



46
ZEJ
**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

" DISEÑO DE CIMBRAS METALICAS "

FALLA DE ORIGEN

T E S I S

Que para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

p r e s e n t a

ARMANDO CHAVEZ SANCHEZ



ASESOR DE TESIS:

ING. ARNULFO ANDRADE DELGADO

México, D. F.

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-106/95

Señor
ARMANDO CHAVEZ SANCHEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ARNULFO ANDRADE DELGADO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.


"DISEÑO DE CIMBRAS METALICAS"

- I. **CONCEPTOS GENERALES**
- II. **FABRICACION Y TIPOS DE ACERO**
- III. **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO**
- IV. **MEDIDAS COMERCIALES Y FIGURAS**
- V. **EJEMPLOS**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 19 de junio de 1995.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nl

A MIS PADRES:

**DEDICO ESTE TRABAJO.
POR SU CONFIANZA Y CONSEJOS
DE ALIENTO, GRACIAS A LOS
CUALES TENGO LA OPORTUNIDAD
DE PODER ALCANZAR ESTA META.**

A MI ESPOSA:

**DIANA PATRICIA. QUIEN SIN
SU APOYO Y CARINO, NO HUBIERA
PODIDO SEGUIR ADELANTE.**

A MIS HIJOS:

**IVAN ARMANDO Y DIANA HADALY.
QUIENES ME HAN LLENADO DE
DICHA Y FELICIDAD Y POR LOS
QUE SEGUIRE TRATANDO DE
SUPERARME.**

A MIS HERMANOS:

JORGE, MARCELA, MARCO ANTONIO,
MARIA ELENA Y ADRIAN: CON TODO
MI CARINO.

QUIERO DAR LAS GRACIAS MUY
ESPECIALMENTE AL ING. ARNULFO
ANDRADE, POR CONFIAR EN MI
Y BRINDARME UNA NUEVA
OPORTUNIDAD.

A LA UNAM, FAC. DE INGENIERIA
MAESTROS Y COMPANEROS QUE ME
BRINDARON SU AYUDA PARA
ALCANZAR ESTE OBJETIVO.

A TODOS ELLOS MIL GRACIAS !

I N D I C E

	Págs.	
INTRODUCCION	6	
CAPITULO I		
CONCEPTOS GENERALES		
1.1	DEFINICION DE CIMBRA	9
1.2	REQUISITOS	9
1.3	CONFORMACION	11
1.4	MATERIALES	11
1.5	CIMBRADO METALICO	12
1.6	CIMBRAS ESPECIALES METALICAS	15
CAPITULO II		
FABRICACION Y TIPOS DE ACERO		
II.1	IMPORTANCIA DEL ACERO	16
II.2	CLASIFICACION DEL ACERO	17
II.3	TIPOS DE ACERO	17
II.4	DEFECTOS DE LOS ACEROS	18
II.5	NORMA OFICIAL MEXICANA PARA TUBOS	21
II.6	NORMA OFICIAL MEXICANA PARA LAMINAS	45

CAPITULO III

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

III.1	CARGAS Y PRESIONES	47
III.2	PRESION LATERAL DEL CONCRETO	51
III.3	DISEÑO DE COLUMNAS O POSTES	60
III.4	DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXION	62
III.5	COMBINACION DE FLEXION Y CARGA AXIAL	66
III.6	ESFUERZO CORTANTE	67
III.7	FLECHA	68
III.8	PANDEO LATERAL	70

CAPITULO IV

MEDIDAS COMERCIALES Y FIGURAS

IV.1	MEDIDAS COMERCIALES	72
IV.2	CONDICIONES DE RENTA	74
IV.3	ESTUDIO DE MERCADO	75
IV.4	FIGURAS	76

CAPITULO V

EJEMPLOS

V.1	DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA PLANA	87
V.2	DISEÑO DE LOSA CON TRABE	95

CONCLUSIONES	100
---------------------	------------

REFERENCIAS	102
--------------------	------------

I N T R O D U C C I O N .

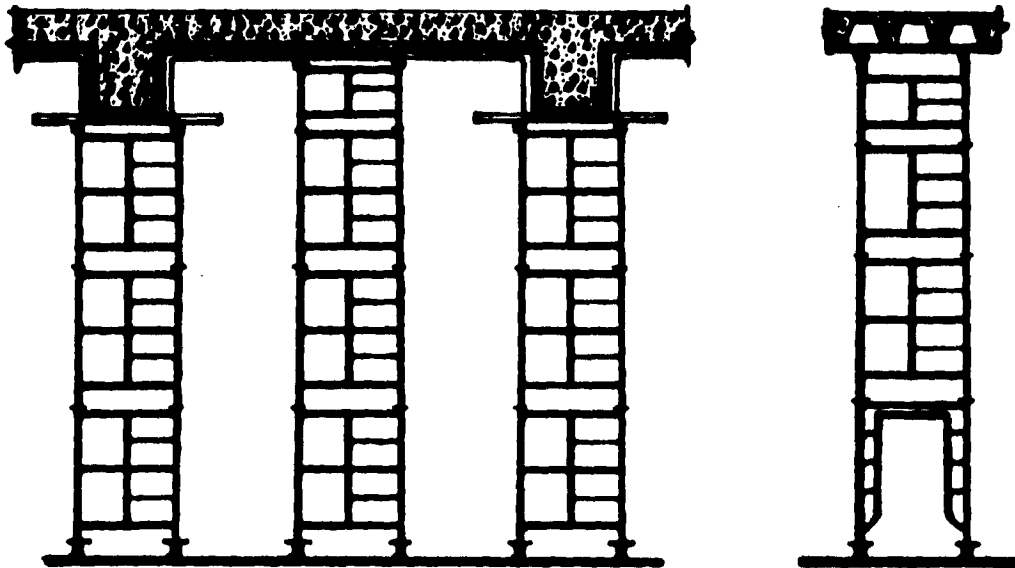
La moderna industria de la construcción ofrece día a día un mayor reto a la imaginación del hombre, por lo que se hacen obsoletos los sistemas convencionales de apuntalamiento y cimbrado a base de madera. Se han presentado problemas de costo y pérdida de tiempo en el armado de la cimbra, el exceso de uso de esta ocasiona resquebrajamiento y deformación, por lo que la probabilidad de que falle es muy alta.

Ahora bien resulta importante hacer una comparativa entre el sistema de madera y el metálico, en donde la primera tiene un periodo de vida muy corto, (entre seis y diez usos máximo, con buen mantenimiento) en cambio la segunda tiene un promedio de vida de docientos a trecientos usos con mantenimiento adecuado, además de tener una capacidad de carga mayor que la madera, como se verá más adelante en el capítulo V, en donde se mencionan las capacidades de carga de algunos elementos que forman este sistema.

Es por lo anterior que este trabajo fue enfocado para que el ingeniero constructor y el diseñador de cimbras, tengan en cuenta el sistema metálico, conociendo características del sistema de apuntalamiento y paneles, considero muy importante el capítulo de diseño ya que es una herramienta básica para el cálculo de la cimbra de los diferentes elementos estructurales como: losas planas, reticulares, muros, columnas y trabes, y por consiguiente evitar fallas durante el colado, que pueden ser muy costosas. En el capítulo V se dan algunos ejemplos de diseño de este sistema con mayor detalle.

Existen en el mercado, diversos marcos y paneles metálicos ya sea en Equipo Estándar, que es un equipo ligero y el Equipo de Alta Resistencia el cual tiene una gran capacidad de carga, contando también con una gran variedad de componentes para estos equipos como son: pie derecho, tornillo para efectuar ajustes de altura, cabezal, cruceta, coque y viga madrina.

TORRE DE APUNTALAMIENTO



TORRE DE APUNTALAMIENTO

ES UN SISTEMA DESARMABLE LIGERO, RESISTENTE Y VERSÁTIL FORMADO POR TODOS LOS ELEMENTOS NECESARIOS PARA PROPORCIONAR LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE APUNTALAMIENTO

CAPITULO I

CONCEPTOS GENERALES.

