en una estructura de construcción mixta pueden unirse más fácilmente que aquellos en una estructura del todo precolada. Por construcción mixta es posible ahorrar muchos de los moldes y de las cimbras que se requieren para una construcción de colado IN SITU total. Sin embargo, debe estudiarse la conveniencia de cada tipo con respecto a las condiciones particulares de una estructura determinada.

**Preesfuerzo Parcial o Total.**- Una distinción posterior entre los tipos de preesfuerzo se hace dependiendo -

del grado de preesfuerzo al cual se sujeta un miembro de concreto. Cuando un miembro se diseña para que bajo la carga de trabajo no existan esfuerzos de tensión, se dice que el concreto es completamente preesforzado. Si se produjeran algunos esfuerzos de tensión en el miembro bajo la carga de trabajo, entonces se dice que es preesforzado parcialmente. Para un preesfuerzo parcial se suministran frecuentemente varillas adicionales de acero medio para reforzar la parte en tensión. En la práctica, a menudo es difícil clasificar una estructura como preesforzada parcial o totalmente, puesto que mucho dependerá de la magnitud de la carga de trabajo usada en el diseño. Por ejemplo, los puentes de las autopistas en los Estados Unidos, siempre se diseñan para preesfuerzo total, aunque realmente están sujetos a esfuerzos de tensión al paso de los vehículos pesados. Por otra parte, las vigas de los techos diseñadas para preesfuerzo parcial nunca pueden estar sujetas a esfuerzos de tensión, puesto que las cargas vivas supuestas pueden no actuar nunca en ellas.

#### ETAPAS DE CARGAS.

Una de las consideraciones peculiares al concreto preesforzado es la pluralidad de etapas de carga a las cuales está sujeto frecuentemente un miembro o una estructura. Algunas de estas etapas de carga aparecen también en las estructuras no preesforzadas, pero otras existen solamente debidas al preesfuerzo. Para una estructura colada en el lugar el concreto preesforzado tiene que diseñarse para dos etapas por lo menos: la etapa inicial durante el preesfuerzo y la etapa final bajo las cargas exteriores. Para los miembros precolados tiene que investigarse una tercera etapa: la de maniobras y transporte. Du

rante cada una de estas etapas también hay diferentes periodos cuando el miembro o estructura puede estar bajo diferentes condiciones de carga. Analizándolas tenemos.

**ETAPA INICIAL.**- El miembro o estructura está bajo la acción del preesfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Esta etapa se puede subdividir -- aún más en los siguientes periodos, algunos de los cuales pueden ser poco importantes y consecuentemente se pueden eliminar en ciertos diseños o cálculos.

**Antes Del Preesfuerzo.**- Antes de que el concreto se preesfuerce es muy débil para soportar cargas, por lo que debe impedirse la falla de sus apoyos. Debe tomarse en -- cuenta la construcción del concreto si es que pudiera ocurrir. Cuando es deseable disminuir o eliminar las grietas en el concreto preesforzado, es muy importante el curado cuidadoso antes de la transferencia del preesfuerzo. Debe -- rá evitarse el secado o los cambios bruscos de temperatura. Las grietas pueden cerrarse o no por la aplicación -- del preesfuerzo, dependiendo ésto de muchos factores. Las grietas por contracción destruirán la capacidad del concreto para soportar esfuerzos de tensión y pueden ser ob-- jetables.

**Durante El Preesfuerzo.**- Esta es una prueba crítica para la resistencia de los tendones. A menudo, los tendones estarán sujetos al máximo esfuerzo de toda su vida en ese periodo. En ocasiones sucede que un alambre individual se puede romper durante el preesfuerzo debido a defectos de fabricación. Pero esta rotura raramente es de -- importancia, puesto que hay a menudo muchos alambres en -- un miembro. Si una varilla se rompe en un miembro con po--



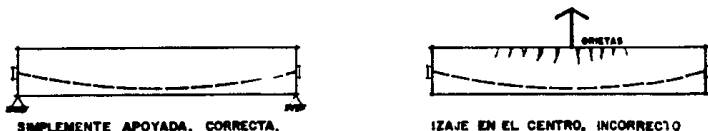
cas varillas, debe reemplazarse apropiadamente. Para el - concreto, las operaciones del preesfuerzo imponen una - - prueba severa en la resistencia de apoyo en los anclajes. Puesto que el concreto no tiene edad en este periodo mien- tras que el preesfuerzo está al máximo, es posible el - - aplastamiento de concreto en los anclajes si es de cali- dad inferior o si tiene burbujas o huecos de curado. Otra vez, el preesfuerzo asimétrico y concentrado de los tendo- nes puede producir sobreesfuerzos en el concreto. Por con- siguiente, el orden para preesforzar los diversos tendo- nes debe estudiarse previamente.

Durante La Transferencia Del Preesfuerzo.- Para los- miembros pretensados se consigue la transferencia del pre- esfuerzo en una operación y en un periodo corto. Para los miembros postensados, a menudo, la transferencia es gra- dual transfiriéndose el preesfuerzo de los tendones al - - uno por uno. En ambos casos no hay carga externa en el - - miembro, excepto su propio peso. Así el preesfuerzo ini- cial aún con una pequeña pérdida, impone una condición se- ria en el concreto y controla frecuentemente el diseño - - del miembro. Por razones económicas, el diseño de un miem- bro preesforzado, a menudo, toma en cuenta el peso del - - miembro mismo para mantener el efecto de combadura del - - preesfuerzo. Esto se hace con la suposición de una condi- ción dada de apoyo para el miembro. Si esa condición no - se realiza en la práctica puede aparecer la falla del - - miembro. Por ejemplo, el peso de una viga maestra prees- forzada, simplemente apoyada, se espera que ejerza un mo- mento positivo máximo en el centro del claro el cual equi- libra el momento negativo debido al preesfuerzo. Si la vi- ga es colada y preesforzada en terreno suave sin pedesta- les adecuados en los extremos, puede estar ausente el mo-

mento positivo esperado y el preesfuerzo puede producir esfuerzos excesivos de tensión en las fibras superiores de la viga, resultando una falla.

**Descimbrado y Retensado.**- Si un miembro se cuela y preesfuerza en el lugar, generalmente se convierte en autoportado durante o después del preesfuerzo. Así la cimbra puede removerse después del preesfuerzo y no se aplicará una nueva condición de carga en la estructura. Algunas estructuras de concreto son retensadas, esto es, preesforzadas en dos o más etapas. Deben estudiarse, entonces, los esfuerzos en las diferentes etapas de tensados.

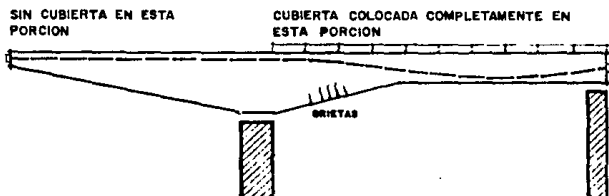
**ETAPA INTERMEDIA.**- En esta etapa intervienen el transporte y la erección. Ocurre solamente para miembros precolados cuando son transportados al lugar y erigidos en posición. Es altamente importante asegurar que los miembros estén apoyados y manejados apropiadamente todo el tiempo. Por ejemplo, una viga simple, diseñada para ser soportada en los extremos, se romperá fácilmente si se levanta por el centro. La Fig. 2-8 muestra la manera correcta de izar una viga preesforzada simple.



**FIG. 2-8. FALLA DE UNA VIGA DEBIDA AL MANEJO INADECUADO.**

No solamente durante la erección de la pieza misma, sino también cuando se agregan las cargas muertas super-

puertas, tales como techos, debe prestarse atención a las condiciones de apoyo y carga. Esto es cierto especialmente para un diseño en cantiliver, cuando una carga parcial puede resultar en una flexión más seria, que una carga total (ver Fig. 2-9).



**FIG. 2-9. AGRIETAMIENTO DE UNA VIGA DEBIDO A LA SECUENCIA ERRONEA DE AUMENTAR LA CARGA SUPERPUESTA.**

**ETAPA FINAL.**— Esta es la etapa en la que se aplican a la estructura las cargas reales de trabajo. Igual que para otros tipos de construcción, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas sobre diferentes porciones de la estructura con cargas laterales, tales como las fuerzas producidas por el viento y los sismos, y con cargas de deformación como las producidas por el asentamiento de los apoyos y los efectos de temperatura. Para las estructuras de concreto preesforzado, especialmente aquellas de tipo no convencional, a menudo es necesario investigar su agrietamiento y su carga de ruptura, su comportamiento bajo la carga real de sustentación, además de la carga de trabajo. Esto se discutirá a continuación.

**Carga De Sustentación.**— La flecha o deflexión de un-

miembro preesforzado bajo su carga real de sustentación - (la cual consiste a menudo en la carga muerta solamente)- es a menudo el factor principal en el diseño, puesto que el efecto del escurrimiento plástico por flexión agrandará finalmente su valor. Por consiguiente, es deseable limitar la flecha o deflexión bajo la carga de sustentación.

**Carga De Trabajo.**- Diseñar para la carga de trabajo es una comprobación de los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para soportar sobrecargas. Sin embargo un ingeniero familiarizado con la resistencia de las estructuras de concreto preesforzado puede diseñar a menudo los tipos y proporciones convencionales solamente con la base de -- los cálculos de la carga de trabajo.

**Carga De Agrietamiento.**- El agrietamiento en un miembro de concreto preesforzado significa un cambio brusco - en la adherencia y en los esfuerzos cortantes. Algunas veces es una medida de la resistencia a la fatiga. Para -- ciertas estructuras, como tanques y tubos, el principio - de las grietas presenta una situación crítica. Para las - estructuras sujetas a las influencias corrosivas, para -- los tendones sin adherencia en donde las grietas son más objetables o para las estructuras en donde el agrietamiento puede dar como resultado deflexiones excesivas, parece importante una investigación de la carga de agrietamiento.

**Carga De Ruptura.**- Las estructuras diseñadas con la base de esfuerzos de trabajo, puede no poseer siempre un margen suficiente para sobrecargas. Esto es cierto, por - ejemplo, en miembros de concreto preesforzado bajo cargas de tensión directa. Puesto que es deseable que una estructura tenga una capacidad mínima para sobrecargas, a menu-

do es necesario determinar su resistencia a la ruptura. - En general, la resistencia a la ruptura de una estructura está definida por la carga máxima que pueda soportar antes del colapso. Sin embargo, antes de que se enlace esta carga, pueden haberse desarrollado fallas permanentes de algunas partes de la estructura. Aunque cierta resistencia más allá del punto crítico (deformación permanente) - puede servir como garantía adicional contra el colapso total, algunos Ingenieros consideran inútil tal resistencia y prefieren diseñar sobre la base de resistencia útil en vez de resistencia a la ruptura. Sin embargo, la resistencia a la ruptura se calcula más fácilmente y por lo común es más aceptada como un criterio para el diseño.

Además de las condiciones normales de carga expuestas antes, algunas estructuras pueden estar sujetas a cargas repetidas de magnitud apreciable, lo cual puede resultar en fallas por fatiga. Algunas estructuras pueden estar bajo cargas pesadas de larga duración, resultando de formaciones excesivas debidas a la deformación plástica, - mientras que otras pueden estar bajo tales cargas ligeras exteriores que la flecha producida por el preesfuerzo puede llegar a ser demasiado pronunciada a medida que pasa - el tiempo. Aún otras pueden estar sujetas a vibraciones - indeseables bajo una carga de impacto o bajo la acción de sismos, la capacidad de absorción de energía del miembro, como lo indica su ductilidad, puede ser de primera importancia. Estas son condiciones especiales que el ingeniero debe considerar para su caso particular.

La discusión anterior nos da un esquema de los problemas relativamente nuevos y complejos que se encuentran en el diseño del concreto preesforzado en comparación con

las estructuras de concreto reforzado. Es infortunado que el diseño del concreto preesforzado sea más complicado, - pero la dificultad de ningún modo es excesiva. Deben entenderse y resolverse los nuevos problemas. La ignorancia de la situación puede resultar en fallas trágicas, como - ha sido experimentado por los practicantes descuidados en casi todos los campos nuevos de la investigación.

Con alguna experiencia en el diseño, muchas de las - etapas de carga mencionadas arriba se eliminan automáticamente al considerarlas por simple inspección. Los cálculos en realidad, se tienen que hacer sólo para una o dos de las condiciones principales. Además, como se puede investigar, los cálculos se pueden simplificar grandemente - si se escogen los métodos correctos de aproximación y análisis. Como una observación diremos que el ingeniero que menosprecia las complicaciones del diseño de concreto preesforzado encontrará problemas más allá de lo que esperaba, mientras que la mayoría de los ingenieros verán que - no es tan difícil como se lo imaginaban.

**C A P I T U L O    I I I**

**COMPARACION DE METODOS  
TRADICIONALES DE DISEÑO  
VS.  
METODOS DE  
PRESFUERZO**

Para la elección del tipo de estructura, de cualquier obra, es necesario tomar en cuenta diversos factores, siendo algunos de éstos, la economía, técnica de ejecución, correcto funcionamiento y conservación, de tal manera que entre todos estos factores se garantice la seguridad de la misma, así como la mayor vida útil y eficiencia.

Para efectuar la elección del tipo de estructura, es necesario comparar dos o más alternativas para solucionar la necesidad establecida. Es importante aclarar que todas las alternativas deben garantizar la seguridad de la obra. A cada alternativa se le conoce como anteproyecto.

Para realizar cada anteproyecto, se requiere la evaluación aproximada de las cantidades de materiales que lo componen, lo cual se logra diseñando de modo muy general la estructura en cuestión, bajo las condiciones de carga a que será sometida durante sus fases de construcción y de servicio.

Es importante aclarar, que no siempre el factor económico es el que determina la alternativa más adecuada para solucionar el problema. Así pues, es frecuente encontrar dos o más anteproyectos que presenten costos similares, pero entre los cuales, uno de ellos, tiene un tiempo de ejecución mucho menor, o bien se realiza bajo un sistema constructivo más sencillo. Así mismo, en ocasiones se presentan casos opuestos, es decir, que por la importancia de la obra, el factor determinante es el tiempo, sin-



importar que la solución que llena este concepto, sea la de mayor costo.

En resumen, aún cuando en toda estructura se pretende de un modo general obtener Seguridad y Economía, en ese orden, en ocasiones el factor económico puede ser -- reemplazado por el tiempo de ejecución, método constructivo o estética general, dependiendo siempre del tipo de estructura de que se trate o de las necesidades del cliente o proyectista.

#### CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS.

Aún cuando se recomienda que si la capacidad del tanque no llegue a  $100 \text{ m}^3$ , lo más probable es que cueste menos un tanque circular de concreto reforzado que un preesforzado; para capacidades mayores, habrá que considerar la posibilidad de que el tanque se construya de concreto-preesforzado.

Desde el punto de vista de funcionamiento estructural y de consumo de materiales, es más eficiente un tanque circular que uno rectangular.

Es necesario analizar y diseñar estructuralmente, todas y cada una de las partes estructurales del proyecto a ejecutar, de un tanque de gran capacidad ( $50,000 \text{ m}^3$ ); pero sólo enfocaremos para este caso, las paredes, por ser los elementos estructurales más importantes de los tanques de este tipo. La cimentación, sería similar en tiempo y costo para todos los casos, dependiendo principalmente de un eficiente estudio de mecánica de suelos del lugar de ubicación; así mismo sería para el caso de la cubierta, contemplada en este caso sólo para actuar en condiciones de servicio, como losa de azotea.

Debido al avance tecnológico e industrial que se ha alcanzado actualmente, en cuanto a las estructuras de concreto, es evidente que la solución se incline hacia los elementos prefabricados, ya sean pretensados, postensados, la combinación de ambos, o bien a base de concreto reforzado.

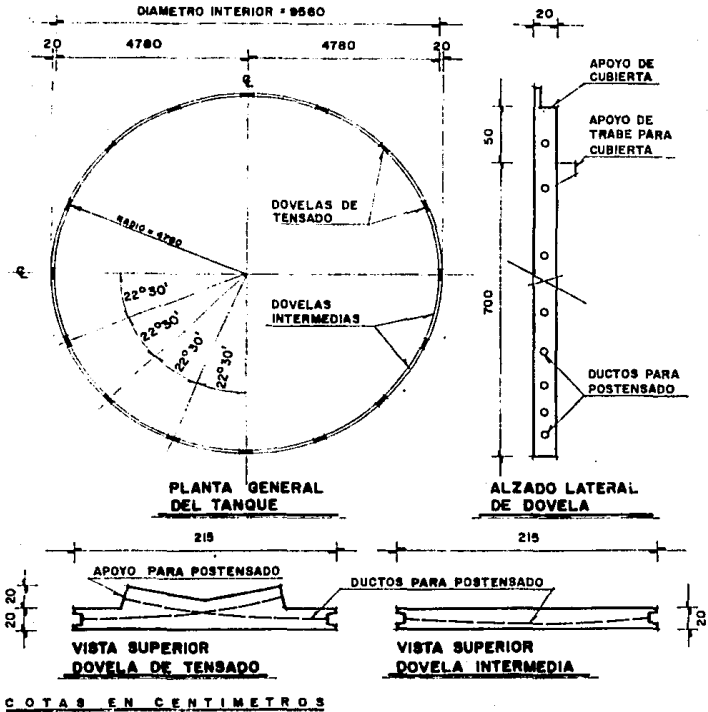
En base a lo anterior, proponemos dos diferentes alternativas de tanques, de igual capacidad, pero diferentes características constructivas, quedando como sigue:

#### ANTEPROYECTO No. 1

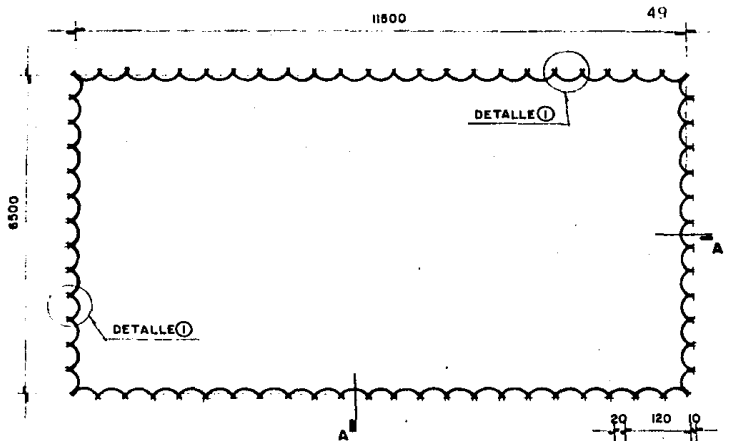
Tanque circular, a base de dovelas de concreto prefabricado, pretensado, con todas las preparaciones necesarias para, en una segunda etapa, llevar a cabo el proceso de postensado. (Ver dibujo hoja No. 48).