1.1 Definición de Cimbra Metálica.

Puede definirse como una estructura a base de paneles metálicos cuya finalidad es sustentar, durante su construcción una estructura permanente hasta que sea autosoportante. En las estructuras de concreto la cimbra metálica debe soportar el concreto fresco, el acero de refuerzo y las cargas vivas de construcción.

1.2 Requisitos.

El diseño de la cimbra metálica constituye un aspecto esencial en la construcción de una estructura de concreto, que influye en el costo total. Este varía pero rara vez es inferior al 25% de este monto y en ocasiones llega a ser del orden del 50%, por lo que el diseño y construcción de este tipo de cimbras demanda, buen juicio y una adecuada planeación que garanticen economía y seguridad.

Para reunir estos requisitos, una cimbra debe poseer entre otras las siguientes propiedades:

- Adecuar la geometría del concreto en el proyecto.
- No deformarse mas allá de las tolerancias de la estructura
- No permitir la pérdida de lechada.
- Facilitar el llenado. (ó colado).

Características de la cimbra.

Resistencia: Los materiales (láminas y perfiles) deben tener la adecuada resistencia y rigidez.

Durabilidad: Se le debe dar mantenimiento después de cada colado, con el fin de darle un mayor número de usos.

Indeformabilidad: Deberán tener refuerzos a lo largo del claro, esto se logra al marco principal y a la lámina.

Textura adecuada al acabado: Deberá permitir tener uniones a tope entre panel y panel, dando un acabado al colado.

Facilidad para descimbrar: Esto se logra utilizando agua a presión sobre el panel metálico, antes de colar con el fin de que al descimbrar no se adhieran pedazos de concreto.

Facilidad para limpiar: Existen en el mercado máquinas que limpian a presión a base de agua-arena, el concreto adherido en la lámina, aunque también se puede limpiar con alguna herramienta adecuada (barreta, espátula, etc.).

Economía: Reduce hasta en un 40% el tiempo de cimbrado, con respecto a sistemas convencionales y por lo tanto es más económica.

Las cimbras se diseñan, tomando en cuenta, los esfuerzos por un lado y la resistencia de los materiales empleados en la construcción por otro.

Los cálculos aproximados generalmente ocasionan cimbras mal diseñadas, sobreestimando los esfuerzos, con el consecuente riesgo de falla ó con el excesivo costo.

1.3 Conformación.

Como ya se mencionó anteriormente la cimbra metálica es una estructura compuesta a base de cimbra de contacto y obra falsa.

- **Cimbra de contacto.**- Como su nombre lo dice es la que se encuentra directamente en contacto con el concreto, y cuya finalidad es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura; se compone principalmente por paneles metálicos.

- **Cimbra falsa.**- Está constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando a la cimbra de contacto; los elementos más comúnmente usados en la obra falsa son vigas madrinas, pies derechos o postes telescópicos, marcos y crucetas, etc.

1.4 Materiales.

Existen diferentes tipos de materiales. Entre los más usados se encuentra la madera, el triplay, la fibra de vidrio, el aluminio y el acero. Pero en este trabajo mencionaré primordialmente al acero con sus diferentes formas y características particulares tanto para cimbra como para obra falsa.

1.5 Cimbrado Metálico.

El término, se refiere a todas las operaciones que se realizan para la instalación de una cimbra.

Estas deberán estar completamente limpias de agentes contaminantes como óxidos, basura y otros elementos extraños antes de verter el concreto. Para lograrlo existen varios métodos como el uso de agua a presión ó el aire comprimido.

Para que la cimbra metálica no tenga problemas al descimbrar, se aplicará una capa de aceite diesel u otro material similar, antes de la colocación de los refuerzos.

Fallas en el descimbrado.

Una de las principales causas de fallas, y la más común, es el descimbrado prematuro, o sea el que se hace antes de que el concreto tenga la resistencia necesaria para autoportarse.

Otra de las causas frecuentes, es quitar los puntales aún cuando no se tengan las condiciones adecuadas asimismo el poco cuidado en el repuntalamiento a causado muchas fallas o deficiencias, que más tarde se manifestarán en la estructura de concreto. Cuando los métodos de descimbrado o repuntalamiento son deficientes, pueden llegar a producir el encombamiento de parte de la estructura de concreto y la aparición por consiguiente, de pequeñas grietas. La separación entre madrinas ó pie derechos son factores muy importantes, ya que una separación inadecuada puede también causar colapsos durante la construcción, así como un daño en la estructura terminada.

Pero los casos más frecuentes en fallas de cimbras son otros efectos como la aparición de fuerzas laterales o desplazamientos en los apoyos.

" El mal contraventeo transversal y/o horizontal de los marcos- crucetas, son casos muy frecuentes de fallas cómo el ocurrido en 1955 en Estados Unidos.

El piso principal de exhibición del Coliseo de New York, falló cuando se estaba colando. Los paneles de la losa estaban soportados por dos hileras de puntales. Dentro de la estructura temporal, existían muy pocos elementos de contraventeo, tanto horizontales como diagonales; cuando ocurrió el colapso, existían ocho o nueve bujías motorizadas transportando concreto y aproximadamente 500 m³ de concreto, aparentemente la aparición de fuerzas horizontales, debido a la combinación de efectos tales como el poner en marcha, frenar los bujías, el vaciado de concreto, el movimiento de las máquinas revolventoras y otras actividades fueron las causas de la falla".

Cuando se hizo la investigación, el abogado de distrito del condado de New York comentó: " Si hubiera existido un contraventeo adecuado a la estructura temporal, el colapso pudiera haber sido evitado".

Después del accidente dos nuevas hileras de puntales se contraventearon, tanto horizontales como diagonales, uniendo así ambas hileras de puntales.

En otro caso, la cimbra de un segundo piso, estaba soportada por dos hileras de puntales de 10 m. de alto y contraventeados lateralmente, ésta estructura falló cuando estaba vibrando el concreto.

La temperatura y la velocidad del colado del concreto son factores que tienen gran influencia en el desarrollo de presiones laterales que actuarán sobre los moldes. Si la temperatura desciende durante el proceso de construcción, la velocidad de colado tendrá que ser disminuida para, prevenir un incremento de la presión lateral y así evitar sobrecargar la cimbra, si ésta no se hace, es de esperarse un colapso.(1)

Ahora bien se han obtenido tablas para establecer los tiempos de descimbrado a partir del colado de concreto.

Si se siguen los tiempos especificados, se puede estar seguro de que el concreto tiene ya la suficiente resistencia para soportar la carga muerta y carga aplicada, y para resistir daños, tanto mecánicos como por congelación.

(2)
TABLA I

Tipo de cimbra.	Periodo mínimo antes de efectuar el descimbrado. Temperatura de la superficie del concreto.	
Cimbra vertical para columnas	16°C	7°C
y vigas de gran peralte.	9 hrs.	12 hrs.
Superficie de contacto de la cimbra para losas.	4 días	7 días
Puntales ajustables para losas.	11 días	14 días
Lecho inferior de cimbras para vigas.	8 días	14 días
Puntales ajustables para vigas.	15 días	21 días

Los periodos anotados en la tabla no son aplicables cuando se utilizan cimbras deslizantes o se desee obtener un curado acelerado.

(2) CIMBRAS FALLAS. SEGURIDAD DE LA CIMBRA Y DESCIMBRADO.
J.G-RICHARDSON TONO IV. INCYC 1980.

I.6 Cimbras Especiales Metálicas.

Existen varios tipos de cimbras especiales en el mercado algunos son:

- a) Cimbra Universal.
- b) Cimbra Meccano.
- c) Cimbra Deslizante Stout B.H.

a) **Cimbra Universal.**— Es un sistema de cimbra de contacto especialmente diseñada para el vaciado de columnas, losas y muros; ésta se compone principalmente de tres elementos base: pánel, tirante y cuña.

La alineación y apuntalamiento requieren en una sola cara del cimbrado y los medios de fijación utilizados son simples, ligeros y resistentes. Este sistema es tan simple que permite realizar con gran rapidez y facilidad todos los cimbrados de muro que podamos encontrar en la práctica, cualquiera que sea su forma y dimensiones.

b) **Cimbra Meccano.**— El sistema constructivo Meccano consiste en una serie de paneles y elementos de acero que unidos entre sí por medio de un tipo de sujeción constituido por tornillos de acero autocentrantes conforman cualquier clase de molde para vaciado de concreto como pueden ser: muros de cualquier espesor, columnas, vigas, losas, techos, túneles, puentes, estructuras, chimeneas etc.

c) **Cimbra Deslizante Stout-Bilt** para muros y losas. La cimbra Stout Bilt consiste en moldes metálicos, de los cuales se unen cuatro piezas para formar un pánel que se van uniendo, la cara de la cimbra, ya sea para muros ó bien para losas: ésta cimbra viene en diferentes presentaciones, de tal manera que se pueda dar algún acabado al concreto.

CAPITULO II

FABRICACION Y TIPOS DE ACERO.

II.1 Importancia del Acero.

La importancia del acero es en gran parte la de nuestro progreso tecnológico. Con el metal fundido proveniente de los hornos donde se fabrica el acero se construyen imponentes puentes, altísimas torres, trasatlánticos, equipos eléctricos, herramientas, utensilios, etc.

La producción mundial de acero llega a muchos centenares de miles de toneladas por año.

El acero es uno de los materiales más adaptables. Puede elaborarse con la suficiente dureza, con bastante flexibilidad, puede hacerse elástico para los muelles de vehículos, o rígido para las ruedas de vagones ferroviarios, se le transforma en alambre ó en vigas gigantescas para puentes y edificios.

Se hace resistente al calor, a la herrumbre y a la corrosión química. Los materiales básicos con los que se fabrica son: mineral de hierro, carbón bituminoso y piedra caliza; son relativamente abundantes.

Por todo lo anterior el acero es un elemento estructural básico para la industria de la construcción moderna.

11.2 Clasificación del Acero.

El hierro forjado, el fundido y el acero son mezclas de hierro y carbón. El hierro forjado tiene un contenido bajo de carbono, menos del 0.2%, es la más blanda de las tres aleaciones. Puede martillarse y doblarse en gran variedad de formas, lo cual justifica su nombre. El hierro fundido es mucho más duro, aunque relativamente quebradizo. Esto se debe a su elevado contenido de carbono, de 2.0% a 4.5%. Durante siglos, esta aleación ha sido moldeada o fundida en formas útiles. El contenido de carbono del acero se encuentra entre estos dos extremos. Generalmente es menor de 1.2%. El acero posee parte de la maleabilidad del hierro forjado y es más resistente que el fundido.

11.3 Tipos de Acero.

Los aceros se dividen en varias clases, sobre la base de su composición, propiedades físicas, procedimientos de manufactura y los usos que se les da.

Aceros al carbono comunes. Estos aceros contienen carbono y además pequeñas cantidades de otros elementos, principalmente manganeso, fósforo, azufre y silicio. Los aceros al carbono comunes se utilizan para armazones estructurales, carrocerías de automóviles, cajas de vagones ferroviarios, rieles, arados, tachuelas, horquillas y miles de otros objetos diversos.

Aceros de Aleación.

Cuando al acero se trata con un elemento o elementos de aleación (además de los del acero común) a modo de cambiar las propiedades del metal, al producto resultante se llama acero de aleación. Los aceros de aleación pueden resistir tensiones fuertes, calor y desgaste. Suelen usarse para la fabricación de ejes, bielas, y máquinas herramientas de todas clases.

Aceros Inoxidables.

Los aceros inoxidables son aleaciones de muy alta calidad, que brindan una protección particularmente eficaz contra la corrosión y el desgaste. Algunas de estas aleaciones resisten muy bien las temperaturas elevadas. Todos contienen cromo, muchos de ellos también están aleados con níquel. Algunos requieren molibdeno y otros elementos.

Los aceros inoxidables se utilizan, entre otras cosas, para cuchillería, instrumentos quirúrgicos, repuestos de máquinas, etc.

Aceros resistentes al envejecimiento.

Un grupo de aceros llamados " contra el envejecimiento " fueron creados para satisfacer las necesidades de vehículos espaciales y otros aparatos avanzados.

Un típico acero de esta clase contiene 18% de níquel, 9% de cobalto y 5% de molibdeno, con pequeñas cantidades de titanio y aluminio. Estos aceros son sumamente fuertes. Algunos de ellos pueden resistir presiones de hasta 19000 kg/cm².

11.4 Defectos de los Aceros.

Lingotes, arrabia, hierro de primera fusión, fundición de altos hornos.- no maleable, duro, quebradizo; al calentarlo se funde bruscamente, contiene más de 2.6% de carbono.

Lingote gris fundición gris.- La mayor parte del carbono contenido (debido a la influencia del silicio), se precipita en forma de grafito al solidificarse.

Lingote duro fundición blanca.- Casi la totalidad del carbono está combinada a consecuencia de la mayor proporción del manganeso que contiene, superficie de fractura blanca, más dura y quebradiza que la fundición gris.

Para clasificar la fundición hay que analizarla, el aspecto de la fractura es insuficiente.

Hierros Forjables o Maleables.- Se pueden forjar y recocer, son dúctiles a la temperatura ordinaria calentados gradualmente, se ablandan antes de fundirse, contiene carbono de 0 a 1.3% rara vez más.

Hierro Dulce.

No se obtiene en estado líquido sino pastoso, por aglomeración o soldadura de partículas que aprisionan escorias.

En realidad los aceros son los hierros forjables que pueden adquirir temple, propiedad que empieza con una proporción de carbono de 0.35% . Desde otro punto de vista, se llama también aceros a todos los hierros maleables, cuya resistencia a la atracción pasa de 50 kg/mm².

Impurezas del Hierro.

Reducen la resistencia de los hierros forjables, tanto más cuando mayor es la proporción de carbono que contiene, las principales de éstas impurezas son:

Azufre: Aminorar la forjabilidad y soldabilidad del hierro, que se vuelve quebradizo en caliente

Fosforo: Hace al hierro quebradizo en caliente y frío.

Oxígeno: Reduce la maleabilidad, el hierro se vuelve quebradizo al rojo.

Arsénico: Obra de un modo análogo al fósforo.

En la fundición gris el efecto nocivo de estas impurezas no se deja sentir, sino para proporciones mucho más elevadas que en hierros forjables. El fósforo aumenta su fluidez de la fundición y produce piezas más compactas.

II.5 Norma Oficial Mexicana " Productos siderurgicos-tubos de acero al carbono con o sin costura, negros o galvanizados por inmersión en caliente para usos comunes".

Objetivo y campo de aplicación.

Esta Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones y métodos de prueba que deben cumplir los tubos de acero al carbono, con o sin costura, negros o galvanizados por inmersión en caliente, para usos comunes, en tamaños nominales de 1/8 hasta 16 y en los espesores de pared nominales (promedio) indicados en las tablas A, B, C Y D. Se pueden fabricar tubos de acuerdo con esta Norma, en dimensiones diferentes a las especificadas, siempre y cuando cumplan con todos los demás requisitos.

Con excepción de la prueba hidrostática que deben realizar el fabricante en su planta, los tubos cubiertos por esta Norma no están sujetos a ningún otra prueba mecánica.

Definiciones específicas para esta Norma.

Imperfección.- Cualquier discontinuidad o irregularidad que se encuentra en el tubo.