#### ANTEPROYECTO No. 2

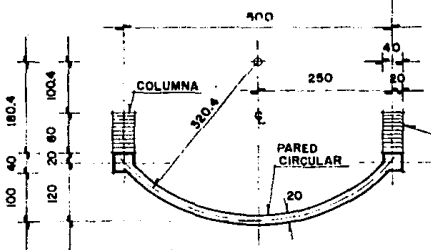
Tanque rectangular de concreto armado, colado en sitio, con paredes en forma de bóveda invertida para mayor área de contacto con la zona de empuje del líquido. (Ver dibujo hoja No. 49).



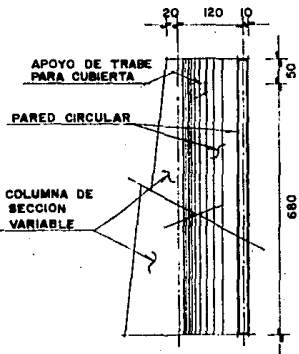
ANTEPROYECTO NO. I



**PLANTA GENERAL DEL TANQUE**



**DETALLE ①  
VISTA SUPERIOR**



**SECCION-A  
ALZADO**

**COTAS EN CENTIMETROS**

### CARACTERISTICAS DE TIEMPO.

Las características de tiempo en cualquier proyecto, son de vital importancia, ya que, en ocasiones, esto es - un factor que determina, o no, la elección del mismo.

En ocasiones esta elección se debe principalmente a fines políticos, no importando en un momento dado el factor económico o de tiempo, que quedan relegados a un segundo plano.

En algunas ocasiones, este tipo de obra forma parte de la infraestructura de un sistema de conducción de agua potable, por lo que tienen que ser construídos en lugares muy abruptos; lejos de los poblados y con escasos recursos, tanto humanos como naturales y con dificultades de acceso, por lo que son necesarios, la instalación de campamentos y abertura de brechas, implicando ésto, que su proceso de construcción se incremente considerablemente - en tiempo y por consecuencia en su costo.

Lo anterior no afecta mucho el caso del proyecto en cuestión, pues su ubicación está considerada dentro de la zona urbana, con accesos en buena medida y recursos humanos al alcance de la obra.

Para la elaboración de proyectos de cualquier tipo - se requiere de un tiempo considerable, ya que, se deben estudiar todos los problemas que representa el mismo, como podrían ser en primer término, la necesidad de la obra a realizar, un estudio socioeconómico, capacidad económica para llevarlo a cabo; estudios técnicos como; el de Me cánica de Suelos, Diseño Estructural, además del aspecto arquitectónico de ser necesario.

Por otro lado y aceptado lo anterior, se definirán -

los sistemas constructivos, programas de obra, presupuestos actualizados y detalles finales del proceso.

Es muy común, que los primeros esbozos del proyecto surjan ideas erróneas en relación a la concepción final del proyecto, por lo que los encomendados a estos menesteres, deberán ser profesionistas con experiencia y especialistas en la materia.

Afortunadamente, nuestro país cuenta con una gran cantidad de personal técnico-administrativo capaz de llevar a cabo obras de ésta y mayor magnitud, además de contar con la infraestructura necesaria, por parte de empresas particulares, para la realización de este tipo de proyectos, pues se da el caso en tiempos actuales, que tenemos capacidad en México inclusive de exportar nuestra Tecnología a países con menos recursos como lo son Centro y Sudamérica.

Cabe mencionar que este tipo de obras es exclusivamente participación económica, ya sea de los gobiernos de los estados o por parte del gobierno federal, teniendo en cuenta que son obras en beneficio de las comunidades, tal es el caso de poblaciones, como el Distrito Federal, el cual cuenta con gran cantidad de obras de este tipo, y aún tiene un enorme deficit de las mismas, además del Estado de México, que sufre los problemas de conurbación con el propio Distrito Federal.

Tomando muy en serio estos problemas, el Gobierno del Estado de México, en combinación con el Gobierno Federal han llevado a cabo proyectos de gran envergadura, entre los que se encuentran plantas potabilizadoras, tanques reguladores, sistemas de bombeo y rebombeo, que entregan a la zona Metropolitana grandes caudales de agua -

potable, depositándola en sus redes de distribución y poniéndola al alcance tanto de la población como de las industrias.

Los esfuerzos del Gobierno del Estado de México han sido inquebrantables, por lo que atendiendo a las demandas de sus pobladores, principalmente de los municipios conurbados con el Distrito Federal, lleva a cabo una secuencia de proyectos a realizar a futuro, de acuerdo a las posibilidades económicas del mismo Estado.

Actualmente se encuentra en funcionamiento la planta potabilizadora Cutzamala, la cual entrega al área Metropolitana un caudal aproximado de  $3 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , contando con una titánica conducción, además de un sistema de bombeo a la altura del Monte de las Cruces, consecuentemente el sistema obliga a tener dispositivos de captación y regulación, por lo que el Tanque Naucalpan con una capacidad de  $50,000 \text{ m}^3$  y ubicado en los límites con el municipio de Huixquilucan, cumple una de estas funciones y es a su vez el objetivo a desarrollar en la presente Tesis.

Evaluando las cantidades de materiales que participan en cada uno de los anteproyectos mencionados en apartado anterior, tenemos los siguientes resultados:

#### ANTEPROYECTO No. 1

Materiales necesarios para la construcción de sus paredes. (Ver Tabla siguiente página).

ELEMENTO	CANTIDAD (PZAS)	DIMENSIONES (MTS)	MATERIALES NECESARIOS PARA LA FABRICACION					
			CONCRETO (M <sup>3</sup> )	ACERO DE REFUERZO (Kg)	DUCTO ENGARGOLADO 3" (MTS)	PREESFUERZO INCLUYE POSTENSADO (Kg)	CIMBRA METALICA (M <sup>2</sup> )	ACCESORIOS DE APOYO (PZA)
1- DOVELA INTERMEDIA DE CONCRETO $f'_c=350\text{Kg/cm}^2$ CON ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$ , ACERO DE PREESFUERZO G-270 (CAMESA), Y DUCTO ENGARGOLADO.	112	7.20 x 2.15 x 0.20	346.8	13,406.00	8,428.00	PRETENSADO 10,224.00 POSTENSADO 27,476.00 TOTAL 37,700.00	SOLO EN LDS COSTADOS 365.12	
2- DOVELA DE TENSADO DE CONCRETO $f'_c=350\text{Kg/cm}^2$ CON ACERO DE REFUERZO $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$ , ACERO DE PREESFUERZO G-270 (CAMESA), DUCTO ENGAN- GOLADO Y ACCESORIOS DE APOYO COMO PREPA- RACIONES PARA POS- TENSADO.	16	7.20 x 2.15 x 0.20	52.5	5,992.00	1,988.00	PRETENSADO 1,461.00 POSTENSADO 5,130.00 TOTAL 6,591.00	99.20	560
3- CASTILLOS DE CONCRETO $f'_c=200\text{Kg/cm}^2$ Y ACERO DE REFUERZO ----- $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$ .	128	7.20 x 0.20 x 0.196	5.02	2,894.00	896.00	POSTENSADO 2,921.00	358.40	

NOTA: SE CONSIDERAN SOLO LAS PAREDES.



Para la fabricación de dovelas se requiere de la infraestructura, que brindan las empresas prefabricadoras, - que en ocasiones, pueden ser plantas móviles, dependiendo de la producción de elementos por fabricar, además de analizar los costos y contemplar su rentabilidad, definiendo de esta manera, si se puede o no, fabricar en el lugar.

El proyecto en cuestión, no amerita la instalación - de una planta móvil, por lo que el tiempo de fabricación - de dovelas se calculará, fabricadas en la o las plantas - de las empresas contratadas.

#### EVALUACION DEL TIEMPO DE FABRICACION DE DOVELAS.

##### DOVELA SENCILLA.

Considerando que en el año se trabajan 292.83 Jor. - debido a los días no laborables como: domingos, días festivos por ley y por costumbre y vacaciones, tenemos que:

Cantidad de elementos      112 Pzas.  
 rend.                              10 Pzas./Jor.  
 Tiempo Inicial  
 $TI = 112 \text{ Pzas.} / (10 \text{ Pzas./Jor.}) = 11.2 \text{ Jor.}$   
 Tiempo Efectivo  
 $TE = \frac{365 \times 11.2}{292.83} = 13.96 \text{ Jor.} = 0.465 = 0.5 \text{ mes.}$

##### DOVELA DE TENSADO.

Cantidad de elementos      16 Pzas.  
 rend.                              8 Pzas./Jor.  
 Tiempo Inicial  
 $TI = 16 \text{ Pzas.} / (8 \text{ Pzas./Jor.}) = 2 \text{ Jor.}$   
 Tiempo Efectivo  
 $TE = \frac{365 \times 2}{292.83} = 2.49 \text{ Jor.} = 0.08 = 0.10 \text{ mes.}$

Tiempo Efectivo de Fabricación de Dovelas

$$TEF = 0.50 + 0.10 = 0.60 \text{ mes.}$$

EVALUACION DE TIEMPOS DE TRANSPORTE.

Se transportan aproximadamente 8 Pzas./Jornada, utilizando un tractocamión de 30 Ton. además de considerar - las maniobras de carga y descarga, utilizando grúa de 20-Ton. por lo que:

Cantidad de elementos 128 Pzas.

Tiempo Inicial

$$TI = 128 \text{ Pzas.} / (8 \text{ Pzas./Jor.}) = 16 \text{ Jor.}$$

Tiempo Efectivo de Transporte

$$TET = \frac{365 \times 16}{292.83} = 19.94 \text{ Jor.} = 0.66 \text{ mes.}$$

EVALUACION DE TIEMPOS DE MONTAJE DE DOVELAS.

Con una cuadrilla de un oficial montador + cuatro -- ayudantes, además de una grúa de 20 Ton., montan 15 Pzas./Jor.

Cantidad de elementos 128 Pzas.

Tiempo Inicial

$$TI = 128 \text{ Pzas.} / (15 \text{ Pzas./Jor.}) = 8.53 \text{ Jor.}$$

Tiempo Efectivo de Montaje

$$TEM = \frac{365 \times 8.53}{292.83} = 10.63 \text{ Jor.} = 0.35 \text{ mes.}$$

EVALUACION DE TIEMPOS DE COLADO DE CASTILLOS.

Para esta actividad consideramos el habilitado, colocación y encintado de coples de ductos, por lo que una cuadrilla de un oficial + 4 ayudantes rinden 5.75 m./Jor. y si tenemos 128 castillos de altura igual a 7.20 mt. y uti

lizando 20 cuadrillas tenemos el siguiente resultado:

Cantidad 128 Pzas. x 7.20 mt. = 921.6 mt.

Tiempo Inicial

TI =  $921.6 \text{ mt.} / (5.75 \text{ m./Jor.}) = 160.28 \text{ Jor.}$

Tiempo Efectivo de Colado

TEC =  $\frac{365 \times 160.28}{292.83} = 199.8 \text{ Jor.} = 6.66 \text{ mes}/20$

= 0.33 mes.

#### EVALUACION DE TIEMPO DE POSTENSADO DE CABLES DE PRE-ESFUERZO.

Esta operación incluye el habilitado, cabeceo y ensartado de cables, trabajo que se realiza con una cuadrilla de un oficial tensador + tres oficiales + ocho ayudantes con un rendimiento de 555 Kg./Jor., si tenemos ----- 35,527.0 Kg. de cable de preesfuerzo para postensado y -- utilizando 4 cuadrillas tenemos:

Tiempo Inicial

TI =  $35,527 \text{ Kg.} / (555 \text{ Kg./Jor.}) = 64.01 \text{ Jor.}$

Tiempo Efectivo de Postensado

TEP =  $\frac{365 \times 64.01}{292.83} = 79.79 \text{ Jor.} = 2.65 \text{ mes}/4$

= 0.66 mes.

#### EVALUACION DE TIEMPO DE INYECCION DE LECHADA DE CEMENTO EN DUCTOS.

Utilizando una cuadrilla de un oficial + dos ayudantes con un rendimiento de 320 mt./Jor., además de incluir el corte de puntas de cables y el resane de apoyos tenemos que, utilizando 3 cuadrillas:

Cantidad de ductos por lechadear 11,312 mt.

Tiempo Inicial

$$TI = 11,312 \text{ mt.} / (320 \text{ mt./Jor.}) = 35.35 \text{ Jor.}$$

Tiempo Efectivo de Lechada

$$TEL = \frac{365 \times 35.35}{292.83} = 44.06 \text{ Jor.} = 1.47 \text{ mes}/3$$

$$= 0.49 \text{ mes.}$$

Las evaluaciones de tiempo están ligadas de acuerdo a un proceso constructivo, en el que intervienen tanto material humano como herramienta y equipo.

Dentro de la fabricación de dovelas prefabricadas interviene, como se menciona con anterioridad, toda la infraestructura de una empresa, prefabricadora establecida.

Para efectuar el transporte, regularmente se requiere de tractocamiones, por lo que en la mayoría de las ocasiones se solicita la cooperación de las autoridades de -tránsito locales y en ocasiones de la Policía Federal de Caminos.

El proceso de montaje, colado de castillos, postensado e inyección de lechada, conjuntan lo que se llama Trabajo de Campo, en el cual intervienen tanto material humano como equipo mayor y menor.

Entre el equipo mayor lo más elemental se considera una grúa (casi siempre de 20 Ton. para estos trabajos), -por ser una herramienta muy versátil; dentro del equipo -menor podemos mencionar: el gato y bomba de tensado, equipo de corte de acetileno, vibrador, bomba centrífuga, revolvedora, entre otros, además de la herramienta personal de cada trabajador.

Si consideramos dentro de un orden todas y cada una de las actividades, podremos establecer un programa de --

obra. Este programa se plantea de la forma más sencilla, como lo es el Programa de Barras. No necesariamente son los tiempos efectivos evaluados los que representan, ya que el proceso en ocasiones, por ser consecutivo altera los tiempos efectivos de algunas actividades. (Ver Programa de Barras, siguiente hoja).

De acuerdo al programa de Obra (Programa de Barras), la actividad No. 1, evaluada en un tiempo de 0.60 mes, en condiciones normales de trabajo, no repercute en alguna alteración de costo, consecuentemente la actividad No. 2, cumple en tiempo, estableciendo un puente entre la actividad No. 1 y la No. 3 sin ninguna alteración.

La actividad No. 3 no se puede variar ni en más ni en menos, por los siguientes motivos; si se tratara de recortar tiempos, se necesitaría contratar otro equipo mayor, como es la grúa, siendo éste un equipo muy costoso, por otro lado el alargar el tiempo de duración de la partida, implicaría un horario mayor de este mismo equipo, lo cual repercute también en el costo. Cabe mencionar que el problema es de equipo mayor, no de personal especializado.

Una de las actividades importantes es la No. 4, considerando que de ésta depende en gran medida el inicio de la siguiente, aunque en el trayecto del proceso de ésta (No. 4) se puede ir desarrollando la No. 5, en cuanto a sus trabajos preliminares como serían, habilitado y cabeceado, no así el ensartado, pues para esto se requiere que se hayan concluido algunos tramos. Por lo que corresponde a la aplicación del preesfuerzo, en ésta misma actividad (No. 5), deberá efectuarse al término de la actividad No. 4, ya que se hayan instalado en su totalidad to-

### PROGRAMA DE BARRAS

A C T I V I D A D	M            E            S            E            S			
	1	2	3	4
	_ _ _ _	_ _ _ _	_ _ _ _	_ _ _ _
1.- FABRICACION DE DOVELAS CON TODAS LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA ETAPA DE POSTENSADO.	▨			
2.- TRANSPORTE DE DOVELAS PREFABRICADAS DE LA PLANTA DE FABRICACION AL LUGAR DE CONSTRUCCION DEL TANQUE.	▨			
3.- MONTAJE DE DOVELAS PREFABRICADAS, INCLUYE: ALINEAMIENTO Y PLOMEADO.	▨			
4.- COLADO DE CASTILLOS, CON TODAS LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA ETAPA DE POSTENSADO.	▨			
5.- POSTENSADO DE CABLES, INCLUYE: HABILITADO, CABECEADO Y ENSARTADO DE CABLES DE PREESFUERZO.		▨		
6.- INYECCION DE LECHADA DE CEMENTO EN PROPORCION 1:1.3 EN DUCTOS CON CABLES POSTENSADOS.		▨		

LA DURACION TOTAL SERA DE 2.2 MESES

dos los castillos, pudiéndose atacar en cuatro frentes, - no existiendo problema en la variación de costo por la -- utilización del equipo menor, como podrían ser principalmente los gatos y bombas de tensado.

Como cierre tenemos la actividad No. 6, que también se podrá atacar en dos o más frentes (aquí se consideran sólo tres). Esta actividad deberá iniciarse con la terminación de la No. 5, pues no se puede inyectar la lechada junto con la actividad anterior debido a que por los efectos de tensado, la estructura en general sufre movimientos diferenciales de considerable importancia que pueden estropear en buen medida el resultado esperado de la actividad en cuestión.

Por todo lo anterior, observamos de nueva cuenta el Programa de Barras anterior.

De esta forma definimos la evaluación de tiempos del Anteproyecto No. 1, correspondiente al tanque circular -- con sistemas de presfuerzo.

#### ANTEPROYECTO No. 2

Materiales necesarios para la construcción de sus paredes. (Ver tabla siguiente hoja).

ELEMENTO	CANTIDAD (PZAS)	DIMENSIONES (MTS)	MATERIALES NECESARIOS PARA LA FABRICACION				
			CONCRETO (M <sup>3</sup> )	ACERO DE REFUERZO (Kg)	CIMBRA (M <sup>2</sup> )	ALAMBRE (Kg)	ADITIVO R.R. 3.5 Lit/m <sup>3</sup> (Lit)
1: PAREDES DE CONCRETO f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> Y ACERO DE REFUERZO fy=4200Kg/cm <sup>2</sup> A BASE DE MODULOS SEMI- CIRCULARES TIPO BOVEDA INVERTIDA.	72	VER ANTEPROYECTO No. 2	588.60	30,804.00	5,886.00	1,540.20	2,060.10
2: COLUMNAS DE CONCRETO f'c=200Kg/cm <sup>2</sup> Y ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm <sup>2</sup> DE SECCION VARIABLE.	76	VER ANTEPROYECTO No.2	182.40	30,783.00	1,141.00	1,539.15	638.40

NOTA: SE CONSIDERAN SOLO LAS PAREDES.