Defecto.- Cualquier imperfección lo suficientemente grande para ser causa de rechazo.

Clasificación y Designación.

Clasificación

Los tubos cubiertos por esta Norma se suministran en una sola clase, por lo que no requieren clasificación.

Designación

En la designación los tubos se deben indicar los siguientes datos para describirlos adecuadamente:

- a) Nombre del material (tubos de acero) y número de la Norma
- b) Proceso de fabricación (tipo)
 - Soldados a tope con soldadura continua por calentamiento en horno (tipo F) -
 - Soldados por resistencia eléctrica (tipo E) -
 - Sin costura (tipo S) -
- c) Cantidad (metros o número de tramos)
- d) Acabado (negros o galvanizados)
- e) Dimensiones (tamaño nominal; peso estandar, extrafuerte o doble extrafuerte; o diámetro exterior y espesor de pared nominal)
- f) Longitud (específica o de fabricación)
- g) Extremos (lisos o roscados)
- h) En caso de tubos roscados:
 - con cople y si se desea que se apriete a máquina
 - sin cople
 - coples cónicos para tamaños nominales de 2 y menores
- i) Certificado

ESPECIFICACIONES

Materiales y fabricación

El acero para la fabricación de los tubos cubiertos por esta Norma, ya sean con o sin costura, debe obtenerse por uno o más de los siguientes procesos horno de hogar abierto, eléctrico o básico al oxígeno. El acero debe tener características adecuadas de soldabilidad.

A menos que se especifique otra cosa los tubos soldados de tamaño nominal 4 y menores pueden soldarse a tope. Los tubos de tamaño nominal mayor de 4 deben soldarse por un proceso eléctrico.

En los tubos galvanizados, el recubrimiento de cinc debe aplicarse por el proceso de inmersión en caliente, tanto en la superficie interior como en la exterior de los mismos.

(a*) **Peso del recubrimiento de cinc**

El peso del recubrimiento de cinc, no debe ser menor de 550 g/m², determinado por el promedio del resultado obtenido al probar dos probetas tomadas de acuerdo a lo indicado en (f*); y no menor de 490 g/m² para cualquiera de las dos probetas. El peso del recubrimiento expresado en g/m² debe calcularse dividiendo el peso total del recubrimiento de cinc en las superficies interior y exterior entre el área total de estas superficies.

Prueba hidrostática.

Cada tramo de tubo debe probarse en la planta del fabricante a las presiones hidrostáticas establecidas en las Tablas A, B, C, ó D. La presión máxima en la prueba hidrostática no debe exceder de los valores dados en las Tablas para el tamaño y clase de tubo. Esta prueba puede ser aplicada a juicio del fabricante, sobre tubos con extremos lisos o roscados con o sin cople, en longitudes simples o múltiples. Los tubos soldados de tamaño nominal 2 y mayores deben golpearse cerca de uno de los extremos cuando se encuentren bajo la presión de prueba.

Dimensiones y pesos estándar.

El peso, diámetro exterior y espesor de pared de los tubos, deben ser los indicados en las Tablas A, B, C y D.

En el caso que se requieran nipples, éstos deben cortarse de tubos del diámetro y espesor de pared especificados en esta Norma.

Tolerancias en peso y dimensiones

Peso.- Las tolerancias en peso deben ser las siguientes:

+ - 5% del peso especificado, para los tubos cubiertos por las Tablas A, B, y C.

+ - 10% del peso especificado, para los tubos cubiertos la Tabla D y para otros tubos con espesores de pared mayores de los establecidos en la Tabla C.

Las tolerancias en peso deben determinarse dividiendo el peso de un atado normal de tubos para embarque entre el número de metros del tubo en dicho atado. Para tubos de tamaño nominal mayor de 4, donde se pueden pesar tramos individualmente, la tolerancia en peso debe aplicarse a cada tramo de tubo.

Diámetro exterior.- Las tolerancias en el diámetro exterior deben ser las siguientes:

-0.8 mm, + 0.4 mm del diámetro exterior especificado, para tubos con tamaño nominal hasta de 1 ½.

+ - 1% del diámetro exterior especificado, para tubos de tamaño nominal 2 y mayores.

Espesor de pared.- El espesor de pared mínimo en cualquier punto del tubo no debe ser menor de 87.5% del espesor de pared especificado. en el apéndice A1 se incluye una Tabla con los espesores de pared mínimos para inspección.

Longitud.- La longitud de los tubos debe ser, a menos que se especifique otra cosa, de acuerdo a la siguiente práctica:

Longitud específica.- Es decir que la longitud requerida se especifique en la orden de compra, en cuyo caso las tolerancias deben ser motivo de acuerdo previo entre fabricante y comprador. A menos que se especifique otra cosa no se permiten uniones para obtener la longitud requerida.

Longitud de fabricación.- Si no se requiere una longitud específica:

- a) Los tubos de peso menor que los de la clase extrafuerte (XE), pueden solicitarse en longitudes de fabricación simples, en cuyo caso las longitudes deben ser de 4.9 a 6.7 m y si los tubos tienen sus extremos roscados, como máximo el 5% del total pueden llevar juntas con las cuales 2 tubos se acoplen entre sí y si son tubos con extremos lisos el 5% puede tener una longitud de 3.7 a 4.9 m.
- b) Los tubos de la clase extrafuerte y doble extrafuerte deben solicitarse en longitudes de fabricación simples. Las longitudes deben ser de 3.7 a 6.7 m y el 5% pueden tener una longitud de 1.8 a 3.7 m.
- c) Cuando se ordenen tubos de clase estandar o extrafuerte en longitudes de fabricación dobles, la longitud mínima debe ser de 6.7 m y el promedio mínimo de longitud de 10.7 m.
- d) Los tubos más pesados que los de la clase extrafuerte (XE), cuando se soliciten en longitudes mayores que las de fabricación simples, éstas deben estar sujetas a negociación.
- e) Cuando los tubos se suministren con rosca y cople, las longitudes deben medirse desde la cara exterior del cople adherido hasta el otro extremo del tubo.

Acabado

(b*) A menos que se especifique otra cosa, los tubos con extremos lisos se deben suministrar de acuerdo con la siguiente práctica indicada en:

Los tubos de clase estandar o extrafuerte con espesores de pared menores de 12.7 mm deben tener extremos lisos y biselados.

Los tubos con espesores de 12.7 mm y mayores y los tubos de clase doble extrafuerte en todos los espesores, deben tener extremos lisos cortados a escuadra.

(c*) Cuando se ordenen extremos roscados, los extremos de los tubos se deben suministrar roscados de acuerdo con la especificación extranjera indicada en el apéndice (véase A4.1). Para los datos del roscado en tubos de clase estandar de tamaños nominales de 6 y mayores, se debe consultar la Tabla A2. Para los datos del roscado de esta misma clase de tubos en tamaños nominales de 8 y mayores, se debe consultar la Tabla A3. Los tubos roscados en tamaños nominales de 4 y mayores, deben tener protectores de roscas en los extremos cuando éstos no estén provistos de coples.

(d*) Cuando se ordenen tubos con coples, un extremo de cada tramo debe estar provisto de un cople. El roscado del cople debe ser conforme a la especificación extranjera indicada en el apéndice (véase A4.1). El cople se debe colocar y apretar a mano y sólo cuando así se especifique, debe apretarse con máquina. Los coples deben ser de acero. Los tubos roscados en tamaños nominales de 2 ½ y mayores en todas las clases, deben suministrarse con coples de rosca cónica. Para tamaños nominales de 2 y menores, es práctica común suministrar los tubos de clase estandar con coples de rosca recta y los tubos de clase extrafuerte y doble extrafuerte con coples de rosca cónica. Si se requieren coples de rosca cónica para tubos de clase estandar en tamaños nominales de 2 y menores, se deben ordenar de acuerdo con la especificación extranjera indicada en el apéndice (véase A4.2). Los coples de rosca cónica para tubería de línea de conducción en esos tamaños, pueden usarse en tubos de clase estandar, roscados en la planta del fabricante.

(e*) Cuando el tubo se suministre con cople, la longitud debe medirse hasta el extremo del cople.

Los tubos terminados deben estar razonablemente rectos y libres de defectos. Cualquier imperfección cuya profundidad sea mayor del 12.5% del espesor de pared o que sobrepase el espesor mínimo de pared, se debe considerar como defecto. Se deben eliminar todas las rebabas de los extremos del tubo.

El recubrimiento de cinc en los tubos galvanizados debe estar libre de defectos perjudiciales y rugosidad excesiva.

Certificación.

A solicitud del comprador el fabricante le debe proporcionar un certificado, en el que conste que los tubos han sido muestreados, probados e inspeccionados de acuerdo con esta Norma y que han cumplido con todo lo en ella especificado.

MUESTREO.**Lote**

Para los fines de esta Norma un lote debe estar constituido por no más de 500 tramos de tubo del mismo tipo, tamaño nominal y peso.

(f*) Probetas

Las probetas para la determinación del peso del recubrimiento de cinc deben ser de aproximadamente 100 mm de longitud.

Número de pruebas.**Peso del recubrimiento de cinc.**

Para la determinación del peso del recubrimiento de cinc se deben tomar dos probetas, una de cada uno de los extremos de un tubo galvanizado, seleccionado al azar, por cada lote.

Prueba hidrostática.

Cada tramo de tubo debe someterse a la prueba hidrostática.

Repetición de pruebas.

Si el peso del recubrimiento de cinc en cualquier lote, no cumple con los requisitos especificados en (a*), se deben repetir las pruebas en dos tubos adicionales tomados del mismo lote, debiendo en ambas pruebas cumplirse con los requisitos especificados.

METODOS DE PRUEBA.

Peso del recubrimiento de cinc.

El cinc total de cada probeta debe determinarse por una sola operación de desnudamiento.

INSPECCION.

El inspector representante del comprador debe tener libre acceso, a cualquier hora, mientras el material objeto del contrato se está fabricando, a todas las secciones de la planta relacionadas con el mismo. El fabricante debe dar al inspector todas las facilidades razonables para que éste se cerciore de que el material se está fabricando de acuerdo con esta Norma. A menos que se especifique otra cosa, todas las pruebas requeridas y la inspección deben realizarse en la planta del fabricante, antes del embarque del material y deben llevarse a cabo de tal manera que no interfieran innecesariamente en la operación normal de la planta.

A menos que se especifique otra cosa en el contrato u orden de compra, el fabricante es responsable de la inspección y de los requisitos especificados. Excepto que se especifique otra cosa en el contrato u orden de compra, el fabricante puede usar sus propios u otros medios adecuados para el buen desempeño de la inspección y de las pruebas especificadas. El comprador por su parte tiene el derecho de llevar a cabo cualquiera de las pruebas e inspección especificadas en esta Norma, cuando esto se considere necesario, para asegurar que el material cumple con los requisitos especificados en esta Norma.

CRITERIO DE ACEPTACION.

Cada tramo de tubo que se reciba de la planta del fabricante puede ser inspeccionado por el comprador y si no cumple con los requisitos de esta Norma, basados en la inspección y los métodos de prueba especificados, el tramo puede ser rechazado y el fabricante debe ser notificado. El destino de los tubos rechazados debe ser motivo de acuerdo entre fabricante y comprador.

Los tubos que durante su instalación se encuentren inadecuados para el uso a que se destinan, de acuerdo con el objetivo y campo de aplicación de esta Norma, pueden separarse y notificarse al fabricante. Tales tubos deben someterse a una investigación mutua para determinar la naturaleza y severidad de sus defectos así como su formado e instalación o ambas condiciones. El destino de los tubos debe ser motivo de acuerdo entre fabricante y comprador.

MARCADO Y EMPAQUE.

Cada tramo de tubo debe marcarse en forma legible mediante rodillos, estampados o esténcil, con los siguientes datos:

- a) Nombre o marca del fabricante.
- b) Número de esta Norma.
- c) Longitud (en metros, con aproximación a centésimos).

Para tubos con tamaño nominal de $1 \frac{1}{2}$ y menores, los datos de marcado debe ir en una etiqueta sujeta firmemente al atado de tubos.

Empaque.

Cuando se especifique el empaque en la orden de compra, debe ser por acuerdo previo entre fabricante y comprador.

TABLA A.- Tamaños nominales, dimensiones, peso y presiones de prueba para tubos de clase estandar " E ", con extremos lisos y/o con rosca (a,b) y coples (b,c) (cédula 40).

Tamaño nominal	Dia. ext. mm	Espesor de pared mm	Peso teórico kg/m		Presión hidrostática de prueba en MPa (kgf/cm ²) (d)	
			Extremos lisos	Rosca y cople	Tubos soldados a tope	Tubos sin costura y soldados por resistencia eléc
1/8	10.3	1.73	0.37	0.37	4.83(50)	4.83(50)
1/4	13.7	2.24	0.63	0.63	4.83(50)	4.83(50)
3/8	17.1	2.31	0.84	0.84	4.83(50)	4.83(50)
1/2	21.3	2.77	1.27	1.27	4.83(50)	4.83(50)
3/4	26.7	2.87	1.69	1.69	4.83(50)	4.83(50)
1	33.4	3.38	2.50	2.50	4.83(50)	4.83(50)
1 1/4	42.2	3.56	3.39	3.39	6.89(70)	6.89(70)
1 1/2	48.3	3.68	4.05	4.06	6.89(70)	6.89(70)
2	60.3	3.91	5.44	5.49	6.89(70)	6.89(70)
2 1/2	73.0	5.16	8.63	8.66	6.89(70)	6.89(70)
3	88.9	5.49	11.29	11.35	6.89(70)	6.89(70)
3 1/2	101.6	5.74	13.57	13.70	8.27(85)	8.27(85)
4	114.3	6.02	16.07	16.22	8.27(85)	8.27(85)

NOTA.- Los tubos suministrados de acuerdo con esta Tabla son tubos estandar.

a) La conicidad de las roscas para todos los tamaños de tubos es de 62.5 mm/m. Véase (c*) y Tabla A2 del apéndice.

b) Para ilustración de las uniones y detalles del roscado, véase la Tabla A2 del apéndice.

c) Véase (d*) y Tabla A2 del apéndice.

d) Para cada tamaño de tubo, emplear la presión de prueba enlistada para cualquier espesor de pared que no exceda de la clase estandar.

TABLA B.- Tamaños nominales, dimensiones, pesos nominales y presiones de prueba para tubos de tamaño nominal 5 y mayores clase estandar "E", con extremos lisos y /o con rosca (a, b, c) y cople (b, c, d) (ced. 30 y 40).

Tamaño nominal (e)	Diámetro mm	Espesor de pared (f, g) mm	Peso(g) teórico kg/m		Presión hidrostática de prueba en MPa (kgf/cm ²)
			Extremos lisos	Rosca y cople	
5	141.3	6.55	21.77	22.05	8.27 (85)
6	168.3	7.11	28.26	28.58	8.27 (85)
8	219.1	7.04	36.81	38.07	8.27 (85)
8(h)	219.1	8.18	42.55	43.71	8.96 (90)
10(i)	273.1	7.09	46.51	48.82	6.89 (70)
10	273.0	7.80	51.03	53.35	6.89 (70)
10(h)	273.0	9.27	60.31	62.35	8.27 (85)
12	323.8	8.38	65.20	67.70	6.89 (70)
12(j)	323.8	9.53	73.88	76.20	7.58 (80)
14	355.6	9.53	81.33	-----	6.55 (67)
16	406.4	9.53	93.20	-----	5.86 (60)

a) La conicidad de las roscas para todos los tamaños de tubos es de 62.5 mm/m. Véase (c*) y Tabla A3 del apéndice.

b) Para ilustración de las uniones y detalles del roscado, véase la Tabla A3 del apéndice.

c) Cuando se requieran tubos con rosca y cople, se deben proporcionar con cople rebajado.

d) Véase (d*) y Tabla A3 del apéndice.

e) Los tubos de tamaños mayores que los indicados en la Tabla se identifican por su diámetro exterior y, a menos que se especifique otra cosa, se suministran con extremos lisos. El peso de los tubos debe corresponder a los normales publicados en los catálogos del fabricante, aún cuando es posible calcular el peso teórico de cualquier tamaño y espesor dado, en base a que un cm³ de acero pesa aproximadamente 7.85 g. Para tubos con tamaño nominal mayor de 12 y para espesores de pared diferentes a los incluidos en la Tabla, la presión hidrostática de prueba debe calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$P = \frac{2 S e}{D}$$

Dónde:

P = Presión en kgf/mm².