Debemos de tener muy en cuenta que en el caso del -- concreto colado en el lugar, la cimbra juega un papel muy importante, ya que se debe utilizar solamente la necesaria, de tal forma que su depreciación se tendrá que prorratear en el total de metros cuadrados por cimbrar en la misma obra, ya que es muy difícil que se contraten continuamente obras con estas mismas características, y el almacenar la cimbra no es costeable.

Por otro lado la elección del tipo de Cimbra es de -- la misma importancia, principalmente por el número de -- usos que se le pueda dar a ésta. Para tal efecto al proyectista le corresponde llevar a cabo un estudio minucioso de las características tanto geométricas como del proceso de cimbrado y descimbrado de los elementos de concreto por fabricar.

Existen principalmente dos tipos de Cimbra bien definidos.

La Cimbra de Madera, cuyo uso dentro de la industria de la construcción, se puede considerar de gran nobleza, -- debido a su versatilidad y fácil manejo, además que su recuperación para diferentes tipos de moldeado es muy aceptable.

Por otro lado, la madera nos brinda otras ventajas, -- principalmente por su gran variedad de cortes, con los -- cuales podemos jugar de tal forma que se pueden obtener -- acabados aparentes de muy buena calidad y en una gran gama de formas y dimensiones muy amplias. Su desventaja es -- triba en su durabilidad, pues bien conocido es que sus -- usos no son los que deseáramos, creándose así un material de costo muy elevado para este tipo de obra.

La Cimbra Metálica, para este tipo de obra es muy recomendable, por la continuidad de formas que nos representa la obra, además que su durabilidad la podemos evaluar en muchos usos, tantos como, mantenimiento se le esté dando.

Para el diseño y uso de este tipo de cimbra se deben de considerar dos factores muy importantes, siendo el primero, el diseño de la cimbra, en cuanto a su maniobrabilidad, porque por ejemplo, no se puede hacer una cimbra que sea muy pesada, pues requeriría de equipo pesado (grúa) - para su instalación, por otro lado debemos de tener en -- cuenta su ensamble y desensamble, que no nos ocasione ningún problema. Un punto muy importante es el prorrateo en -- cuanto al número de usos, porque no sería costeable que - al final de la obra sobrarian cimbbras en condiciones buenas de uso.

De acuerdo a las consideraciones anteriores de cim--bra, la elección para este tipo de obra, se inclina por - la Cimbra Metálica, pero estudiando adecuadamente la cantidad de cimbra, de tal forma que no aumente la duración de la obra, por tener poca cimbra, o en su defecto tener una gran cantidad de cimbra, como sobrante al fin de la - obra. Equilibrando los dos puntos observados, este tipo - de Cimbra Metálica, debe de darnos los mejores resultados tanto de acabados como de economía.

Adelantándonos un poco a la evaluación de tiempos de las actividades del antenproyecto podemos definir de acuerdo a estadísticas que, los usos que se le pudieran dar a los dos tipos de cimbbras serían los siguientes:

CIMBRA DE MADERA            de 3 a 12 usos.

CIMBRA METALICA de 60 a 70 usos.

Esto en condiciones normales de trabajo.

Mencionando la colocación del concreto, es importante definir desde su elaboración, transporte y la misma colocación. El concreto como es de suponer debe de ser de muy alta calidad, por lo que para obtener ésta, usaremos concreto Premezclado, solucionando de esta forma el problema de fabricación y transporte, aprovechando las ventajas que brindan las compañías premezcladoras, a tal caso, sometemos su colocación, ya que estas mismas premezcladoras, brindan servicio de colocación a través de sus equipos de bombeo que salvaría los problemas de altura y distancia en medida considerable. Cabe mencionar que la colocación de concreto se efectuará a través de tubería flexible en la punta (trompa de elefante), para evitar la caída del concreto de gran altura y no permitir que los agregados gruesos se nos precipiten al fondo de los elementos por colar, consiguiendo colocar un concreto homogéneo de gran calidad.

Considerando los puntos anteriores, evaluaremos los tiempos de las actividades que participan en el anteproyecto No. 2.

#### EVALUACION DE TIEMPO DE HABILITADO DE ACERO EN MUROS.

Con una cuadrilla de un oficial fierrero + ayudante, el rendimiento es igual a 0.21 Ton./Jor.

Cantidad de acero 61.6 Ton.

Tiempo Inicial

TI =  $61.6 \text{ Ton.} / (0.21 \text{ Ton./Jor.}) = 293.34 \text{ Jor.}$

Tiempo Efectivo de Habilitado de Acero

$$TEHA = \frac{365 \times 293.34}{292.83} = 365.63 \text{ Jor.} = 12.19 \text{ mes.}$$

Utilizando 4 cuadrillas

Tiempo Efectivo de Habilitado de Acero

$$TEHA = \frac{12.19}{4} = 3.05 \text{ mes.}$$

#### EVALUACION DE TIEMPO DE CILBRADO Y DESCILBRADO.

Con una cuadrilla de dos oficiales + tres ayudantes,  
rinden  $27 \text{ m}^2/\text{Jor.}$

Cantidad de cimbra  $7,027.0 \text{ m}^2$ .

Tiempo Inicial

$$TI = 7,027 \text{ m}^2 / (27 \text{ m}^2/\text{Jor.}) = 260.3 \text{ Jor.}$$

Tiempo Efectivo de Cimbrado

$$TEC = \frac{365 \times 260.3}{292.83} = 324.4 \text{ Jor.} = 10.81 \text{ mes.}$$

Utilizando 3 cuadrillas

Tiempo Efectivo de Cimbrado

$$TEC = \frac{10.81}{3} = 3.60 \text{ mes.}$$

#### EVALUACION DE TIEMPO DE COLOCACION DEL CONCRETO.

Esta actividad incluye el vibrado y curado.

Con una cuadrilla de tres oficiales + ocho ayudantes,  
rinden  $60 \text{ m}^3/\text{Jor.}$

Cantidad de concreto  $771.0 \text{ m}^3$ .

Tiempo Inicial

$$TI = 771.0 \text{ m}^3 / (60 \text{ m}^3/\text{Jor.}) = 2.85 \text{ Jor.}$$

Tiempo Efectivo de Colocación del Concreto

$$TECC = \frac{365 \times 2.85}{292.83} = 16.21 \text{ Jor.} = 0.53 \text{ mes.}$$

Podemos observar que se presenta una situación ilógica, tomando cada una de las actividades en forma independiente, además de considerar una sola cuadrilla para su realización, por lo que ahí mismo evaluamos la cantidad de cuadrillas a participar para reducir tiempos.

Esta reducción de tiempos depende como ya se mencionó con anterioridad, específicamente de la cimbra, de acuerdo a su costo, rendimiento y usos.

Para la elaboración de la Cimbra Metálica, se utilizan materiales laminados de fierro comercial como son, placa en diferentes calibres, soleras, ángulos y varillas lisas redondas, también en diferentes medidas y calibres. Por supuesto este material representa un costo elevado tanto en el suministro como en su mano de obra y debido a esto se trata de utilizar o fabricar las piezas menos posibles. Haciendo una evaluación entre la superficie a cimbrar y el número de usos, tenemos lo siguiente:

Si la Cimbra Metálica la depreciamos en un promedio de 70 usos y en general la cimbra cubre una superficie de  $3.75 \times 5.45 = 20.44 \text{ m}^2$ . (haciendo módulos por mitad de la altura de una bóveda invertida), en una sola cara.

$$1 \text{ módulo cimbra } 20.44 \text{ m}^2 \cdot x 70 \text{ usos} = 1,430.8 \text{ m}^2 / \text{mod.}$$

$$\text{Entonces } 7,027.00 \text{ m}^2 / 1,430.8 \text{ m}^2 / \text{mod.} = 4.91 \text{ módulo.}$$

Utilizaremos 4 módulos ya que el módulo tendrá que aparearse.

Regresando a la evaluación de tiempos, tenemos que una cuadrilla cimbra  $27 \text{ m}^2 / \text{Jor.}$ , utilizaremos 3 cuadrillas y aplicaremos aditivo de R.R. al concreto para su pronto descimbrado, considerando además que son elementos verticales los que se colarán.

De esta manera elaboramos nuestro Programa de Tiempos, ajustando las actividades de acuerdo a sus condiciones de tiempo en función de las cuadrillas que se utilizan y en consecuencia planteamos nuestro Programa de Barras. (Ver Programa de Barras, siguiente hoja).

Considerablemente se nota la diferencia en tiempos entre los dos anteproyectos, diferencia que se establece en un 63.6% de más duración del Anteproyecto No. 2.

Evidentemente a menor tiempo, menor costo, al menos sería lo lógico, aunque esto se determina llevando a cabo un estudio de Análisis Económico.

Es importante como ya se mencionó, el visualizar los diferentes tipos de anteproyectos, así como las prioridades para la realización de este tipo de obras y evaluar el aspecto tiempo, con todos los imponderables que la misma pueda acarrear, para lo cual, se debe de contar con personal técnico administrativo, experimentado especialmente y capaz.

Bien sabido es, que cada obra, de cualquier índole y tipo, lleva consigo infinidad de problemas, que en ocasiones al proyectista no le es posible visualizar en el trabajo de gabinete, por lo que el ejecutor en campo, debe de tener el suficiente criterio para solucionar cualquier tipo de problema surgido y relacionado con la obra. De esta manera se debe garantizar el buen desarrollo del programa, eliminando en lo posible la pérdida de tiempos y en consecuencia el alargamiento de programas.

En otras circunstancias, es necesario plantear un sistema de Ruta Crítica, ya que ésta comprende desde los aspectos costo, tiempo y explosiones de recursos, como



los humanos y los financieros.

No se considera aquí un estudio a nivel de Ruta Crítica, debido principalmente al diferente tipo de enfoque de esta Tesis.

#### CARACTERISTICAS ECONOMICAS.

El concreto preesforzado fue usado por primera vez - en los Estados Unidos por los años de 1950, lo cual causó una serie de controversias, debido a que había quienes -- opinaban que por la reducción de materiales, la economía que se obtenía era muy considerable, algunos otros consideraron que requería de mucho más trabajo, por lo que sus augurios eran desastrosos.

Actualmente la construcción de obras, con elementos-prefabricados está a la orden del día, lo cual pone de manifiesto la economía, en la participación de estos elementos dentro de la construcción.

Considerando que la tecnología, en lo que se refiere a la construcción, los Estados Unidos casi va de la mano con la tecnología que se desarrolla en México, lógico es que las manifestaciones de este tipo de construcción en nuestro país, también se encuentren en pleno auge, ya que se pueden observar las mismas, en diferentes partes y en muy diversos tipos. Los casos más comunes los encontramos principalmente en los puentes o pasos a desnivel, cubriendo claros de considerable longitud, así mismo tenemos, edificios y por supuesto tanques de almacenamiento o regulación de agua potable.

A medida que pasa el tiempo las técnicas se depuran, por tal motivo el conocimiento de los sistemas preesforzados



dos, brindan día a día, más posibilidades de economía utilizando estos sistemas, de tal forma que a medida que pasa el tiempo, se desvanecen las incertidumbres del no uso de este tipo de construcción.

Se debe tener en cuenta que los materiales que participan en los sistemas preesforzados son mucho más fuertes que los materiales que se utilizan para el concreto reforzado común, por ende estos materiales cuestan más y requieren más trabajo y mejor técnica para su colocación.

Se ha demostrado que el esfuerzo de trabajo del acero de preesfuerzo es de 5 a 7 veces más alto, que el acero suave y su precio unitario colocado de 2 a 5 veces más que el del acero suave. Respecto al concreto, tenemos que el preesforzado es casi 2 veces más fuerte que el reforzado, aunque cuesta aproximadamente un 20% más el preesforzado. Respecto a la cimbra cabe mencionar que sí es mucho más cara, ya que para moldear el concreto preesforzado se requiere de moldes especiales, principalmente metálicos, pero que por su número de usos se puede abatir considerablemente su precio unitario de moldeado.

Podemos citar algunos ejemplos y observar las diferencias de resistencia y costo de los materiales preesforzados, y poder definir favorable o desfavorablemente su uso.

En claros largos donde la relación de la carga muerta a la carga viva, es grande, se puede ahorrar desde el momento en que el peso de la estructura es menor. Es necesario tener una relación mínima de carga muerta a carga viva, y así colocar el acero cerca de la fibra bajo tensión y obtener el mayor brazo de palanca posible al momento resistente. También podemos disminuir el costo utili--

zando menos anclaje en los elementos de longitudes considerables.

El ahorro es digno de consideración cuando tenemos - cargas muy fuertes, para lo cual se utilizarían grandes - cantidades de materiales. Lo mismo la fabricación en serie de elementos precolados, ya que disminuye la utilización de moldes, así como de mano de obra, observándose es te punto en el tensado de piezas preesforzadas, no siendo lo mismo tensar una por una, que un banco de diez piezas, de esta forma también se utilizan menos accesorios de ten sado, por ejemplo.

También cabe hacer mención que existen condiciones - desfavorables en el proceso de fabricación de elementos - preesforzados, pero con el paso del tiempo y depurando -- técnicas se mejoran estas condiciones. Mencionando algunas de éstas:

La obtención de operarios hábiles en el preesforzado, a menor costo, así como la disponibilidad de constructores experimentados.

La disponibilidad de plantas y equipos especiales a utilizar.

La reducción en el costo de materiales y la instalación para el concreto preesforzado.

La promulgación de una serie de códigos y recomendaciones lógicas. Esto colocaría las estructuras de concreto preesforzado a igual nivel con los otros, y estimularía su cálculo y construcción.

Todos los tipos de construcción tienen sus ventajas y desventajas, considerando construcciones ya sea de madera, acero o concreto reforzado, dependiendo de los enfo-

ques y la utilidad que se los de.

El ahorro de materiales puede consistir también, en el concreto que se utilice. El concreto y el acero presforzados son de resistencias más elevadas que el concreto reforzado común; si se hace una comparativa de forma general en cuanto a las cantidades de materiales requeridos - en cada tipo de construcción, tomando como base sus relaciones de resistencia, tenemos que la resistencia económica de trabajo para el concreto reforzado común está entre los 175 Kg./cm<sup>2</sup>. a 200 Kg./cm<sup>2</sup>. Un uso de resistencia mayor para el concreto reforzado ordinario, nos arroja una sección menor, pero a la vez incrementa la cantidad de -- acero de refuerzo, perdiendo así la economía que se busca. Si para el concreto presforzado se usa una resistencia promedio de 300 Kg./cm<sup>2</sup>. a 350 Kg./cm<sup>2</sup>., aparentemente de nota elevación del costo.

Si  $f'c = 200 \text{ Kg./cm}^2$ ., para  $f_c = 0.45 f'c = 0.45 \times 200 = 90 \text{ Kg./cm}^2$ ., es este el esfuerzo admisible para el concreto reforzado. De la misma forma para un concreto -- presforzado, el esfuerzo admisible con  $f_c = 0.40 f'c$ , para  $f'c = 350 \text{ Kg./cm}^2$  implica  $f_c = 0.40 \times 350 = 140 \text{ Kg./cm}^2$ .

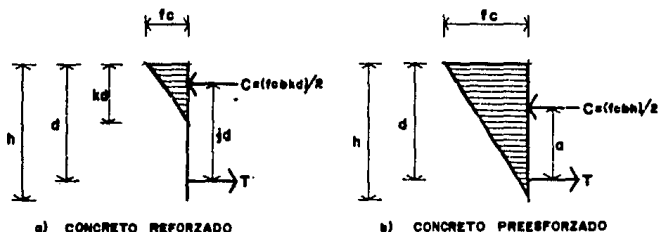


FIG. 3-1. PRISMAS DE ESFUERZOS EN UNA SECCION BAJO CARGAS DE TRABAJO.

Para el concreto reforzado, el momento resistente es tá dado por la siguiente fórmula.

$$M = 1/2 fckjbd^2 \quad (3.1)$$

Usando  $k = 0.40$  ; y  $j = 0.87$

Tenemos que:

$$M = 1/2 \times 90 \times 0.40 \times 0.87 \times bd^2 = \underline{15.7bd^2}.$$

Para el concreto preesforzado, el momento resistente con carga de trabajo, está dada por:

$$M = 1/2 fcbha \quad (3.2)$$

Usando  $h = 1.1d$  ; y  $a = 0.6d$

Tenemos que:

$$M = 1/2 \times 140 \times b \times 1.1d \times 0.6d = \underline{46.2bd^2}.$$

Haciendo una comparativa en función de  $bd^2$ , para el mismo momento resistente, observamos que si igualamos los resultados de las ecuaciones (3.1) y (3.2), tenemos que:

$$15.7bd^2 \text{ (para conc. ref.)} = 46.2bd^2 \text{ (para conc. preesf.)}.$$

$$\frac{bd^2 \text{ (Para Conc. Preesf.)}}{bd^2 \text{ (Para Conc. Ref.)}} = \frac{15.7}{46.2} = 0.34$$

Si  $d$  se mantiene igual en ambos casos la relación de áreas = 0.34.

Pero si  $b$  es la que se mantiene igual, entonces la relación vale  $\sqrt{34} = 0.58$  ; si  $1/0.58 = 1.72 \Rightarrow 1.72 - 1 = 0.72$  veces de más para el concreto reforzado.

Dicho de otra forma la cantidad a utilizar de concreto, en promedio para el concreto preesforzado es menos de la mitad del que se utiliza para el concreto reforzado.

Se aclara que, en la comparativa anterior no se toma

en cuenta el peso muerto, más ligero del concreto preesforzado, que en un momento dado, es un argumento más de economía.

Haciendo una comparativa del acero en base a la resistencia, a la ruptura o a los esfuerzos de trabajo, con el acero de refuerzo  $f_s = 2,000 \text{ Kg./cm}^2$  y para el acero de preesfuerzo  $f_s = 9,500 \text{ Kg./cm}^2$ , se tienen las siguientes fórmulas para el cálculo del momento resistente.

Acero de Refuerzo de la Fig. 3 - 1 a

$$M = f_s A_s j d \quad (3.3)$$

$$M = 2,000 A_s \times 0.87d = 1,740.0 A_s d$$

Acero de Preesfuerzo de la Fig. 3 - 1 b

Si se toma  $a = 0.7d$  para una sección media:

$$M = f_s A_s a \quad (3.4)$$

$$M = 9,500 A_s \times 0.7d = 6,650 A_s d$$

De la misma forma se comparan las Ecuaciones (3.3) con (3.4) para el mismo momento.