S = Esfuerzo de fibra = 12.6 kgf/mm².

e = Espesor de pared especificado, en mm.

D = Diámetro exterior especificado, en mm.

f) Los espesores de pared diferentes a los indicados en la Tabla, tales como los cubiertos por las cédulas 10, 20, 60, etc. deben ser motivo de acuerdo entre fabricante y comprador.

g) Debido a que bajo un mismo tamaño nominal quedan incluidos varios pesos, las órdenes de tubos deben definir peso y el espesor de pared.

h) Tubos de cédula 40.

i) Los tubos de 254 mm de diámetro exterior y 7.09 mm de espesor de pared no quedan cubiertos por número de cédula.

j) Debido a discrepancia del espesor de pared para el tamaño nominal 12, la cédula 40 del espesor de pared de 9.52 mm puede ser sustituido por 10.31 mm cuando, de acuerdo con el comprador, se encuentre adecuado a las condiciones de servicio.

TABLA C.- Tamaños nominales, dimensiones, peso y presiones de prueba para tubos de la clase extrafuerte "XE", con extremos lisos (cédula 80).

Tamaño nominal	Diámetro exterior mm	Espesor de pared mm	Peso teórico kg/m	Presión hidrostática de prueba MPa(kg/cm ²)	
				Tubos soldados a tope	Tubos sin costura y soldados por resist. eléctrica.
1/8	10.3	2.41	0.47	5.86(60)	5.86(60)
1/4	13.7	3.02	0.80	5.86(60)	5.86(60)
3/8	17.1	3.20	1.10	5.86(60)	5.86(60)
1/2	21.3	3.73	1.62	5.86(60)	5.86(60)
3/4	26.7	3.91	2.20	5.86(60)	5.86(60)
1	33.4	4.55	3.24	5.86(60)	5.86(60)
1 1/4	42.2	4.85	4.47	8.96(90)	10.34(105)
1 1/2	48.3	5.08	5.41	8.96(90)	10.34(105)
2	60.3	5.54	7.48	8.96(90)	10.34(105)
2 1/2	73.0	7.01	11.41	8.96(90)	10.34(105)
3	88.9	7.62	15.27	8.96(90)	10.34(105)
3 1/2	101.6	8.08	18.63	11.72(120)	11.72(120)
4	114.3	8.56	22.32	11.72(120)	11.72(120)
5	141.3	9.53	30.97	(e)	11.72(120)
6	168.3	10.97	42.56	(e)	11.72(120)
8	219.1	12.70	64.64	(e)	11.72(120)
10(g)	273.1	12.70	81.55	-----	11.03(112)
12(h)	323.9	12.70	97.44	(e)	11.03(112)
14(i)	355.6	12.70	107.39	-----	8.96(91)
16(j)	406.4	12.70	123.30	-----	7.58(77)

NOTA 1.- Estos tubos también pueden suministrarse con rosca y cople (a, b, c, d). Véase de (b*) a (e**).

NOTA 2.- Los tubos suministrados de acuerdo con esta Tabla son tubos estándar.

a) La conicidad de las roscas para todos los tamaños de tubos es de 62.5 mm/m. Véase (c*) y Tabla A3 del apéndice.

b) Véase (d*) y Tabla A3 del apéndice.

c) Para ilustración de las uniones y detalles del roscado, véase la Tabla A3 del apéndice.

d) Cuando se requieran tubos con rosca y cople, se deben proporcionar con cople rebajado.

e) Los tubos soldados a tope no se fabrican en tamaños nominales mayores de 4.

f) Los tubos sin costura en algunos tamaños pequeños pueden ser estirados en frío.

g) Tubos de cédula 60.

h) Debido a una discrepancia del espesor de pared para el tamaño nominal 12, la cédula 60 del espesor de pared de 12.70 mm puede ser sustituido por 14.27 mm cuando, de acuerdo con el comprador, se encuentre adecuado a las condiciones de servicio.

i) Los tubos de 355.6 mm de diámetro exterior y 12.70 mm de espesor de pared no quedan cubiertos por número de cédula.

j) Tubos de cédula 40.

TABLA D.- Tamaños nominales, dimensiones, peso y presiones de prueba para tubos de la clase doble extrafuerte (g) "XXE", con extremos lisos.

Tamaño nominal	Diámetro exterior mm	Espesor de pared mm	Peso teórico kg/m	Presión de prueba, en Mpa (kgf/cm ²)	
				Tubos soldados a tope	Tubos sin costura y soldados por resistencia eléctrica.
½	21.3	7.47	2.55	6.89(70)	6.89(70)
¾	26.7	7.82	3.64	6.89(70)	6.89(70)
1	33.4	9.09	5.45	6.89(70)	6.89(70)
1¼	42.2	9.70	7.77	9.65(100)	12.41(130)
1½	48.3	10.15	9.56	9.65(100)	12.41(130)
2	60.3	11.07	13.44	9.65(100)	12.41(130)
2½	73.0	14.02	20.39	9.65(100)	12.41(130)
3	88.9	15.24	27.68	f	12.41(130)
4	114.3	17.12	41.03	f	13.79(140)
5	141.3	19.05	57.43	f	13.79(140)
6	168.3	21.95	79.22	f	13.79(140)
7	219.1	22.23	107.92	f	19.30(200)

NOTA 1.- Estos tubos también pueden suministrarse con rosca y cople (a, b, c, d). Véase de (b*) a (e*).

NOTA 2.- Los tubos suministrados de acuerdo con esta Tabla son tubos estándar.

- a) La conicidad de las roscas para todos los tamaños de tubos es de 62.5 mm/m. Véase (c*) y Tabla A3 del apéndice.
- b) Véase (d*) y Tabla A3 del apéndice.
- c) Para ilustración de las uniones y detalles del roscado véase la Tabla A3 del apéndice.
- d) Cuando se requieran tubos con rosca y cople, se deben proporcionar con cople rebajado.
- e) A los tubos de la Clase Doble extrafuerte no se les asigna número de cédula.
- f) Los tubos soldados a tope no se fabrican en tamaños nominales mayores de 2 ½.
- g) Los tubos sin costura en algunos tamaños pequeños pueden ser estirados en frío.

APENDICE A1.

Tabla A1.- Espesores de pared minimos para inspección.

NOTA 1.- La siguiente fórmula, que fue usada para calcular esta Tabla, puede aplicarse para calcular los espesores de pared minimos a partir del espesor de pared nominal (promedio).

$$e_n \times 0.875 = e_m$$

Donde:

e_n = Espesor de pared nominal (promedio), en mm.

e_m = Espesor de pared mínimo para inspección, en mm.

NOTA 2.- Esta tabla cubre los espesores de pared para diferentes clasificaciones de tubos más comunes y disponibles en el mercado; pero no quiere decir que todos los espesores enlistados sean obtenibles en tubos cubiertos bajo esta Norma.

Espesor mm	Espesor minimo mm	Espesor mm	Espesor minimo mm	Espesor mm	Espesor minimo mm
1.73	1.52	7.14	6.25	21.94	19.20
2.11	1.85	7.47	6.53	22.22	19.46
2.24	1.96	7.62	6.65	23.01	20.14
2.31	2.03	7.80	6.83	23.82	20.85
2.41	2.11	7.82	6.86	24.59	21.51
2.77	2.41	7.92	6.93	25.40	22.22
2.87	2.51	8.07	7.06	26.19	22.91
3.02	2.64	8.18	7.16	26.97	23.60
3.18	2.77	8.38	7.34	27.79	24.31
3.20	2.79	8.56	7.49	28.58	24.99
3.38	2.95	8.74	7.64	29.36	25.70
3.56	3.10	9.09	7.95	30.96	27.08
3.58	3.12	9.27	8.10	31.75	27.79
3.68	3.23	9.52	8.33	32.54	28.47
3.73	3.28	9.70	8.48	33.32	29.16
3.91	3.43	10.16	8.89	34.92	30.56
3.96	3.45	10.31	9.02	35.71	31.24
4.37	3.81	10.97	9.60	36.53	31.95
4.55	3.99	11.07	9.70	38.10	33.32
4.78	4.17	11.12	9.73	38.89	34.04
4.85	4.24	11.91	10.41	39.67	34.72
5.08	4.44	12.70	11.13	40.49	35.43
5.16	4.52	13.49	11.81	41.53	36.35
5.33	4.67	14.02	12.27	44.45	38.89
5.49	4.80	14.27	12.50	45.24	39.57
5.54	4.85	15.09	13.21	46.02	40.28
5.56	4.88	15.24	13.34	47.62	41.68
5.74	5.03	15.88	13.89	50.01	43.76
6.02	5.26	16.66	14.58	50.80	44.45
6.35	5.56	17.12	14.99	52.37	45.82
6.55	5.74	17.48	15.29	53.98	47.22
7.01	6.13	18.26	15.98	55.88	48.90
7.04	6.16	19.05	16.66	59.54	52.10
7.09	6.19	20.62	18.03	63.50	55.58
7.11	6.22	21.44	18.77	-----	-----

APENDICE A2

Tabla A2.- Datos básicos para el roscado de los tubos especificados en la Tabla A.

NOTA 1.- Todas las dimensiones indicadas en esta Tabla son nominales y están sujetas a las tolerancias de fabricación.

NOTA 2.- La conicidad de las roscas debe ser de 62.5 mm/m.

NOTA 3.- Las dimensiones que se indican corresponden a un apriete manual.

TABLA A2

TUBO		ROSCAS				COPLES			
Tamaño nominal	Diám. exte. mm	No. de hilos por cada 25.40 mm	Extremo del tubo apretado a mano L	Longitud efectiva mm L	Longitud total mm L	Diám. metro del paso en el plano apretado a mano E	Diám. metro exterior mm W	longitud mm L	No. de hilos dejados fuera en apretado a mano no. A
1/8	10.3	27	4.102	6.700	9.96	9.49	14.3	20.6	4
1/4	13.7	18	5.786	10.205	15.10	12.49	18.3	30.2	5½
3/8	17.1	18	6.10	10.358	15.25	15.93	22.2	30.2	5
1/2	21.3	14	8.13	13.555	19.85	19.77	27.0	39.7	5
3/4	26.7	14	8.61	13.860	20.15	25.12	33.3	41.3	5
1	33.4	11½	10.16	17.343	25.01	31.46	40.0	50.8	5
1¼	42.2	11½	10.67	17.952	25.61	40.22	48.3	52.3	5
1½	48.3	11½	10.67	18.376	26.04	46.29	55.9	52.3	5½
2	60.3	11½	11.07	19.215	26.88	58.32	69.8	53.9	5½
2½	73.0	8	17.32	28.892	39.91	70.16	82.5	79.4	5½
3	88.9	8	19.46	30.480	41.50	86.07	101.6	82.6	5½
3½	101.6	8	20.85	31.750	42.76	98.77	117.5	85.7	5½
4	114.3	8	21.44	33.020	44.03	111.4	127.0	88.9	5
5	141.3	8	23.80	35.720	46.74	138.4	159.9	95.3	5
6	168.3	8	24.33	38.417	49.43	165.2	187.7	101.6	6

APENDICE A3

Tabla A3.- Datos básicos para el roscado de los tubos especificados en las Tablas A, B y C.

NOTA 1.- La conicidad de las roscas debe ser de 62.5 mm/m

NOTA 2.- Las dimensiones que se indican corresponden a un apriete manual.

TUBOS			ROSCAS						
Tamaño nominal	Diámetro exterior mm D	No. de hilos por cada 25.40 mm	Extremo del tubo a mano L	Longitud efectiva mm L	Longitud total mm L	Diámetro del paso en el plano de apriete a mano mm E	Diámetro exterior mm W	Longitud mm W	No. de hilos dejados fuera en apriete a mano A
1/8	10.3	27	4.10	6.70	9.97	9.9	14.3	27.0	3
1/4	13.7	18	5.79	10.21	15.10	15.1	18.3	41.3	3
3/8	17.1	18	6.10	10.36	15.26	15.3	22.2	41.3	3
1/2	21.3	14	8.13	13.56	19.85	19.9	27.0	54.0	3
3/4	26.7	14	8.61	13.86	20.15	20.2	33.4	54.0	3
1	33.4	11½	10.16	17.34	25.01	25.0	40.0	66.7	3
1¼	42.2	11½	10.67	17.95	25.62	25.6	48.3	69.9	3
1½	48.3	11½	10.67	18.38	26.04	26.0	55.9	69.9	3
2	60.3	11½	11.07	19.21	26.88	26.9	69.9	73.0	3
2½	73.0	8	17.32	28.89	39.91	39.9	82.6	104.8	2
3	88.9	8	19.46	30.48	41.50	41.5	101.6	107.9	2
3½	101.6	8	20.85	31.75	42.77	42.8	117.5	111.1	2
4	114.3	8	21.44	33.02	44.04	44.0	127.0	114.3	2
5	141.3	8	23.80	35.72	46.74	46.7	159.9	117.5	2
6	168.3	8	24.33	39.42	49.43	49.4	187.7	123.8	2
8	219.1	8	27.00	43.50	54.51	54.5	244.5	133.4	2
10	273.1	8	30.73	48.90	59.91	59.9	298.5	146.1	2
12	323.9	8	34.54	53.98	64.99	65.0	355.6	155.6	2
14	355.6	8	39.67	57.15	68.17	68.2	381.0	161.9	2
16	406.4	8	46.02	62.23	73.25	73.2	431.8	171.5	2
18	457.0	8	50.80	67.31	78.33	78.3	482.6	180.9	2
20	508.0	8	53.98	72.39	83.41	83.4	533.4	193.7	2

APENDICE A4

En tanto no se establezca las Normas Oficiales Mexicanas, se aplicaran en forma supletoria las siguientes especificaciones extranjeras.

A4.1 ANSI B2.1 "Pipe threads"

A4.2 API Specification 5-L "line pipe".

11.4 Norma Oficial Mexicana " Láminas de acero al carbono, laminadas en frío calidad comercial".

ALCANCE

Esta Norma establece los requisitos que deben cumplir las láminas de acero al carbono, laminadas en frío, calidad comercial suministradas en hojas o rollos. Estas láminas son adecuadas para resistir operaciones de doblado, estirado y formado moderados y soldadura.

ESPECIFICACIONES

ESPECIFICACIONES DEL PRODUCTO

Requisitos generales

A menos que se especifique otra cosa, las láminas objeto de esta Norma, deben cumplir con los requisitos aplicables de la Norma Oficial Mexicana en vigor.

Composición química.

El acero debe cumplir en el análisis de colada con la composición química indicada en la Tabla 1.