Igualando,  $1,740 A_s d$  (Para Conc. Ref.) =  $6,650 A_s d$  (Para Conc. Preesf.).

$$\Rightarrow \frac{A_s d \text{ (Para Conc. Preesf.)}}{A_s d \text{ (Para Conc. Ref.)}} = \frac{1,740}{6,650} = 0.26$$

Observando esta misma diferencia pero ahora con el acero en base a la resistencia de ruptura, con el acero de refuerzo  $f_y = 4,200 \text{ Kg./cm}^2$  y el acero de preesfuerzo con  $f_u = 19,000 \text{ Kg./cm}^2$ , considerando que el incremento del brazo de palanca para el acero de preesfuerzo es el mismo que para el acero de refuerzo, por lo que la relación de materiales requeridos es directamente proporcional a sus resistencias.

$$\frac{\text{Asd (Para Conc. Presf.)}}{\text{Asd (Para Conc. Ref.)}} = \frac{4,200}{19,000} = 0.22$$

Esto implica que la relación de la cantidad promedio para los dos materiales es como sigue:

$$(0.26 + 0.22)/2 = 0.24 ; \text{ si } 1/0.24 = 4.17$$

⇒ 4.17 - 1 = 3.17 veces más para el acero de refuerzo. Siendo este resultado a favor del Acero Presforzado.

Se compararon las cantidades de materiales, el concreto y acero reforzado y presforzado, teniendo ahorros considerables en el sistema de concreto y acero de presfuerzo, ya que los materiales son mucho más resistentes. Es de suponer que los materiales más resistentes, cuestan más en su costo unitario, pero llevando a cabo una evaluación en unidades monetarias, se puede establecer si realmente el ahorro es verdadero o en el caso contrario sólo sea un ahorro ficticio.

La economía mexicana atraviesa actualmente, por una de sus etapas de devaluación más severas, por lo que no se podría garantizar un precio por mucho tiempo, para lo cual nos ubicaremos en el mes de Enero de 1987, utilizando como es de suponerse, sólo precios de esa fecha.

Para la elaboración del concreto presforzado, se utilizan aproximadamente 200 Kg. más de cemento por metro cúbico que para el concreto normal, hablando de concretos,  $f'c = 200 \text{ Kg./cm.}^2$  reforzado y  $f'c = 350 \text{ Kg./cm.}^2$  para el presforzado. Si el Kilogramo de cemento tiene un precio de \$ 52.00 pesos, esto significa que tiene un costo adicional de \$ 10,400.00 pesos, por cada metro cúbico de concreto presforzado. Observando el costo por metro cúbico-

tenemos que:

Concreto Reforzado  $f'c = 200 \text{ Kg./cm}^2$   
 $408 \text{ Kg.} \times 52.00 = \$ 21,216/\text{m}^3$

Concreto Preesforzado  $f'c = 350 \text{ Kg./cm}^2$   
 $608 \text{ Kg.} \times 52.00 = \$ 31,616/\text{m}^3$

De esta forma se observa que la relación en costo -- por cada metro cúbico es como sigue:

$$31,616/21,216 = 1.49 \quad \text{si } 1.49 - 1 = 0.49$$

⇒ El costo del concreto preesforzado es de 0.49 veces más caro que el concreto reforzado.

El acero de preesfuerzo como ya se mencionó, es mucho más resistente que el de refuerzo, por lo que evaluándolos en unidades monetarias para el mismo mes de Enero - de 1987 tenemos que, por lógica cuesta más.

Acero de Refuerzo  $\$ 82.00/\text{Kg.}$

Acero de Preesfuerzo  $\$194.93/\text{Kg.}$

Su relación será  $194.93/82.00 = 2.38$

Si  $2.38 - 1 = 1.38$

El costo del acero de preesfuerzo es de 1.38 veces - más caro que el de refuerzo.

Si se lleva a cabo una evaluación del Concreto y Acero de Preesfuerzo, así como del Concreto y Acero de Refuerzo, en función de su resistencia se podrá comparar -- con los resultados en unidades monetarias para verificar de esta forma, cual sería la diferencia real y a favor de cual, entre las dos formas de construcción.

Se debe tomar en cuenta que para el concreto y acero

de presfuerzo es necesario utilizar accesorios adicionales como: cuñas, placas de apoyo y equipo menor como sería: los gatos y bombas de tensado, siendo ésto un material antieconómico si se fabricaran piezas en forma independiente. Pero considerando la fabricación de elementos presforzados, en forma múltiple, este costo se prorratea de tal forma que puede llegar a ser pequeño.

Concepto	Diferencia a favor en función de su resistencia. (%)	Diferencia a favor en función de su U. M. (%)	Diferencia Total (%)
Concreto Reforzado.		49	
Concreto Presf.	72		23
Acero Reforzado.		138	
Acero Presf.	317		179

Considerando que los precios, tanto del cemento para el concreto como para el acero de presfuerzo sean multiplicados por su diferencia total, obtenemos la diferencia en U. M.

Cemento           \$ 52.00/Kg x 23% = 11.96 U. M.  
 Acero de P.       \$ 194.93/Kg x 179% = 348.92 U. M.

Siendo estas cantidades las que se ahorran por unidad de cada material, en función de su cantidad requerida para la fabricación de elementos en las formas ya mencionadas.

Haciendo un análisis exhaustivo de los accesorios necesarios para la elaboración del concreto presforzado, -



como: anclajes, proceso de tensado y equipo de tensado, - se tiene que en función del costo del acero se gasta un - 41% más, por lo que su economía se reduce de 348.92 U. M. a 205.86 U. M. teniendo aún así, un ahorro considerable.

Cabe mencionar que el análisis de accesorios se hace en función de la obra a realizarse, ya que este resultado no podría justificarse en todo tipo de obras por las di- versidades que se presentan para cada caso. Parte de acce- sorios se utilizarán en planta, en la etapa de pretensado, siendo éstos: barriletes y cuñas de varios usos, gato y - bomba de tensado, además del equipo de oxiacetileno para- corte de cables. En el proceso de postensado utilizamos, - placas de apoyo de un sólo uso, así como accesorios de an- claje (tejos y cuñas) de un sólo uso también, gato y bom- ba de tensado y bomba de inyección para lechadeado de duc- tos.

Es importante dentro de la construcción, hacer compa- rativas de los diferentes procesos de construcción y te- ner en cuenta las características de los proyectos a efec- tuar ya que de esto dependen las economías, que son en la mayoría de las ocasiones la parte más importante que hay- que cuidar, sin dejar atrás la seguridad, por una mayor - utilidad.

Se observa en la actualidad la gama tan grande de -- elementos preesforzados, que se pueden escoger tipos eco- nómicos para llenar diversas condiciones. Su estandariza- ción de ciertos productos ayudará a reducir el costo, pe- ro siempre se debe tomar en cuenta la individualidad de - cada caso observando los requisitos locales y específicos. Además se tendrá que considerar simultáneamente el costo- de mantenimiento, de operación, de seguro, su productivi-

dad, su rentabilidad y duración, entre otros, siendo estos puntos muy importantes en la decisión que tome el o los ingenieros encargados del desarrollo y construcción del proyecto.

#### CONCLUSION Y SELECCION DEL METODO DE DISEÑO.

Como ya se mencionó el concreto preesforzado utiliza materiales mucho más resistentes en comparación con el concreto reforzado. Usando acero de alta resistencia se utiliza la resistencia total de éste, ya que al incluirlo en un sistema de preesforzado el acero se preestira y se ancla contra el concreto, produciendo deformaciones y esfuerzos deseables que reducen o eliminan grietas en los bloques de concreto que se fabriquen. En el concreto reforzado solamente la porción de la sección arriba del eje neutro es la que actúa, comparativamente en el concreto preesforzado, se hace funcionar a la sección completa de concreto en el elemento que se diseña.

El esfuerzo cortante se puede eliminar, colocando los tendones de preesfuerzo en forma curva, así como la precompresión del concreto ayuda a reducir la tensión diagonal, por lo que se puede usar una sección menor de concreto preesforzado, para soportar los mismos efectos de cortantes.

Es necesario establecer una armonía entre materiales ya que sería ilógico usar acero de alta resistencia en un concreto sólo con capacidad de refuerzo, de la misma manera no podemos usar un concreto de alta resistencia sólo reforzado, porque tendríamos que usar acero de refuerzo en grandes cantidades, siendo esto antieconómico totalmente. Es por eso que utilizando concreto y acero de alta re

sistencia, se obtienen proporciones adecuadas para soportar los esfuerzos deseados, además de obtener secciones económicas.

También es necesario el concreto y acero de alta resistencia, debido a los altos esfuerzos que provocan los anclajes.

La utilización del concreto preesforzado tiene las ventajas de ser sano en su resistencia y economía por lo que en su crecimiento se nota una rapidez sin precedente además de ser adaptable a situaciones y requisitos nuevos.

En estructuras que contienen grandes claros y en otras que soportan cargas muy pesadas, lo adecuado es el diseño de concreto preesforzado, debido a las resistencias más elevadas de los materiales empleados, además que estas estructuras por lo regular son más esbeltas y en ocasiones más susceptibles a adoptar formas artísticas, cubren mayores claros cuando así se requiere y no se agrietan bajo cargas de trabajo, salvo que la estructura sufriera una sobrecarga, pero al quitar esta carga adicional, regularmente tienden a cerrarse dichas grietas sin ocasionar ninguna avería a los elementos estructurales. Estos elementos son más adaptables a una forma de precolado ya que por la reducción en sus secciones, se tornan más ligeros y manejables tanto en el traslado como en su montaje.

Se puede desear en ocasiones, aunque no es muy común peso y masa, en lugar de resistencia, nunto en el que el concreto preesforzado no compite ya que sus secciones por lo regular son muy esbeltas y en consecuencia tienen menor volúmen y su peso es considerablemente menor.

Sería difícil decir que una estructura de concreto - preesforzado es más segura que una de concreto reforzado, ya que su diseño cualquiera de sus dos tipos debe garantizar su seguridad. Pero para la construcción de concreto - preesforzado, los materiales participantes se someten a esfuerzos iniciales muy altos, lo cual garantiza en un momento la capacidad efectiva en su estructura interna. Esta condición no se lleva a cabo en el concreto reforzado - el cual depende exclusivamente de un muestreo aleatorio - que en ocasiones provoca que elementos que no cumplen con las especificaciones, en los ensayos de laboratorio, sean demolidos, en plena construcción, además que casi siempre resulta difícil conocer el control de calidad y procedencia, principalmente en el acero, por la gran cantidad de fábricas de laminación de varillas clandestinas.

Ambos tipos de estructuras tienen capacidades de carga similares y quizá ligeramente superiores las del concreto preesforzado, para los diseños usuales, deflexionan ligeramente antes de la ruptura, advirtiendo en buena medida antes de que suceda el colapso. Brinda además una mejor resistencia a la corrosión, debido a la ausencia de grietas con la misma cantidad de recubrimiento, aunque si aparecieran grietas permanentes, la corrosión sería más severa en estos elementos de concreto preesforzados. Asimismo tiene ligeramente más capacidad de resistir las cargas de choque e impacto y cargas repetidas de trabajo.

El acero de preesfuerzo es más susceptible a las altas temperaturas, especialmente al fuego, por lo que su recubrimiento tendrá que ser mayor que para el acero de refuerzo y de esta forma se elimina en gran medida este problema, implicando que en su diseño se requiera de más-

cuidado, así como en su construcción.

De esta forma se concluye que la elección para este tipo de construcción (Tanque de Gran Capacidad), se inclina hacia el sistema de elementos de CONCRETO FREESFORZADO, tanto por su tiempo de construcción como de su economía, definidos en párrafos anteriores.

**C A P I T U L O I V****PRINCIPIO Y BASES  
DE DISEÑO**

## PRESION HIDROSTATICA.

La materia dentro de la naturaleza presenta aspectos físicos muy característicos, los cuales se clasifican de la siguiente forma:

- a).- Estado SOLIDO
- b).- Estado LIQUIDO
- c).- Estado GASEOSO

De estos estados naturales, el estado Líquido y Gaseoso también se les conoce como FLUIDOS.

Los fluidos pueden cambiar de una forma continua las posiciones relativas de sus moléculas, teniendo como ventaja, que éstas ofrecen poca resistencia al desplazamiento no importando que tan grande sea este desplazamiento.

Así mismo se considera que si el fluido se encuentra en reposo interiormente, se elimina la posibilidad de que existan fuerzas tangenciales en superficie alguna, no importando su orientación, de tal forma que, sólo cuando el fluido se encuentra en movimiento, es evidente que se presentan dichas fuerzas.

Los fluidos tienen características especiales tomando cada uno de forma independiente, a saber:

LIQUIDOS.- Invariablemente cualquier líquido tiene un volumen definido que varía solamente sometiendo a cambios de presión y de temperatura, estos líquidos siempre adoptan la forma o formas de los recipientes que los contienen, dejando una superficie libre o de contacto con el medio ambiente o su propio vapor.

GASES.- Estos tienden a ocupar un lugar multiforme en el espacio y sólo es posible darle forma sometiendo

a presión, en un recipiente o dispositivo especial.

El estudio de las condiciones de equilibrio de los fluidos en reposo, lo lleva a cabo la Estática de Fluidos, de tal forma que cuando sólo se trata del estudio de LIQUIDOS, se le denomina HIDROSTATICA.

Para la Ingeniería Civil, el punto de vista más importante, es el estudio de los líquidos en reposo ya que los gases son objeto de estudios pero en otras áreas de la Ingeniería, caso por el cual se le dará mayor énfasis a los líquidos y en especial al agua.

Idealizando un elemento de un fluido en forma prismática conteniendo un punto P, cuya densidad está dada por  $\rho$  y la presión por p, como se observa en la figura 4-1.

Se elige un sistema de coordenadas, dentro del cual conviene orientar los lados de las partículas, según los ejes del sistema, de tal forma que se incremente la presión en magnitudes diferenciales, generando las fuerzas como se indica en la misma figura.

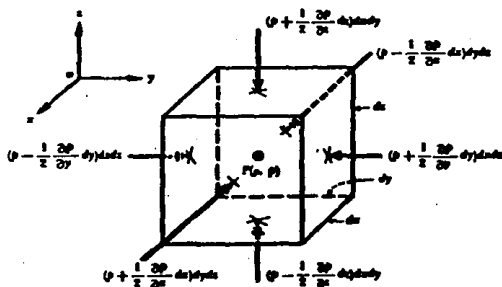


Fig. 4-1. Equilibrio de una partícula de un fluido en reposo.



La fuerza de cuerpo por unidad de masa de la partícula es,

$$K = X\mathbf{i} + Y\mathbf{j} + Z\mathbf{k}$$

Por lo que el equilibrio de las fuerzas en la dirección  $x$  implica,

$$\left(\rho \frac{\partial v}{\partial x} dx\right) dy dz - \left(\rho + \frac{\partial \rho}{\partial x} dx\right) dy dz + \rho X dx dy dz = 0$$

Simplificando y haciendo de igual forma los razonamientos en las otras direcciones de coordenadas obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \rho X \quad (4.1a)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} = \rho Y \quad (4.1b)$$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \rho Z \quad (4.1c)$$

Definiéndose de esta forma las Ecuaciones Estáticas de EULER.

Si se toma en cuenta que la única fuerza de cuerpo es la debida a la gravedad terrestre, sus componentes son:

$$X = Y = 0 \quad ; \quad Z = -g$$

Así que de las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (4.2a)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (4.2b)$$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -\rho g = -\gamma \quad (4.2c)$$

De esta forma se define que la presión dentro de un fluido sufre variaciones solamente en el sentido de la --

componente  $z$ , siendo constante en todos los puntos contenidos en un mismo plano horizontal formado por las componentes  $x$  e  $y$ .

Deduciendo de las ecuaciones anteriores, tenemos que

$$dp = -\rho g dz = -\gamma dz \quad (4.3)$$

Es esta la ecuación fundamental de la estática de -- fluidos (Ec. 4.3), no pudiendo integrarse a menos que se especifique la naturaleza de  $\rho$ . Para determinar la presión, se tratará por separado a los líquidos y a los gases.

La atmósfera estándar es de interés en la Ingeniería, analizándose sólo el caso de las propiedades estáticas -- del aire atmosférico próximo a la superficie terrestre -- (Tropósfera, de espesor aproximado de 11,000 mts.).

El aire se considera como un fluido compresible, su densidad está en función de la presión y de la temperatura; y, puesto que es un gas perfecto, la ecuación de estado definida por,

$$p = \rho R_o T = R \rho T$$

Relaciona la densidad con la presión y la temperatura, por lo que se tiene que:

$$\rho = \frac{p}{R_o T}$$

Sustituyendo ésto, en la ecuación 4.3, resulta:

$$\frac{dp}{p} = - \frac{dz}{R_o T} \quad (4.4)$$

Esta ecuación 4.4, que se conoce como la ecuación de la Aerostática, permite determinar la variación de presiones dentro de un fluido compresible en reposo, si se cono

ce la temperatura como una función de  $z$ .

Con las mediciones que se han realizado en la tropósfera, la variación de la temperatura ( $^{\circ}\text{K}$ ) es lineal con la altura  $z$  según,

$$T = T_0 - az \quad (4.5)$$

de donde  $a$  es el decremento de temperatura por cada metro hacia arriba en la componente  $z$

y  $T_0$  es la temperatura estándar al nivel del mar ( $z = 0$ ) en  $^{\circ}\text{K}$

de aquí se deduce que la diferencial de la ecuación 4.5 es:

$$dz = -\frac{dT}{a} \quad (4.6)$$

si se sustituye la ecuación 4.6 en 4.4 se obtiene,

$$\frac{dp}{p} = \frac{1}{R_0 a} \frac{dT}{T}$$

cuya integral es,

$$\int dp = \frac{1}{R_0 a} \int \frac{dT}{T} + C \quad (4.7)$$

la constante de integración  $C$  se obtiene para las condiciones estándar a nivel del mar, con:

$$z = 0 ; T = T_0 \text{ y } p = p_0$$

de esta forma las ecuaciones 4.5 y 4.7 quedan de la siguiente forma:

$$\int \frac{dp}{p_0} = \frac{1}{R_0 a} \int \frac{dT}{T_0} = \frac{1}{R_0 a} \int \ln \left( 1 - \frac{az}{T_0} \right)$$

siendo la relación entre presión y altitud  $z$

$$\frac{p}{p_0} = \left( 1 - \frac{az}{T_0} \right)^{1/R_0 a} \quad (4.8)$$

derivando en función de la relación densidad-altitud, la ecuación de estado, para un gas perfecto, utilizando las ecuaciones 4.5 y 4.8, tenemos,

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \frac{p}{p_0} = \frac{p}{p_0} \frac{T_0}{T} = \frac{p}{p_0} \frac{T_0}{T_0 - az} = \left(1 - \frac{az}{T_0}\right) \left(\frac{1}{Roa} - 1\right) \quad (4.9)$$

combinando las ecuaciones 4.8 y 4.9 la relación entre presión y densidad es,

$$\frac{p}{p_0} = \left(\frac{\rho}{\rho_0}\right)^{1/(1 - Roa)} \quad (4.10)$$

Se han establecido en tratados internacionales, estándares de las características físicas de la atmósfera; sólo algunos son de interés a este tema.

$p_0 =$	10,333.0	$\text{Kg/m}^2$	
$T_0 =$	15.0	$^{\circ}\text{C}$	$= 288 \text{ }^{\circ}\text{K}$
$\rho_0 =$	1.25	$\text{Kg/m}^3$	
$\rho_0 =$	0.125	$\text{Kg seg}^2/\text{m}^4$	
$R_0 =$	29.27	$\text{m}^{\circ}\text{K}$	
$a =$	0.0065	$^{\circ}\text{K/m}$	

Las ecuaciones de la Atmósfera Estándar, se deducen de los datos anteriores, utilizando las ecuaciones 4.5, - 4.8, 4.9 y 4.10, siendo las propiedades de éstas como sigue:

$$\frac{T}{T_0} = 1 - 2.26 \times 10^{-5} z \quad (4.11a)$$

$$\frac{p_a}{p_0} = (1 - 2.26 \times 10^{-5} z)^{5.256} \quad (4.11b)$$

$$\frac{\rho}{\rho_0} = (1 - 2.26 \times 10^{-5} z)^{4.256} \quad (4.11c)$$

$$\frac{p_a}{p_0} = \left(\frac{\rho}{\rho_0}\right)^{1.235} \quad (4.11d)$$

en estas ecuaciones el valor máximo estándar para  $z$  es de 10,770 mts. En la ecuación 4.11d se observa que corresponde a un proceso politrópico donde  $n = 1.235$ .

Cuando existe la necesidad de comparar la presión de vaporización con la presión atmosférica de cualquier lugar, las ecuaciones 4.11 son importantes en los problemas relacionados con la cavitación, así mismo en el cálculo de la densidad del aire o en el de presiones absolutas.

Integrando la ecuación 4.3 en el caso de un líquido-  
 $\rho = \text{constante}$ , así tenemos que,

$$\frac{\rho}{\gamma} + z = \text{constante} \quad (4.12)$$

esta ecuación permite calcular la distribución de presiones hidrostáticas en el seno de un líquido en reposo y se le conoce como LEY DE PASCAL. Esa presión depende exclusivamente de la componente  $z$ , es decir, de la altura de cada punto respecto de un nivel cualquiera elegido. Para dos puntos el CERO coincidiendo con la superficie libre del líquido y otro punto cualquiera de elevación  $z$  se obtiene,

$$\frac{\rho a}{\gamma} + z_0 = \frac{\rho}{\gamma} + z$$

siendo la presión absoluta en el punto considerado

$$p = p_a + \gamma(z_0 - z) \quad (4.13)$$

aquí  $p_a$  es la presión atmosférica sobre la superficie libre del líquido y la profundidad del punto considerado está dado por  $(z_0 - z)$ . La ecuación 4.13 representa la presión absoluta del punto que se trata y es medido a partir del cero absoluto de presiones. La presión atmosférica local depende de la elevación sobre el nivel del mar, del -

lugar en que se encuentra el líquido y su valor estándar se da en la ecuación 4.11b.

La presión hidrostática se mide utilizando como valor cero de referencia a la presión atmosférica local, definiéndose ésta como PRESION MANOMETRICA, teniendo entre sus unidades más usuales  $\text{Kg/cm}^2$  ó  $\text{Kg/m}^2$  en el sistema métrico decimal, y en el sistema inglés  $\text{lb/in}^2$  regularmente.

Las soluciones salinas de concentraciones variables o líquidos estratificados de temperatura variable, son casos en que el líquido no es homogéneo. En estas condiciones el equilibrio sólo es posible si los líquidos menos densos quedan arriba.

Si se considera un recipiente con un líquido en reposo, donde una de sus paredes tiene una inclinación o en relación con su horizontal (ver Fig. 4-2), se observará que esta pared delimita una superficie de área, para la cual se desea conocer la fuerza resultante debida a la presión hidrostática, así como su centro de presiones que es el punto de aplicación de la fuerza resultante.

Esta fuerza resultante está dada por la ecuación,

$$P = \iint_A \rho dA = \gamma \iint_A z dA \quad (4.14)$$

aquí se observa que el volumen de la cuña de distribución de presiones dada por los puntos a, b, c, d, está limitada por el área A. La integral de la ecuación 4.14, es el momento estático del área, respecto de la superficie libre del líquido, pudiendo expresarse en términos del área A y de la profundidad de su centro de gravedad  $z_g$ . Así tenemos que el EMPUJE HIDROSTATICO es,

$$P = \gamma A z_g \quad (4.15)$$

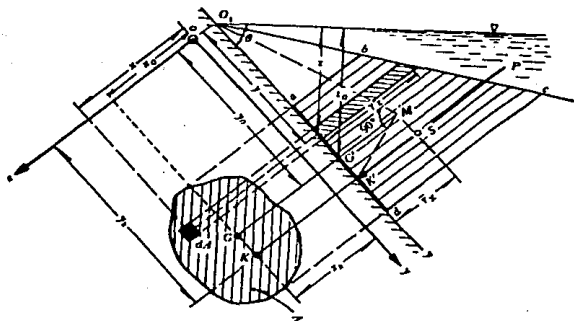


Fig. 4-2. Empuje Hidrostático.  
(Superficie plana e inclinada).

Quando se iguala la suma de los momentos estáticos de las áreas diferenciales, se obtienen las coordenadas  $(X_k, Y_k)$  del centro de presiones, respecto a los ejes  $x$  e  $y$ , con el producido por la fuerza resultante, en el eje  $x$  se tiene,

$$PY_k = \iiint_A yz \, dA$$

en donde la integral representa el momento estático del volumen de la cuña de presiones respecto al eje  $x$ . Deduciendo de aquí que  $Y_k$  coincide con la ordenada de la proyección  $k'$  del centro de gravedad  $S$ , de la cuña.

Es posible también interpretar de una forma distinta para lo cual en la ecuación anterior se sustituye  $z = y \cdot \text{sen } \theta$ , así se tiene que,

$$PY_k = y \cdot \text{sen } \theta \iint_A y^2 \, dA \quad (4.16)$$

aquí la integral es el MOMENTO DE INERCIA del área  $A$  con-

respecto al eje  $x$ , por lo que también se define como,

$$I_x = \iint_A y^2 dA = \bar{I}_x + Ay\bar{r}^2$$

siendo  $\bar{I}_x$  el momento de inercia del área respecto a un eje centroidal paralelo a  $x$ ;  $\bar{I}_x$  puede también expresarse como:

$$\bar{I}_x = \bar{r}_x^2 A$$

donde  $\bar{r}_x$  es el radio de giro de  $A$  respecto al eje centroidal paralelo a  $x$ .

Sustituyendo la ecuación 4.15 en la 4.16, con  $z_g = y_g \text{ sen } \theta$  se tiene que,

$$y_k = \frac{\bar{r}_x^2}{y_g} + y_g \quad (4.17)$$

Si se observa que el centro de presiones se encuentra por debajo del centro de gravedad del área. Aunque tiene importancia secundaria, se puede calcular en forma análoga a  $x_k$ ,

$$P_{xk} = \gamma \text{ sen } \theta \iint_A xy dA$$

en esta ecuación la integral representa el producto de inercia  $I_{xy}$ , del área respecto al sistema de ejes  $x, y$ , así que,

$$x_k = \frac{I_{xy}}{y_g A} \quad (4.18)$$

Existe generalmente simetría en las superficies sobre las que se quiere calcular el empuje hidrostático, respecto a un eje paralelo a  $y$ , por lo que  $I_{xy} = 0$  y por lo tanto el centro de presiones queda sobre dicho eje.

De acuerdo a las consideraciones anteriores, se presentan las dimensiones y características preliminares, de un tanque cilíndrico apoyado sobre el terreno para alber-



gar un volúmen de líquido (agua), de 50,000 m<sup>3</sup>.

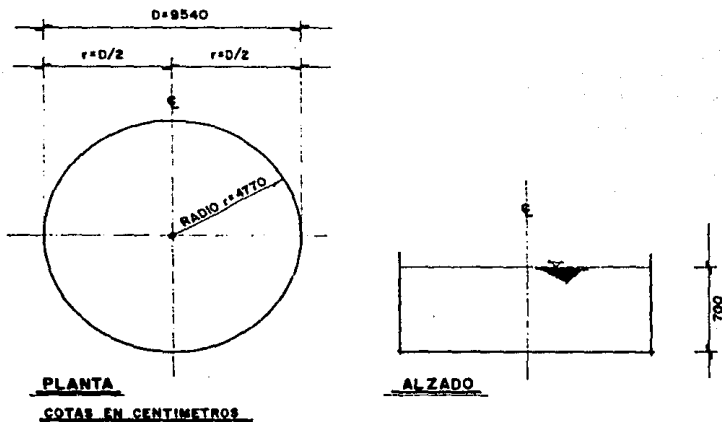


FIG. 4-3. DIMENSIONES PRELIMINARES.

Calculando el empuje hidrostático y el centro de presiones sobre la pared en un ancho  $b$  del tanque de almacenamiento de agua, considerando pared vertical con líquido de un solo lado, ver Fig. 4-4.

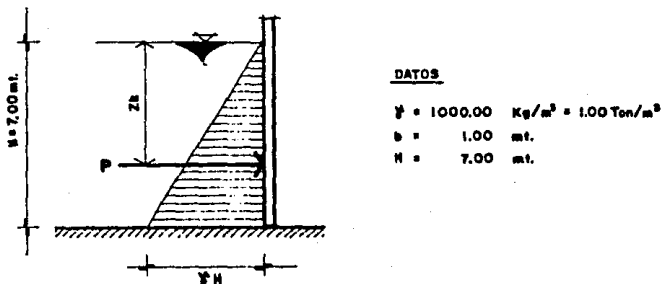


FIG. 4-4. PRESIÓN HIDROSTÁTICA SOBRE LA PARED.

Si  $z\bar{x} = y\bar{g} \operatorname{sen} \theta$  para  $\theta = 90^\circ \Rightarrow y\bar{g} = \frac{H}{2}$

Según la ecuación 4.15

$$P = \gamma bH \frac{H}{2} = \gamma \frac{bH^2}{2} = 1.00 \times 1.00 \times \frac{7.00^2}{2} = 24.5 \text{ Ton.}$$

El empuje hidrostático es equivalente al volúmen de la cuña de distribución de presiones y la profundidad del centro de presiones, según la ecuación 4.17 y las características indicadas en la Fig. 4-4, vale,

$$\bar{r}_x^2 = \frac{H^2}{12} \quad ; \quad y\bar{g} = \frac{H}{2}$$

$$z\bar{k} = \frac{H^2}{12} \times \frac{2}{H} + \frac{H}{2} = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} (7) = 4.67 \text{ mts.}$$

Considerándose también este valor como el centro de gravedad de la cuña de distribución de presiones.

De acuerdo a los resultados anteriores se tiene que:

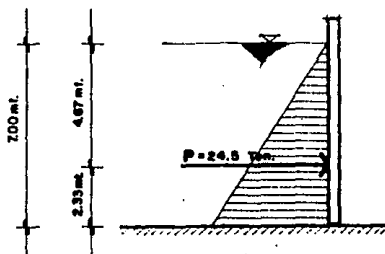


FIG. 4-5. RESULTANTE DE LA PRESION HIDROSTATICA.

## PRESION HIDRODINAMICA.

Existen tratados sobre el diseño de tanques, para --  
fluidos a presión, para líquidos con superficie libre y --  
depósitos para el almacenamiento de materiales granulares.  
Es del interés de este estudio, los tanques para líquidos  
con superficie libre, entre los cuales se pueden encon--  
trar: Tanques de Acero, Tanques de Concreto Reforzado y --  
Tanques de Concreto Preesforzado. De acuerdo a los dife--  
rentes tipos de tanques mencionados, los de Concreto ya --  
sea Reforzado o Preesforzado, se pueden clasificar en cir--  
culares y rectangulares, y en cada uno de estos tipos se  
encuentran los tanques elevados, sobre el terreno y ente--  
rrados, de concreto. Generalmente los tanques de acero y  
de concreto preesforzado se construyen en forma circular,  
debido a la manejabilidad de los materiales que en éstos--  
se utilizan.

Para seleccionar un tipo de tanque cuyas funciones --  
sean almacenar líquidos se deben tener en cuenta algunas--  
consideraciones que son de gran importancia.

Generalmente se puede considerar que los depósitos --  
para almacenamiento de líquidos, pueden instalarse a ni--  
vel del terreno, semienterrados o enterrados, con las ven--  
tajas y desventajas que cada caso aporta.

Un tanque a nivel del terreno puede construirse de --  
concreto reforzado o preesforzado, o de acero, la selec--  
ción del material se hará en cada caso en forma muy parti--  
cular, donde intervienen los factores de mantenimiento y--  
costo, además como caso muy importante la disponibilidad  
de materiales en el lugar o región donde se proyecte cons--  
truir.

Los depósitos enterrados presentan ciertas ventajas entre las cuales se pueden considerar, la que el depósito no sea visible, pudiéndose aprovechar la superficie sobre él y un aspecto muy importante es que el líquido queda -- exento de fluctuaciones térmicas en forma acelerada. Por otro lado las desventajas grandes se presentarían en las obras exedentes de excavación que tendrían que realizarse, ya que esto influye grandemente en el costo del mismo. -- Por lo general si se pretende suministrar alguna carga hidráulica, como sucede en los depósitos de distribución, - se recurre a los depósitos elevados.

Gran importancia tiene la permanencia que se prevea del depósito en el lugar donde se instale, ya que de éste depende el proceso constructivo que se elija, teniendo en cuenta que por ejemplo un depósito de acero, es susceptible de desmontarse, pudiendo reinstalarse en otro sitio, - siendo imposible lograr éste con un depósito de concreto. Otro aspecto importante es que un depósito a base de concreto reforzado o preesforzado requieren de mucho menor - mantenimiento que los de acero y como ya se mencionó, suministran mejor aislamiento térmico.

Como ya se mencionó y se decidió en párrafos anteriores que el tanque se construirá circular, sobre el terreno y de concreto preesforzado, es necesario tomar en cuenta las Acciones y Consideraciones siguientes en el diseño estructural del mismo.

- a).- Peso propio del tanque, en donde se incluyen, - además de sus accesorios, la tapa o cubierta.

- b).- Presión interior del líquido almacenado, diseñado sobre el supuesto que el tanque almacena líquido a 15 C, si su densidad es mayor que la del agua. Para un empuje simultáneo con los efectos de sismo, se considerará tanque lleno al 80% de su capacidad. En la valuación de deformaciones en la estructura y la cimentación se subondrá tanque lleno al 70%.
- c).- La carga viva sobre la tapa no será menor que 120 Kg/ m<sup>2</sup> de proyección horizontal.
- d).- Si fuera necesario en tanques bajo el nivel del terreno, se tomará en cuenta la subpresión sobre la losa de fondo y los empujes laterales de los rellenos y del agua del subsuelo sobre las paredes.
- e).- Los movimientos y deformaciones impuestos a la estructura debidos a los hundimientos diferenciales de los apoyos y en este caso al presfuerzo.
- f).- Efectos por cambios de temperatura, de contracciones y del flujo plástico.
- g).- Los efectos de sismo se tomarán de acuerdo a las especificaciones del reglamento, teniendo precaución en la estructuración y detalles constructivos, para evitar comportamientos catastróficos del tanque en caso de que ocurran acciones extraordinarias como explosiones o incendio.

#### FUERZA HIDRODINAMICA.

Regularmente esta fuerza es debida a los efectos de los sismos y su relación en tanques cilíndricos es,

$\frac{H}{R} \leq 1.5$  donde  $H$  es el tirante del líquido.  
 $R$  es el Radio del depósito o tanque.

Representando la fuerza horizontal que es la acción resultante de los empujes hidrodinámicos sobre las paredes de un depósito o tanque, con una masa  $M$  y un tirante  $H$  de líquido, se pueden calcular aplicando el criterio estático o el dinámico, a una estructura equivalente, en donde la masa del líquido se sustituye por otras dos,  $M_0$  y  $M_1$ , colocadas en las alturas  $H_0$  y  $H_1$ , sobre el fondo del depósito o tanque, (ver figura siguiente).

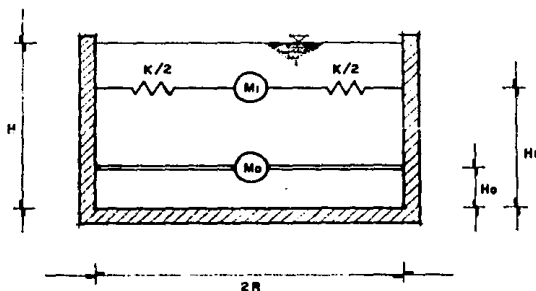


FIG. 4-6. ESTRUCTURA EQUIVALENTE PARA UN DEPÓSITO O TANQUE CIRCULAR.

Se puede observar de acuerdo a la Fig. 4-6 que la masa  $M_0$  está unida rígidamente al depósito, no así la masa  $M_1$  ligada solamente por medio de un resorte horizontal -- con una rigidez igual a  $K$ .

Necesariamente se deben aplicar en el análisis de -- los empujes en las paredes del depósito o tanque, los coef

ficientes sísmicos de diseño correspondientes al Art.- (206) del reglamento de construcciones del D.D.F., de esta forma los parámetros que definen a la estructura equivalente están dados por las expresiones,

$$K_0 = \frac{\text{tng } h_{00} (1.7 R/H) (K)}{1.7 R/H} \quad (4.19)$$

$$M_1 = \frac{0.46 \text{ tng } h_{00} (1.84 H/R) (M)}{H/R} \quad (4.20)$$

$$H_0 = 0.38 H \left[ 1 + \alpha \left( \frac{K}{K_0} - 1 \right) \right] \quad (4.21)$$

$$H_1 = H \left[ 1 - 0.21 \frac{M}{M_1} \left( \frac{R}{H} \right)^2 + 0.55 \frac{R}{H} \sqrt{0.15 \left( \frac{R}{H} \frac{M}{M_1} \right)^2 - 1} \right] \quad (4.22)$$

$$K = \frac{4.75 \text{ g } M_1^2 H}{M R^2} \quad (4.23)$$

donde  $\alpha = 1.3$

$$\beta = 2.00$$

cuando el cálculo del momento hidrodinámico se toma desde el fondo del depósito o tanque, y,

$$\alpha = 0$$

$$\beta = 1$$

cuando sólo interesan los efectos de la presión hidrodinámica actuando en las paredes del depósito o tanque.

Para calcular las amplitudes máximas del movimiento vertical de la superficie del líquido contenido, con respecto al nivel de reposo se usan las siguientes fórmulas.

$$d_{\text{max}} = \frac{0.41 R \text{ ctg } h_{00} (1.84 H/R)}{0.33 \frac{g^2}{\left( \frac{K}{M_1} \right)^2 A_1 R} - 1} \quad (4.24)$$

donde  $A_1 \rightarrow$  es el máximo desplazamiento de  $M_1$

relacionándolo con las paredes del depósito o tanque

$g$  — es la aceleración de la gravedad.

Para depósitos o tanques cilíndricos con relación

$$\frac{H}{R} > 1.5$$

Se calcula  $M_1$ ,  $H_1$ ,  $K$  y  $d$  máx., aplicando las expresiones (4.20), (4.22), (4.23) y (4.24), sin modificar  $H$  y para calcular  $M_0$  y  $H_0$  se considera un fondo ficticio a  $1.5 R$  bajo la superficie del líquido, utilizando las expresiones anteriores (4.19) y (4.21) aplicadas a la porción situada arriba de esa cota, además se considera que el brazo de balanza  $H_0$  se mide a partir del fondo ficticio.

Cabe suponer que el líquido bajo el fondo ficticio, se mueve unido rígidamente al recipiente y es representado por su masa real.

Después de determinar la fuerza total debidas a las masas  $M_1$ ,  $M_0$  y la correspondiente al fondo ficticio, si así se está considerando, sobre las paredes del recipiente o tanque circular, se valúan las presiones locales como sigue:

Si la presión hidrodinámica tiene una variación proporcional a  $\sqrt{z}$   $\cos \theta$ , siendo  $z$  y  $\theta$  coordenadas cilíndricas del punto donde se quiere determinar la presión;  $\theta$  deberá de estar comprendido entre  $0$  y  $2\pi$ , con respecto a un eje paralelo y en la misma dirección que el movimiento que se considera; y  $z$  será medido a partir de la superficie libre del líquido en reposo.

Por otra parte se puede suponer que la distribución-



de presiones hidrodinámicas, es lineal.

Estando el recipiente o tanque apoyado directamente sobre el terreno; los coeficientes sísmicos y espectros - de diseño serán los que especifica el R.C.D.D.F., además de un factor de comportamiento sísmico de 1.5

La notación para tanques de concreto preesforzado es la siguiente:

- D      diámetro del tanque.
- $E_c$     módulo de elasticidad del concreto.
- f      esfuerzo actuante en el concreto.
- $f_c$     esfuerzo admisible en el concreto, en  $Kg/cm^2$ .
- $f_{ci}$     esfuerzo admisible en el concreto, debido al preesfuerzo inicial, en  $Kg/cm^2$ .
- $f'_c$     resistencia especificada del concreto a compresión, en  $Kg/cm^2$ .
- $f'_{ci}$     resistencia del concreto a compresión, cuando actúa el preesfuerzo inicial, en  $Kg/cm^2$ .
- $f_{se}$     preesfuerzo efectivo.
- $f_{si}$     preesfuerzo inicial, (esfuerzo que actúa en el acero inmediatamente después de anclar el tendón, antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico).
- $f_{sr}$     esfuerzo resistente del acero de preesfuerzo.
- $f_{yp}$     esfuerzo convencional de fluencia del acero de preesfuerzo.
- H      altura del tanque.
- $H_y$     profundidad desde la superficie libre.

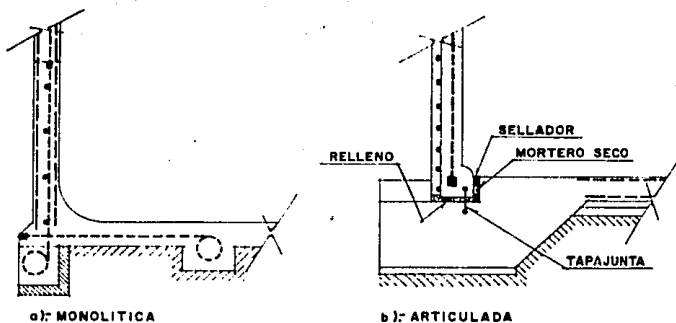
$h$	, espesor total de la pared.
$N_{ymáx}$	momento vertical máximo, debido a un cortante radial, $Q_o$ .
$N_{eb}$	compresión causada por el terraplén, por unidad de altura.
$N_{ei}$	fuerza de preesfuerzo inicial, por unidad de altura.
$N_{eio}$	fuerza de preesfuerzo inicial en la base, por unidad de altura.
$Q_o$	fuerza cortante radial que actúa hacia afuera sobre un borde de la pared.
$R$	radio interior del tanque.
$\delta_{Ri}$	deformación radial elástica de la base de la pared, debida al preesfuerzo inicial.
$\gamma$	peso volumétrico del líquido almacenado.

Se consideran en el diseño estructural de tanques de concreto presforzado en forma circular y apoyados sobre el terreno, los cuales llevan preesfuerzo horizontal y pueden o no llevar preesfuerzo vertical, las siguientes características.

El preesfuerzo horizontal se aplica a base de tendones de postensado horizontal.

El preesfuerzo vertical se aplica al momento de elaborar las piezas o dovelas precoladas, esto sucede en planta.

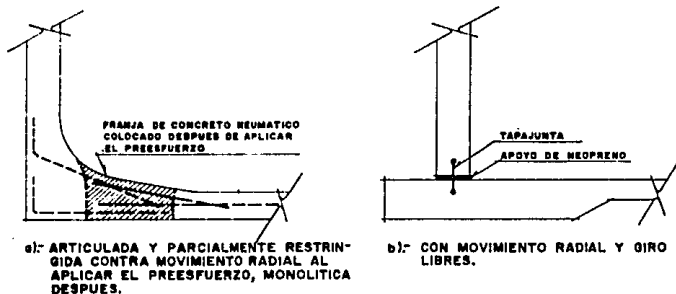
Existen diferentes procesos constructivos para unir la pared del depósito o tanque con el fondo, las cuales se especifican en las figuras 4-7 y 4-8



a): MONOLITICA

b): ARTICULADA

FIG. 4-7. UNIONES DE LA PARED CON EL FONDO, EN TANQUES PREESFORZADOS.



a): ARTICULADA Y PARCIALMENTE RESTRINGIDA CONTRA MOVIMIENTO RADIAL AL APLICAR EL PREESFUERZO, MONOLITICA DESPUES.

b): CON MOVIMIENTO RADIAL Y GIRO LIBRES.

FIG. 4-8. UNIONES DE LA PARED CON EL FONDO, EN TANQUES PREESFORZADOS.

Se puede utilizar un criterio general de diseño, en donde el análisis se hará suponiendo un comportamiento -- elástico y tomando en cuenta los efectos de las cargas indicadas, además de las fuerzas de preesfuerzo, durante y después de la aplicación del tensado, así como las condiciones de unión entre las paredes y el fondo y entre las paredes y la cubierta.

Los esfuerzos admisibles de trabajo serán la base para el dimensionamiento de los elementos que participan en la estructura.

Se presenta una tabla de valores máximos para los esfuerzos admisibles en el concreto preesforzado, en  $\text{Kg/cm}^2$  estos valores no deberán ser rebasados por los números -- arrojados en el diseño.

Ver Tabla IV

Se pueden contemplar las diferentes características y formas de empleo del acero, entre otras se tiene el -- ACERO DE PREESFUERZO CIRCUNFERENCIAL, el cual se aplica a base de un sistema de zuncho de alambre continuo.

El esfuerzo medio inicial, inmediatamente después -- del tensado y antes de las pérdidas por flujo plástico y contracción, se evalúan con:

$$f_{si} \leq 0.70 f_{sr}$$

Pero de no calcularse en forma más precisa, la diferencia entre el preesfuerzo inicial y el final se debe sumar a  $2,250 \text{ Kg/cm}^2$ , de tal forma que esta cantidad toma en cuenta las pérdidas por acortamiento elástico y diferencia del concreto, por las tolerancias de construcción, por contracción y por la relajación del acero; es importante-

TABLA IV ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO, O MORTERO EN Kg/cm<sup>2</sup>

TIPO DE ESFUERZOS	CONCRETO ORDINARIO		CONCRETO O MORTERO LANZADOS	
	ESFUERZO TEMPORAL ①	ESFUERZO BAJO CARGAS DE SERVICIO	ESFUERZO TEMPORAL ①	ESFUERZO BAJO CARGAS DE SERVICIO
	$f_{ci}$	$f_c$	$f_{gl}$	$f_g$
COMPRESION AXIAL.	0.55 $f_{ci}$	0.45 $f_c$	0.45 $f_{gl}$ , pero no más de $110 + 1.10hc$ ②	0.38 $f_g$
TENSION AXIAL.	0.00	0.00	0.00	0.00
COMPRESION POR FLEXION.	0.60 $f_{ci}$	0.45 $f_c$	0.45 $f_{gl}$	0.38 $f_g$
TENSION POR FLEXION EN ZONAS SIN REFUERZO AUXILIAR.	0.00	0.00	0.00	0.00
TENSION POR FLEXION EN ZONAS CON REFUERZO AUXILIAR. ③	17	14	17	14
CORTANTE EN ELEMENTOS SIN REFUERZO TRANSVERSAL		$0.25 \sqrt{f_c}$		$0.25 \sqrt{f_g}$
CORTANTE EN LOSAS ALREDEDOR DE FUERZAS CONCENTRADAS		$0.5 \sqrt{f_c}$		$0.5 \sqrt{f_g}$
APLASTAMIENTO EN TODA EL AREA		0.25 $f_c$		0.25 $f_g$

① BAJO EL PREEFUERZO INICIAL.

② PARA  $hc > 10cm$ ; Si  $hc < 10cm$ , USESE  $f_{gl} = 100 Kg/cm^2$  ( $hc$  ES EL ESPESOR DEL NUCLEO EN  $cm$ ), PARA EL ANILLO DEL  
TECHO,  $f_{gl} = 0.45 f_{gl}$ .

③ EL REFUERZO AUXILIAR DEBE DIMENSIONARSE CON LA FUERZA TOTAL DE TENSION.

visualizar que, cuando está actuando el empuje del líquido queda una compresión residual en el concreto, debido al preesfuerzo final. Se debe considerar, si es necesario un mayor margen para pérdidas en estructuras sujetas a flujo plástico, contracción o temperatura, en casos extraordinarios.

Desde otro punto de vista se debe tener en cuenta -- que las pérdidas de preesfuerzo por flujo plástico aumentan considerablemente, debido a la presión radial causada por el líquido y aplicada mucho tiempo después de concluida la construcción del depósito o tanque.

El preesfuerzo efectivo (esfuerzo máximo en el alambre, bajo las cargas de servicio, después de hacer las deducciones anteriores por pérdidas y otros efectos), se evalúa con:

$$f_{se} = 0.55 f_{sr}$$

que de acuerdo al sistema a base de tendones de postensado se deben tener las siguientes consideraciones.

El esfuerzo debido a la acción del gato de tensado -- debe ser de 0.80 f<sub>sr</sub>, pero no mayor que el valor máximo -- recomendado por los fabricantes de anclajes o acero de preesfuerzo, el preesfuerzo inicial será de 0.70 f<sub>sr</sub> y el preesfuerzo efectivo igual a 0.55 f<sub>sr</sub>.

Otra medida que es importante de considerar son las pérdidas que ocurren antes o al momento de instalar los anclajes, (fricción y corrimiento de los anclajes), debiendo determinarse éstas, en base a las pruebas de los sistemas a usarse.

Para la aplicación del ACERO DE PREESFUERZO VERTICAL

aplicado en la planta de fabricación de elementos precolados, se tendrán las siguientes consideraciones:

El esfuerzo debido a la fuerza aplicada por el gato de tensado será de 0.80 fsr, pero mayor que el valor máximo recomendado por el fabricante de anclajes o acero de preesfuerzo. Así mismo el preesfuerzo inicial será de 0.70 fsr y para el preesfuerzo efectivo se considerará -- 0.60 fsr - 0.80 fyp.

Las pérdidas de preesfuerzo posteriores al anclaje se pueden suponer de 15% del preesfuerzo inicial, a menos que se calculen en forma más precisa.

En el caso de las pérdidas ocurridas antes o durante el anclaje (fricción o corrimiento de los anclajes), se evaluarán con base en las experiencias del sistema a usar.

En la fabricación de los elementos preesforzados se utilizará ACERO DE REFUERZO, utilizando barras corrugadas, malla de alambre electrosoldado o diafragmas de acero.

Los esfuerzos admisibles a la tensión serán de 1,260 Kg/cm<sup>2</sup>, haciendo caso omiso al esfuerzo de fluencia fy. - Si la tensión en el acero de refuerzo es debida a los efectos de contracción o a cambios de temperatura, se puede usar un valor mayor que el esfuerzo admisible; haciendo la aclaración que a este esfuerzo ordinario en ningún momento se le asignará contribución alguna para resistir tensión circunferencial causada por la presión radial.

#### DISEÑO DE LA PARED.

Generalmente para el diseño de las paredes se toma como base un análisis elástico el cual considera los efectos del preesfuerzo, la presión del líquido almacenado y-

si existiera terraplén, la contribución de empuje que éste aporta. Para los efectos de contracción, cambios de temperatura, de gradientes de temperatura y flujo plástico, se aplicarán los métodos teóricos, empíricos, o una combinación de éstos, siempre y cuando se tengan resultados satisfactorios.

Es necesario establecer las condiciones de trabajo de todos y cada uno de los elementos que conforman este tipo de construcciones, ya que debido a esto, las respuestas originan diferentes comportamientos, que repercuten en métodos de diseño que se utilicen.

Dentro de las formas o condiciones diferentes, se pueden citar los depósitos o tanques con PAREDES LIBRES EN SU BORDE SUPERIOR, donde el presfuerzo circunferencial debe producir una compresión inicial en el concreto (antes de que actúe el empuje del líquido almacenado), no menor de  $35 \text{ Kg/cm}^2$ . Caso contrario si el borde superior de las paredes se encuentran restringidas, la compresión inicial en el concreto no será menor de  $20 \text{ Kg/cm}^2$ .

Debido a las características constructivas se otorgan dimensiones a las mencionadas paredes, como sucedería en el caso de concreto lanzado o concreto colado en el lugar; dimensiones establecidas con valores mínimos de la siguiente forma:

Si el núcleo es de concreto neumático sobre diafragmas de acero, invariablemente deberá tener un espesor de 9 cm: para el caso en donde el núcleo sea colado en el lugar y la pared no contenga presfuerzo vertical, dicho espesor no será menor de 20 cm. En el caso de que el núcleo sea colado en el lugar pero se aplique a la pared, presfuerzo vertical, dicho espesor de la pared no será menor



que 15 cm.

Para casos extraordinarios, no usuales, en que la pared del depósito o tanque sea de dimensiones mayores a -- las mencionadas debido a cargas verticales muy severas, -- se determinará utilizando un análisis que incluya la estabilidad de la pared.

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos verticales -- causados por gradientes de temperatura y de contracción -- causados por el secado de las paredes de concreto; estos -- se tomarán con acero de presfuerzo o con acero de refuerzo, si la pared tiene diafragma de acero, es suficiente -- un área de acero vertical, que incluye el diafragma, debiendo ser 0.005 veces el área de la sección transversal -- de la pared del depósito o tanque. En el caso contrario -- cuando la mencionada pared carece de diafragma de acero -- se calculará el refuerzo necesario.

Cuando se aplique el presfuerzo horizontal se seguirá una ruta definida, con el fin de mantener los esfuerzos de flexión vertical especificados por los límites tolerables en la tabla IV

Para el diseño de las paredes también se considerarán los siguientes puntos:

Espe<sup>s</sup>or de la pared.

En el caso que el núcleo sea de mortero o concreto -- neumático, se deberá usar  $f_g$  en vez de  $f_c$  como se indicará más adelante en las fórmulas.

Si suponemos la no existencia de restricciones al giro, ni al movimiento radial, ni en el borde superior ni -- en la base, bajo estas condiciones la fuerza del presfuerzo inicial,  $N_{0i}$ , por unidad de altura, que se aplican

para contrarrestar la presión del líquido, compensar las pérdidas y dejar una compresión residual, a la profundidad  $H_y$ , es:

$$NO_i = \gamma R(H_y) \frac{f_{si}}{f_{se}} \quad (4.25)$$

$hc$  = espesor del núcleo, donde

$$hc = \frac{NO_i}{f_{ci}} \quad (4.26)$$

$hc$ , no debe ser menor de como se especifica con anterioridad.

Se revisará que la compresión  $NO_i/hc$  no sea menor -- que el valor mínimo de la ecuación 4.25; si llega a regir el espesor mínimo y no se cumple este requisito, será necesario aumentar la magnitud del presfuerzo.

Para la revisión del presfuerzo final de compresión debido al empuje del terraplén (si es que existe éste) y al presfuerzo efectivo, se usará:

$$f = \frac{NO_b}{h} + \frac{NO_i}{hc} \cdot \frac{f_{se}}{f_{si}} \leq f_c \quad (4.27)$$

Para  $NO_b = P_{ey} (R+h)$ .

Cuando en los bordes no haya restricción al movimiento radial ni al giro, la DEFORMACION radial elástica de la base de la pared debida al presfuerzo inicial será:

$$R_i = \frac{NO_{i0} R}{h c_0 E_c} \quad (4.28)$$

donde  $E_c = 10,000 \sqrt{f'c}$  (Módulo del concreto de la pared) en  $Kg/cm^2$ .

Las fuerzas cortantes restrictivas en los bordes reducen la deformación radial inicial, sin embargo la defor

mación radial final de la pared se incrementa considerablemente, por la contracción y el flujo plástico del material. La deformación final puede llegar a ser de 1.5 a 3-veces la deformación inicial, no restringida, según las condiciones locales, que incluyen factores tales como la contracción por secado y el flujo plástico, así también en la edad del concreto al aplicar el preesfuerzo y la tardanza en llenar el tanque de líquido. En condiciones normales la deformación radial se tomará como  $1.7 R_i$ .

Si la base y/o la tapa se encuentran restringidas y causan momentos verticales en la pared, se puede aplicar acero de refuerzo o de preesfuerzo de la siguiente forma:

Si  $H^2/Dhc \geq 2$ , el momento vertical máximo, debido a un cortante radial  $Q_0$ , que actúa hacia afuera sobre un borde de la pared, se usa la ecuación 4.29

$$M_{y\text{máx}} = 0.24 Q_0 \sqrt{Rh_{co}} \quad (4.29)$$

Pero si el espesor es variable, se usará el valor  $h_c$  que se tenga a la altura

$$y = 0.43 \sqrt{Rh_{co}}$$

desde la base en lugar de  $h_{co}$ .

En la ecuación 4.29 el momento produce tensiones en la cara interior y ocurren a una distancia de

$$y = 0.63 \sqrt{Rh_{co}}$$

desde el borde donde actúa  $Q_0$ .

Para tanques donde la reacción  $H^2/Dhc < 2$ , se realizará un análisis más elaborado que tome en cuenta la interacción de las condiciones de los bordes, tanto de la base como el superior.

Observando la fig. 4-8b, la unión de la base con la pared está dada por un cojín de Neopreno, por lo que la fuerza  $Q_0$  se determinará a partir de la deformación radial máxima calculada en el borde y de la fuerza restrictiva que suministre el sistema particular que se use en la junta, obtenida en ensayos.

Si es articulada la unión entre la base y las paredes

$$Q_0 = 0.38 N \theta_1 \sqrt{\frac{hco}{R}} \quad (4.30)$$

El refuerzo vertical interior, calculado para el momento  $M_{y\max}$ , debe extenderse desde la base, una distancia

$$y_1 = 1.4 \sqrt{Rhco} \quad (4.31)$$

si el espesor es variable, se usará el valor de  $h_c$  que se tenga a la altura,  $y = 0.4 Rhco$  desde la base, en vez de  $hco$ . Además de que la mitad de este refuerzo debe extenderse desde la base una distancia,

$$y_2 = 1.8 \sqrt{Rhco} \quad (4.32)$$

al refuerzo que se prolongue arriba de  $y_2$ , debe ser el necesario por lo menos para  $0.22 M_{y\max}$ , sin olvidar en todos los casos, considerar la longitud de desarrollo  $l_d$ .

El refuerzo a suministrarse en la cara exterior, será por lo menos  $0.005 hco$ , desde la base hasta una altura no menor que 90 cm. ni que

$$y_3 = 0.75 \sqrt{Rhco} \quad (4.33)$$

El Manual De Diseño De Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal De Electricidad, en su tomo de Estructuras C.2.5, correspondiente a Tanques y Depósitos, nos muestra tablas denominadas figuras de valores, para el cálculo directo de  $M_0$ ,  $M_1$ , coeficientes para el cálculo de Tensiones Horizontales y Momentos Verticales, asimismo, los coeficientes para el cálculo de fuerzas Cortantes Basales.

Aplicando estas ayudas de Diseño, obtenemos en forma directa los elementos mecánicos para estimar la cuantía de refuerzo, Presfuerzo y concreto necesarios, ya que de otra forma, se tendría que elaborar un análisis muy exhaustivo, o utilizar programas para computadora de capacidades considerables.

El proceso de un análisis para este tipo de estructuras es el siguiente:

- Cálculo de la masa  $M$ , calculando los pesos de:

columnas	50%	205.17	Ton.
pared	50%	485.18	Ton.
trabes	100%	242.62	Ton.
losa incluye C.V.	100%	3,023.62	Ton.
líquido almacenado al	80%	<u>40,000.00</u>	<u>Ton.</u>

Peso del Tanque  $P = 43,956.59$  Ton.

entonces la masa  $M = \frac{P}{g} = 4,480.79 \frac{\text{ton seg}^2}{\text{mts}}$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad =  $9.81 \text{ Mt/seg}^2$

- Con la ecuación 4.19

$$M_0 = 336.9 \frac{\text{ton seg}^2}{\text{mts}}$$

- Con la ecuación 4.20

$$M_1 = 3,702.93 \frac{\text{ton seg}^2}{\text{mts}}$$

- Con la ecuación 4.21 y  $\alpha = 0$

$$H_0 = 2.66 \text{ mts}$$

- Con la ecuación 4.22 y  $P = 2.00$

$$H1 = 33.54 \text{ mts}$$

- Así mismo con la ecuación 4.23

$$K = 438.70 \text{ ton/mts}$$

Clasificando por sismo la estructura con las disposiciones del R.C.D.D.F. tenemos que:

segun su destino	grupo	A
segun su estructuración	tipo	1
regionalización en la Rep. Mexicana	zona	B
por clasificación del suelo	tipo	I
factor de comportamiento sísmico	Q =	1.5

Coefficiente sísmico incrementado en un 50 % por pertenecer al grupo A

$$c = 0.08 \times 1.50 = 0.12$$

$$a_0 = 0.03 \times 1.50 = 0.045$$

$$T_a = 0.20$$

$$T_b = 0.60$$

$$r = 1/2$$

(La ubicación del Tanque se encuentra en el Estado de México, en los límites de los municipios de Huixquilucan y Naucalpan, dentro de la zona B )

Partiendo de los datos obtenidos, sometamos la estructura a un análisis sísmico, que nos dará como ya se mencionó, los elementos mecánicos, para el diseño estructural.- Este análisis, deberá hacerse por medio de programas de computadora, ya que de otra forma, es muy elaborado y se puede caer en errores al estar operando, la innumerable cantidad de sistemas de ecuaciones que se obtienen.

El R.C.D.D.F., en sus normas complementarias, y de acuerdo a las características de los datos para análisis por sismo, muestra un criterio para elegir el tipo de anf

lisis, entre el estático y el dinámico.

Dentro de los análisis estáticos tenemos, el Método Simplificado de Análisis y el Análisis Estático; asimismo para el análisis Dinámico, se puede utilizar, el Análisis Dinámico Modal Espectral y el Análisis Dinámico Paso a Paso.

De las Fig. IV.1 y IV.3 (tablas) del MDOC para;

H = 7.00 mts tirante del líquido

D = 95.40 mts diámetro interior del tanque

h = 0.20 mts espesor de la pared

y con  $\frac{H^2}{Dh} = \frac{7.00^2}{95.40(0.20)} = 2.568 \approx 2.6$

se obtienen los valores c y se calculan;

Las Tensiones Horizontales por unidad de altura con

$$T = c \gamma HR \quad \text{donde } \gamma = 1,000 \text{ kg/m}^3 \quad (4.34)$$

dist. a partir de la superficie	mts	c	T (ton)
0.0 H	0.00	+0.1740	58.10
0.1 H	0.70	+0.2222	74.19
0.2 H	1.40	+0.2694	89.95
0.3 H	2.10	+0.3072	102.57
0.4 H	2.80	+0.3282	109.59
0.5 H	3.50	+0.3268	109.12
0.6 H	4.20	+0.2908	97.10
0.7 H	4.90	+0.2260	75.46
0.8 H	5.60	+0.1358	45.34
0.9 H	6.30	+0.0436	14.56

Los Momentos Verticales por unidad de ancho con

$$M = c \gamma H^3 \quad \text{donde } \gamma = 1.00 \text{ ton/m}^3 \quad (4.35)$$

0.1 H	0.70	+0.00096	+ 0.32928
0.2 H	1.40	+0.00284	+ 0.97412
0.3 H	2.10	+0.00554	+ 1.90022
0.4 H	2.80	+0.00822	+ 2.81946
0.5 H	3.50	+0.01020	+ 3.49860
0.6 H	4.20	+0.01042	+ 3.57406
0.7 H	4.90	+0.00762	+ 2.61366
0.8 H	5.60	-0.00012	- 0.04116
0.9 H	6.30	-0.01454	- 4.98722
1.0 H	7.00	-0.03742	-12.83506

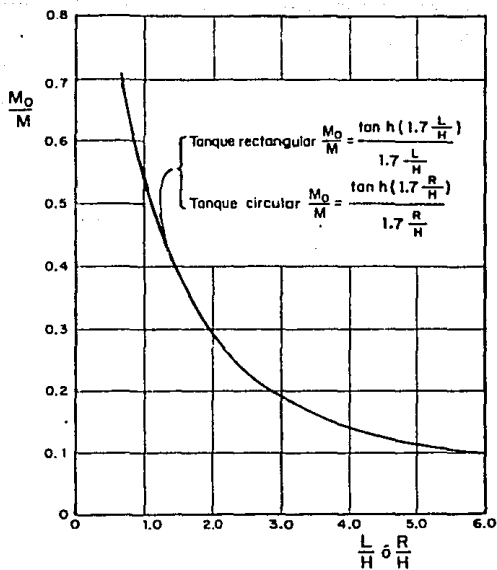
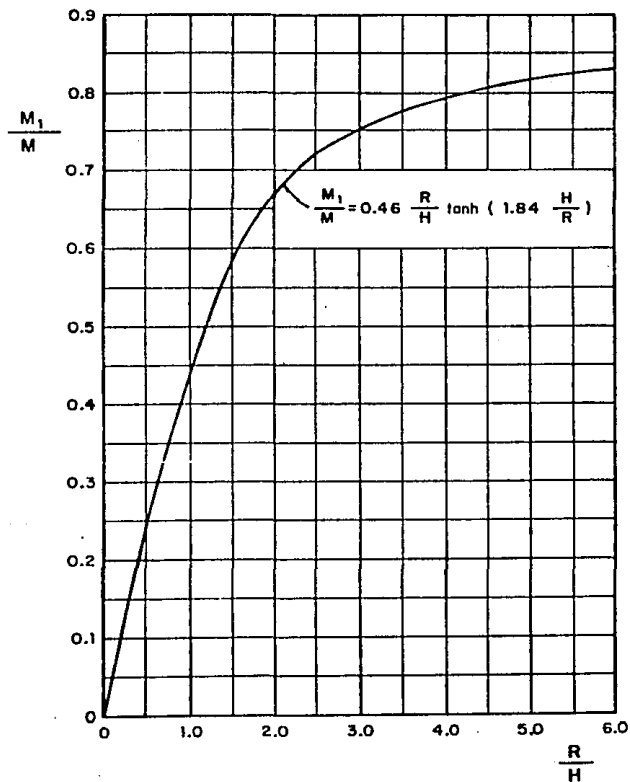


FIG IV-8.1 Valores de  $M_0/M$  para tanques rectangulares y circulares



FIG IV-8-2 Valores de  $M_1/M$  para tanques circulares

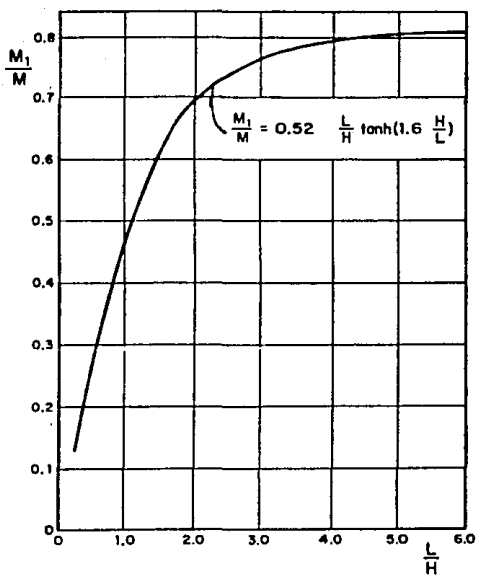
FIG W-8.3 Valores de  $M_1/M$  para tanques rectangulares

TABLA IV.1 Coeficientes para calcular tensiones horizontales y momentos verticales en tanques circulares

$\frac{h^2}{2h}$	Distancia desde la superficie									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.092	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.076	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.391	+0.371	+0.354	+0.334	+0.299	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.248	+0.243	+0.274	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.234	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.273	+0.267	+0.102	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.025	+0.117	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.388	+0.259	+0.092
6.0	+0.019	+0.119	+0.274	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	+0.111	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.208	+0.313	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	-0.005	+0.097	+0.202	+0.317	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	-0.002	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.656	+0.654	+0.541	+0.241
16.0	-0.000	+0.097	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

\* por unidad de altura

$\frac{h^2}{2h}$	Distancia desde la superficie									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.0005	-0.0014	+0.0021	+0.0007	-0.0042	-0.0150	-0.0302	-0.0529	-0.0816	-0.1205
0.8	+0.0011	-0.0017	+0.0063	+0.0080	-0.0070	-0.0023	-0.0068	-0.0274	-0.0465	-0.0795
1.2	+0.0012	-0.0047	+0.0077	+0.0103	-0.0112	+0.0090	+0.0022	-0.0108	-0.0311	-0.0602
1.6	+0.0011	-0.0041	+0.0075	+0.0107	-0.0121	+0.0111	+0.0058	-0.0051	-0.0232	-0.0505
2.0	+0.0010	-0.0035	+0.0058	+0.0099	-0.0120	+0.0115	+0.0075	-0.0021	-0.0185	-0.0436
3.0	+0.0006	-0.0024	+0.0047	+0.0071	+0.0090	+0.0097	+0.0077	-0.0012	-0.0119	-0.0333
4.0	+0.0003	-0.0015	+0.0028	+0.0047	+0.0066	+0.0077	+0.0069	+0.0073	-0.0080	-0.0268
5.0	+0.0002	-0.0008	+0.0016	+0.0029	+0.0046	+0.0059	+0.0059	+0.0028	-0.0058	-0.0222
6.0	+0.0001	-0.0003	+0.0008	+0.0019	+0.0032	+0.0045	+0.0051	+0.0029	-0.0041	-0.0187
8.0	+0.0000	-0.0001	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0028	+0.0038	+0.0029	-0.0022	-0.0146
10.0	+0.0000	-0.0000	+0.0001	+0.0004	+0.0007	+0.0015	+0.0029	+0.0000	-0.0012	-0.0122
12.0	+0.0000	-0.0001	+0.0001	+0.0002	+0.0003	+0.0013	+0.0023	+0.0026	-0.0005	-0.0104
14.0	+0.0000	-0.0000	+0.0000	+0.0000	+0.0001	+0.0009	+0.0019	+0.0023	-0.0001	-0.0090
16.0	+0.0000	-0.0000	+0.0001	+0.0001	-0.0001	+0.0004	+0.0013	+0.0019	+0.0001	-0.0079

\*\* por unidad de ancho

UNION ELEGIDA ENTRE LA PARED Y EL FONDO  
( EMPOTRADA, VER FIG. 4. . . , Pág. 104 )

TABLA IV.2 Coeficientes para calcular tensiones horizontales y momentos verticales en tanques circulares

Tensión horizontal*										
Momento por unidad de ancho, M, aplicado en la base										
Base articulada, borde libre										
$T = c MR/\mu$										
El signo positivo indica tensión										
$\frac{\mu^2}{Dh}$	Distancia desde la superficie									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+2.70	+2.50	+2.30	+2.12	+1.91	+1.69	+1.41	+1.13	+0.80	+0.44
0.8	+2.02	+2.06	+2.11	+2.14	+2.10	+2.02	+1.95	+1.75	+1.39	+0.80
1.2	+1.06	+1.42	+1.79	+2.03	+2.46	+2.65	+2.80	+2.60	+2.22	+1.37
1.6	+0.12	+0.79	+1.43	+2.04	+2.72	+3.21	+3.56	+3.59	+3.13	+2.01
2.0	-0.66	+0.22	+1.10	+2.02	+2.90	+3.69	+4.30	+4.54	+4.08	+2.75
3.0	-1.78	-0.71	+0.43	+1.63	+2.95	+4.29	+5.46	+6.58	+6.55	+4.73
4.0	-1.87	-1.00	-0.08	+1.61	+2.47	+4.31	+6.34	+8.19	+8.82	+6.81
5.0	-1.54	-1.03	-0.42	+0.45	+1.86	+3.93	+6.60	+9.41	+11.03	+9.02
6.0	-1.04	-0.86	-0.59	-0.05	+1.21	+3.34	+6.54	+10.28	+13.08	+11.41
8.0	-0.24	-0.53	-0.73	-0.67	-0.02	+2.05	+5.87	+11.32	+16.52	+16.06
10.0	+0.21	-0.23	-0.54	-0.94	-0.73	+0.82	+4.79	+11.63	+19.48	+20.87
12.0	+0.32	-0.05	-0.46	-0.96	-1.15	-0.18	+3.52	+11.27	+21.80	+25.73
14.0	+0.26	+0.04	-0.28	-0.76	-1.29	-0.87	+2.59	+10.55	+23.50	+30.34
16.0	+0.22	+0.07	-0.08	-0.64	-1.28	-1.30	+1.12	+9.67	+24.53	+34.65

\* por unidad de altura

Momentos verticales**										
Momento por unidad de ancho, M, aplicado en la base										
Base articulada, borde libre										
$m = cM$										
El signo positivo indica tensión en el exterior										
$\frac{\mu^2}{Dh}$	Distancia desde la superficie									
	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.013	+0.051	+0.109	+0.196	+0.296	+0.414	+0.547	+0.692	+0.843	+1.000
0.8	+0.009	+0.040	+0.090	+0.164	+0.253	+0.375	+0.503	+0.659	+0.824	+1.000
1.2	+0.006	+0.027	+0.063	+0.125	+0.206	+0.316	+0.454	+0.616	+0.802	+1.000
1.6	+0.003	+0.011	+0.035	+0.078	+0.152	+0.253	+0.393	+0.570	+0.775	+1.000
2.0	-0.002	-0.002	+0.012	+0.034	+0.096	+0.193	+0.340	+0.519	+0.748	+1.000
3.0	-0.007	-0.022	-0.030	-0.029	+0.010	+0.087	+0.277	+0.426	+0.692	+1.000
4.0	-0.008	-0.026	-0.044	-0.051	-0.034	+0.023	+0.130	+0.354	+0.645	+1.000
5.0	-0.007	-0.024	-0.045	-0.061	-0.057	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000
6.0	-0.005	-0.018	-0.040	-0.058	-0.065	-0.037	+0.057	+0.252	+0.572	+1.000
8.0	-0.001	-0.009	-0.022	-0.044	-0.068	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000
10.0	0.000	-0.002	-0.039	-0.028	-0.053	-0.067	-0.031	+0.173	+0.467	+1.000
12.0	0.000	0.000	-0.003	-0.016	-0.040	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000
14.0	0.000	0.000	-0.000	-0.008	-0.029	-0.059	-0.050	+0.048	+0.387	+1.000
16.0	0.000	0.000	-0.007	-0.003	-0.031	-0.051	-0.046	+0.025	+0.354	+1.000

\*\* por unidad de ancho

TABLA IV.3 Coeficientes para calcular fuerzas cortantes en la base de paredes de tanques circulares

Cortante en la base por unidad de ancho		
$V = c \begin{cases} \gamma H^2 & \text{(empuje triangular)} \\ M/H & \text{(momento en la base)} \end{cases}$		
El signo positivo indica que la pared tiende a deslizar hacia afuera con respecto al fondo		
$\frac{H^2}{Dh}$	Empuje triangular, base empotrada*	Momento por unidad de ancho aplicado en la base**
0.4	+0.436	-1.58
0.8	+0.374	-1.75
1.2	+0.339	-2.00
1.6	+0.317	-2.10
2.0	+0.299	-2.57
3.0	+0.262	-3.18
4.0	+0.236	-3.68
5.0	+0.213	-4.10
6.0	+0.197	-4.49
8.0	+0.174	-5.18
10.0	+0.158	-5.81
12.0	+0.145	-6.38
14.0	+0.135	-6.88
16.0	+0.127	-7.36

\* véase Tabla IV.1

\*\* véase Tabla IV.2

Estimando el cortante en la base por unidad de ancho

$$V = c \frac{1}{2} H^2 \quad \text{para empuje triangular} \quad (4.36)$$

$$V = c \frac{M}{H} \quad \text{por momento en la base} \quad (4.37)$$

$$\text{si } \frac{H^2}{2H} = \frac{7.00^2}{47.70(0.20)} = 5.13 \approx 5.00$$

$$\text{para empuje triangular} \quad c = +10.213 \text{ ton}$$

$$\text{por momento en la base} \quad c = - 4.460 \text{ ton}$$

$$V_{\text{total}} = + 5.977 \text{ ton}$$

Obtenidos los datos anteriores se procede a evaluar, sobre las paredes del tanque, el preesfuerzo, tanto el de pretensado como el de postensado.

**PERDIDAS DE TENSION.** En el acero de preesfuerzo.

Debido a las condiciones en que se utiliza el acero de preesfuerzo, así como a las propiedades de los materiales que forman una estructura, siempre se presentan pérdidas de tensión, las cuales es necesario evaluar, para tener así, las fuerzas definitivas que actuarán durante las fases de construcción y vida útil de la estructura y así poder diseñarla correctamente.

Normalmente, las fuerzas definitivas que se obtienen por el preesfuerzo, después de ocurrir todas las pérdidas de tensión, representan entre el 65 % y el 85 % de la fuerza inicial de tensado; debido a esto es necesario evaluarlas, de tal modo que se diseñe con los valores más cercanos a los que se presentan en la realidad.

Segun los reglamentos especializados, las pérdidas totales de tensión en el acero de preesfuerzo, son de la forma siguiente:

Contracción Elástica Del Concreto

$$\delta = \frac{F_0}{Ac E_c} \quad (4.38) \quad \text{donde } F_0 = \text{esfuerzo total en el concreto despues de la transferencia}$$

### Pérdida De Preesfuerzo En El Acero (4.39)

$$\Delta f_s = E_s \delta = -\frac{E_s}{A_c} \frac{F_s}{E_c} = \frac{\eta F_o}{A_c}$$

### Deformación Elástica y Contracción Del Concreto

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

### Relajamiento Del Esfuerzo En El Acero (Deformación plástica)

Es la pérdida de sus esfuerzos cuando es preesforzado y mantenido en una deformación constante por un periodo de tiempo, o algunas veces se mide por el alargamiento cuando se mantiene bajo un esfuerzo constante durante cierto tiempo, ver fig. 4.9

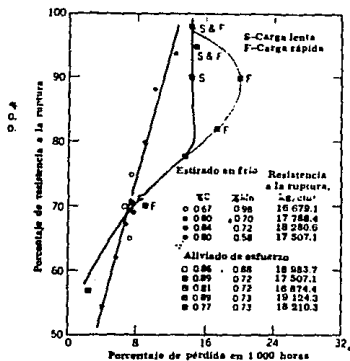


fig. 4.9 Porcentaje de pérdida en 1000 horas. Relajamiento de los alambres de preesfuerzo

### Pérdida Debida a la Absorción Del Anclaje

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

donde  $\Delta a$  se define según el tipo de sistema de anclaje utilizado - que va desde 2.5mm a 5mm, dependiendo de la longitud del tendón

### Pérdida a La Flexión Del Miembro

Estas varían dependiendo de la flexión del miembro - preesforzado, y en ocasiones pueden favorecer, por lo que

en la mayoría de las veces, son despreciadas.

#### Pérdidas Por Fricción Consideraciones Prácticas.

Se establece un coeficiente de fricción, dependiendo de la tersura del material con el cual tiene contacto el tendón que se pretensa o postensa, además de la longitud del tendón y el cambio de ángulo.

Considerando un coeficiente de fricción  $\mu$ , para:

#### Alambres estirados de 4.97mm de diámetro

Concreto terminado suave	0.29-0.31
Concreto terminado áspero	0.35-0.44
Metal Negro nuevo	0.16-0.22

#### Cables de 2 alambres de 0.2mm de diámetro

Concreto terminado suave	0.38-0.40
Concreto terminado áspero	0.40-0.46
Metal negro nuevo	0.19-0.22

#### Cables de 7 alambres de 2.5mm de diámetro

Parafina bajo presión de 2.1 kg/cm <sup>2</sup>	0.10
Parafina bajo presión de 49.2 kg/cm <sup>2</sup>	0.02-0.025

Las pérdidas de preesfuerzo debidas a todas las causas anteriores, por pruebas de laboratorio, y experiencias de los dedicados al preesfuerzo, se sintetizan como sigue:

Deslizamiento de anclajes	3 %
Acortamiento elástico	0 %
Fricción	9 % = 12 %
Flujo Plástico	10 %
Contracción en el concreto	8 %
Relajamiento	1 % = 19 %

El comité PCI, para las pérdidas de preesfuerzo, ha desarrollado un método de pasos sucesivos, que emplea sólo un pequeño número de intervalos de tiempo y, en consecuencia, puede adaptarse bien su uso para cálculos en con



putadora. El intervalo de tiempo para cada paso se aumenta con la edad del concreto.

Teniendo un cable con diámetro nominal de 1.27 cm, - una sección de  $0.98 \text{ cm}^2$ , una resistencia a la ruptura de  $18,933 \text{ kg/cm}^2$  y una carga de tensado de  $13,288 \text{ kg/cm}^2$  --- (datos del fabricante) para un cable de 7 alambres; se -- evalúa con la tensión obtenida a 0.4 H, el área de acero necesaria, considerando asimismo, las pérdidas.

Si  $T = 109.59 \text{ ton}$  y sabiendo que  $T = pR$

$$As = pR / fs \quad ; \quad As = T / fs$$

$$As = 109.590 / 13288 = 8.25 \text{ cm}^2$$

y estimando las pérdidas con el 19 %

$$As = 8.25 / 0.81 = 10.18 \text{ cm}^2$$

por lo que se utilizarán  $10.4 \approx 11.0$  cables  $\phi 1/2''$  de esta forma se evalúan los cables, para todas las diferentes alturas.

Para el cálculo del área de concreto necesaria se -- tiene que

$$Ac = -F_o / f_c \quad \text{donde } F_o = As \, fs = 143,245 \text{ kg}$$

$$Ac = 143,245 / (0.45 \times 350) = 909.5 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo, participa con sus porcentajes -- mínimos por efectos de contracción, por cambios bruscos -- de temperatura.

#### C I M E N T A C I O N

Aquí las recomendaciones mínimas básicas que han de -- tenerse en cuenta en el diseño de las cimentaciones de -- tanques son; El tipo de cimentación y sus características las cuales deben definirse en cada caso particular, con -- base en las condiciones y estudios correspondientes de me -- cánica de suelos.

Para explorar las condiciones del terreno se aplica-

rán las recomendaciones reglamentarias. Es importante registrar el nivel freático al inicio y al final de la exploración, y después, diariamente durante el mayor tiempo posible.

Al diseñar la cimentación de un tanque, debe revisarse la resistencia del terreno, y deben limitarse los hundimientos diferenciales y el hundimiento medio. Los hundimientos diferenciales se limitan en función de la capacidad del tanque para deformarse sin agrietarse; el hundimiento medio se limita en función de la capacidad de deformación de las tuberías y conexiones que ligan el tanque con el exterior, así como los requisitos de desnivel de los orificios de salida. En tanques sobre el terreno debe evitarse que su fondo llegue a quedar abajo del nivel del terreno por efecto del hundimiento. Al terminar los hundimientos se incluirá la deformación inmediata del suelo y la diferencia.

Si las exploraciones indican que el suelo soportará la sobrecarga impuesta por el tanque con hundimientos tolerables sin que haya riesgo de falla por resistencia, -- se recurrirá a una cimentación somera y bastará retirar los materiales superficiales sueltos o de origen orgánico.

Si el suelo resulta débil o inadecuado para soportar la sobrecarga del tanque sin sufrir hundimientos excesivos, antes de recurrir a la cimentación a base de pilotes, pilas u otro tipo de cimentación profunda, se recomienda considerar la posibilidad de mejorar las condiciones del subsuelo y cimentar superficialmente. Deben evitarse las cimentaciones mixtas.

#### C U B I E R T A .

Diseño de secciones bajo Flexión.

El diseño de las secciones de concreto preesforzado a la flexión, puede realizarse por un procedimiento muy simple, basado en un conocimiento de un par interno que actúa en la sección. En la práctica la profundidad  $h$  de la sección está dada, se conoce o se supone, así como el momento total en la sección. Bajo la carga de trabajo, el brazo del par interno podrá variar entre el 30 y el 80 % de la altura total  $h$  y como promedio vale  $0.65h$ . Por consiguiente, el preesfuerzo efectivo requerido puede calcularse con la ecuación

$$P = T = \frac{Mt}{0.65h} \quad (4.40)$$

si se supone el brazo del par como  $0.65h$ . Si el preesfuerzo unitario efectivo es  $f_s$  para el acero, entonces el área de acero requerida es

$$A_s = \frac{P}{f_s} = \frac{Mt}{0.65h f_s} \quad (4.41)$$

El preesfuerzo total  $A_s f_s$  es también la fuerza  $C$  en la sección. Esta fuerza producirá un esfuerzo unitario promedio en el concreto de

$$\frac{C}{A_c} = \frac{T}{A_c} = \frac{A_s f_s}{A_c} \quad (4.42)$$

Para el diseño preliminar, este esfuerzo promedio puede suponerse de 50 % del esfuerzo máximo admisible  $f_c$  bajo la carga de trabajo.

$$\text{así} \quad \frac{A_s f_s}{A_c} = 0.5 f_c \quad \text{donde} \quad A_c = \frac{A_s f_s}{0.5 f_c} \quad (4.43)$$

Este procedimiento se basa en el diseño para cargas de trabajo, con muy poca tensión o ninguna en el concreto. También pueden hacerse los diseños basándose en las teorías de resistencia a la ruptura con factores de carga apropiados.

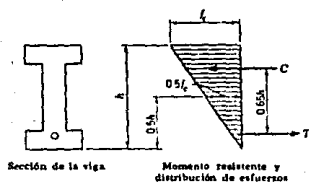


Fig. 4.10 Diseño preliminar de la sección de una viga

**C A P I T U L O V****PROCESO CONSTRUCTIVO**

El principio de la fabricación es un elemento prefabricado, se inicia en una planta de prefabricados, ya sea fija o móvil, en donde existe la infraestructura necesaria para llevar a cabo procesos de prestresado. Se habilitan los moldes para colar las piezas denominadas Dovelas, las cuales se clasifican en los tipos, Dovelas de tensado y Dovelas intermedias. Al mismo tiempo, se da inicio en campo a la preparación para colocar la base de terracería recibir el tipo de cimentación diseñado, asimismo las tuberías, conexiones y válvulas necesarias para efectuar las funciones correspondientes a los fines de operación, además de las preparaciones necesarias para recibir los elementos prefabricados.

Se trasladan en base a un programa definido, los elementos prefabricados hacia la obra, los cuales se irán colocando muy próximos a su posición definitiva, ya que son elementos que se tienen que maniobrar a base de equipo pesado (grúa de por lo menos 20 ton.).

Colada la cimentación, se procede al montaje de lo que es la pared del tanque, plomeando y nivelando, tanto las dovelas de tensado como las intermedias y dejándolas troqueladas para el siguiente proceso, que será el colado de castillos entre dovela y dovela, no sin antes darle continuidad a los ductos de postensado, a base de un conople del mismo material, que es ducto engargolado de lámina negra. Terminado lo anterior, se procede a cabecear los cables con soldadura de bronce y a ensartar los mismos dentro de los ductos, en paquetes o en forma sencilla, quedando listos para acoplarlos con los accesorios de anclaje.

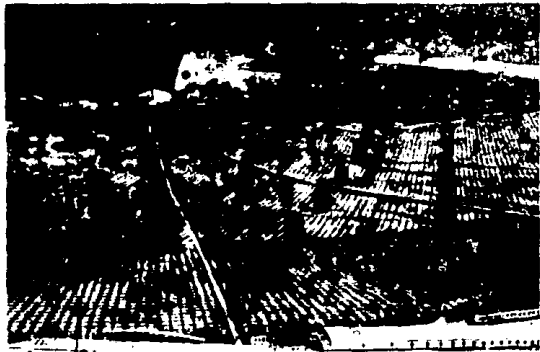
El proceso de tensado se lleva a cabo, con gatos hidráulicos especiales, teniendo cuidado de que, el proceso

se lleve a cabo de una manera alternada, esto es; Se tensará inicialmente en una línea horizontal, los cables de los lados contrarios del tanque, en la zona de mayor tensión; posteriormente como estos cables se traslapan, se tensarán los intermedios sobre la misma línea, cerrando así, el anillo circunferencial (pueden ser dos o más cables en una misma línea horizontal). El siguiente paso y de la misma manera anterior, se tensan, un anillo hacia arriba y otro hacia abajo. Así sucesivamente se van tensando, hasta completar todo los anillos diseñados, en esta forma alterna.

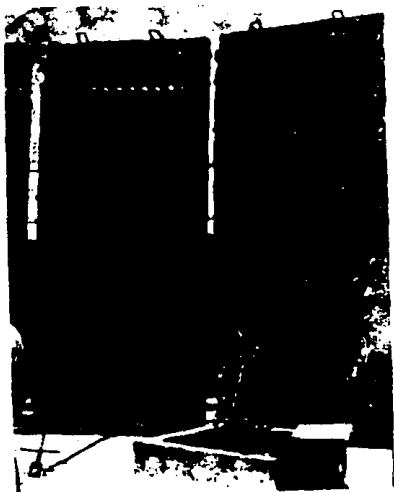
Terminado el proceso de tensado, se procede a colar las cadenas perimetrales Cimiento-Pared, y calafatear todos los castillos, los cuales sufren un aplastamiento, debido al postensado de las dovelas.

La cubierta del tanque se soporta a base de columnas, que a su vez están sobre una cimentación del tipo candelero; esta cubierta es a base de trabes portantes preesforzadas, que recibirán un sistema de vigueta pretensada y bovedilla, ya sea de concreto o de poliestireno.

El sistema más usado en México, para el proceso de postensado, es el sistema FREYSSINET, aunque se pueden utilizar otros como, el BBRV, PI, PRESCON, ROEBLING, STRESSTIL y algunos otros; cada uno de estos sistemas, utiliza sus propios accesorios de anclajes.



Cimentación.



pared. (Dove las).





Cubierta.



Tanque Terminado.

**CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES**

Así se concluye que:

Es importante el apoyo que este tipo de obras brindan a los sistemas de redes de distribución de agua potable, ya que ayudan a la dosificación y al buen uso del --preciado líquido.

El apoyo económico de los gobiernos estatales y federales, es fundamental en la construcción de este tipo de Obras Magnas, ya que se requiere de grandes capitales para llevarlas a cabo; por lo que es importante que los --usuarios, seamos lo suficientemente responsables del buen uso del agua potable.

Dadas las Características urbanas, y los grandes centros poblacionales de nuestro país, la mayor parte de estas obras de infraestructura, se encuentran en el Estado de México y en especial, en las zonas conurbadas con el --Distrito Federal. De esta forma, el Estado de México, es para la ciudad de México, un apoyo fundamental en la materia de dotación y distribución de Agua Potable.

Existen en nuestro país, varias empresas con capacidad tecnológica-administrativa, para proyectar y ejecutar este tipo de obras, utilizando entre ellas, formas y sistemas muy similares.

En cuanto al proceso constructivo, se ha demostrado que es muy versátil y económico, en comparación con otros procesos y es de esperarse que, en los centros de mayor --población de la República Mexicana, se sigan construyendo este tipo de obras.

El ahorro específicamente está en el tiempo, por ser una estructura a base de elementos precolados, no así en el costo que puede ser el mismo para ambos casos.

Se recomienda que:

Al proyectar y ejecutar un tanque de almacenamiento de agua potable, se consulten los reglamentos y normas de construcción mas recientes, dado que, cada día se experimentan, estudian y perfeccionan, tanto los materiales como las formas de análisis y diseño, con solicitaciones de servicios desidas a los aspectos y meteos naturales que suceden.

Es importante conceptualizar el trabajo virtual y -- real de este tipo de estructuras, para lo cual se requiere de una dedicación y una ética profesional completa.

Son importantes los conocimientos de las personas -- ejecutantes, de todas las formas y procesos que intervienen en la proyección y realización de este tipo de obras, ya que se debe tener mucho cuidado en cada paso, pues --- existen dentro del proceso, situaciones de mucho riesgo, - que pueden ser catastróficas; desde la forma de traslado, para lo cual se requiere también de un diseño especial, - así como de la etapa de montaje y en especial del proceso de postensado. Una sola falla de estos puntos, podría ocasionar pérdidas, no sólo económicas sino humanas.

Hace falta para este tipo de obras con elementos precolados, una difusión que muestre las bondades para la -- construcción no sólo de Tanques Reguladores sino, Puentes, Edificios y algunos otros tipos de Estructuras.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO.  
ACI-318-77.  
IMCYC, México, 1979.
- 2.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO.  
T. Y. LIN.  
CECSA, México, 1982.
- 3.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.  
C. 2. 5 Tanques y Depósitos.  
Comisión Federal de Electricidad, México, 1980.
- 4.- CONCRETO PRESFORZADO.  
N. Khachaturian - G. Gurfinkel.  
DIANA, México, 1979.
- 5.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO.  
Nilson, Arthur H.  
W. Limusa, México, 1982.
- 6.- INTRODUCCION AL CONCRETO PRESFORZADO.  
Allen, A. H.  
IMCYC, México, 1982.
- 7.- DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO.  
Branson, Dan E.  
IMCYC, México, 1982.
- 8.- DEFLEXIONES DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO Y  
PRESFORZADO.  
Branson, Dan E.  
IMCYC, México, 1981.
- 9.- ANALISIS SISMICO MODAL.  
Magdaleno R., Carlos.  
I. P. N., México, 1980.

- 10.- HIDRAULICA GENERAL.  
Sotelo Avila, Gilberto.  
W. Limusa, México, 1980.
  
- 11.- COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACION.  
Suárez Salazar, Carlos.  
W. Limusa, México, 1980.