T A B L A 1

COMPOSICION QUIMICA

Elemento	Contenido en %
Carbono, máximo	0.15
Manganeso, máximo	0.60
Fósforo, máximo	0.035
Azufre, máximo	0.040
Cobre, cuando se especifique acero al Cobre, mínimo	0.20

Propiedades mecánicas.**Requisitos de doblado.**

Las láminas deben resistir un doblado de 180° sobre sí mismas, a la temperatura ambiente y en cualquier dirección, sin que se presenten grietas en la parte exterior de la porción doblada.

Requisitos de dureza.

La dureza no debe exceder de 65 Rb, en el momento de su embarque.

MUESTREO

El muestreo debe realizarse de acuerdo a lo indicado en la Norma Oficial Mexicana en vigor.

MÉTODOS DE PRUEBA

Los métodos de prueba para la verificación de las especificaciones de esta Norma, deben ser de acuerdo a lo indicado en la Norma Oficial Mexicana en vigor.

APÉNDICE**DATOS PARA EL PEDIDO.**

Los pedidos de material de acuerdo con esta Norma, deben incluir los siguientes datos, según se requieran, para describir adecuadamente el material:

- Número de esta Norma.
- Cantidad (en kg o número de piezas)
- Nombre del producto (lámina de acero al carbono, laminada en frío, calidad comercial).
- Dimensiones (incluyendo espesor, ancho y si se desean, hojas o rollos).
- Acabado mate, semibrillante o brillante. El sufijo E para partes expuestas o el sufijo I para partes no expuestas.
- Acetado (cuando se requiera).
- Acero al cobre (cuando se requiera).
- Reporte del análisis de colada.
- Peso máximo de los rollos y/o atados.
- Tipo de empaque o embalaje.
- Requisitos especiales.

C A P I T U L O I I I

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

III.1 Cargas y Presiones.

La cimbra para concreto deberá soportar todas las cargas que actúan sobre ella, tanto verticales como horizontales, hasta que la estructura de concreto está suficientemente capacitada para soportarlas por sí misma. Cuando se hace referencia a las cargas que actúan en una cimbra, se debe incluir el peso del acero de refuerzo, así como también el peso del concreto fresco, el peso de los paneles metálicos y varios tipos de carga viva que actúan durante el proceso de construcción. El vaciado del concreto, el movimiento de equipo de construcción y la acción del viento, pueden producir fuerzas laterales que deberán ser resistidas por la cimbra para evitar una falla.

En el diseño de cimbras se deben considerar situaciones como la no muy buena colocación del concreto al vaciarlo los impactos de la máquina que entrega el concreto, las cargas concentradas de materiales y equipo. Rara vez se obtendrá en forma precisa la totalidad de las cargas que actúan en una cimbra y por lo tanto el diseñador tendrá que hacer ciertas suposiciones en bien de la seguridad.

Al diseñar la cimbra el proyectista persigue los siguientes objetivos generales, que tienden a lograr una solución económica:

- a) Aprovechamiento óptimo de las escuadrias disponibles en el mercado
- b) Aprovechamiento óptimo de la resistencia de los distintos elementos de la cimbra. (Diseño balanceado).

- c) Modulación de los elementos de la cimbra.
- d) Facilidad en uso múltiple.
- e) Mínima mano de obra.
- f) Facilidad de descimbrado.
- g) Sencillez constructiva.


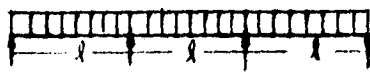
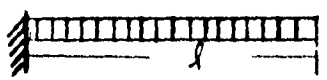

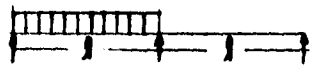


El grado de precisión con que se dimensiona una estructura debe ser congruente con las incertidumbres en las características de los materiales y las magnitudes de las cargas. En las cimbras, éstas incertidumbres son considerables y por lo general, no se justifica un gran refinamiento en el cálculo. Se indicó anteriormente, en el diseño de las cimbras que es frecuente que rijan consideraciones ajenas a la resistencia. Entonces es usual recurrir a simplificaciones como las siguientes:

- I) Suponer que las cargas están uniformemente distribuidas aún cuando esto no sea rigurosamente cierto.
- II) Considerar que las vigas apoyadas sobre más de tres apoyos son continuas y utilizar fórmulas aproximadas (fig.1)
- III) Calcular las vigas de dos claros como vigas libremente apoyadas.

Una vez planteada una alternativa estructural el diseño de los componentes estructurales correspondientes, implica los siguientes aspectos:

- A) Determinación de las fuerzas o cargas que actúan sobre la cimbra.
- B) Análisis de los efectos de estas fuerzas sobre la estructura de la cimbra (Determinación de acciones internas: cargas axiales, momentos, fuerzas cortantes).
- C) Dimensionamiento de los componentes de manera que se garantice una seguridad razonable y un comportamiento adecuado. Esto implica la elección de dimensiones de manera que no excedan los esfuerzos que se consideren permisibles en diversas condiciones, y la revisión de deflexiones de manera que no se excedan los que se consideran tolerable.

FIG. 1

FORMULAS DE VIGAS APLICABLES EN CIMBRAS.	
 <p>Viga continua sobre 2 claros iguales (carga uniforme).</p> $M_{\max} = \frac{wl^2}{8}; A_{\max} = \frac{wl^2}{185 EI}$	 <p>Viga continua sobre 3 ó mas claros (carga uniforme)</p> $M_{\max} = \frac{wl^2}{10}; A_{\max} = \frac{wl^2}{128 EI}$
 <p>Viga en voladizo (carga uniforme).</p> $M_{\max} = \frac{wl^2}{2}; A_{\max} = \frac{wl^2}{8EI}$	 <p>Viga simplemente apoyada (carga uniforme).</p> $M_{\max} = \frac{wl^2}{8}; A_{\max} = \frac{5wl^2}{384EI}$ <p>(en el centro)</p>
 <p>Viga con dos apoyos sobrelleando un extremo, con carga uniforme entre apoyos.</p> $M_{\max} = \frac{wl^2}{8}; A_{\max} = \frac{5wl^2}{384EI}$	 <p>Viga apoyada en ambos extremos, pero sobresaliendo uno con carga uniforme.</p> $M_{\max} = \frac{w}{82} (1+m)^2 (1-m)^2$ <p>AB</p> $V_{\max} = \frac{w}{28} (1^2 + m^2)$ <p>B</p>
 <p>Viga simplemente apoyada con carga concentrada al centro.</p> $M_{\max} = \frac{Pl}{4}; A_{\max} = \frac{Pl^2}{48 EI}$	<p>Notación:</p> <p>A = Flecha máxima. max V = Cortante máximo. max M = Momento máximo. max</p>

Carga Muerta.

Las cargas verticales en cimbras, incluyen el peso del acero de refuerzo y el peso de los moldes; ambos están considerados como carga muerta.

Por otro lado la mayoría de los trabajos de cimbra el concreto pesa entre 2.20 y 2.40 ton./m³. Cuando existen variaciones muy pequeñas sobre el peso anteriormente dicho, éstas no son muy significativas en consecuencia en la mayoría de los casos se considera un peso de 2.40 ton./m³, que incluye el peso del acero de refuerzo en el diseño.

Los pesos de los moldes metálicos varían en diferente forma, entre 20 y 30 Kg/m².

Carga Viva.

El Instituto Americano del Concreto recomienda una carga viva uniforme de 250 Kg/m² previendo de esta manera el peso de los trabajadores, el del equipo y los desligamientos e impactos.

Para la mayoría de los diseños se usa 400 Kg/m² para la construcción, donde se usa equipo motorizado para el transporte del concreto.

"Un criterio para el diseñador es una combinación de carga viva y carga muerta, la que se usará para el diseño del apuntalamiento y que a su vez nunca debería ser menor de 500 Kg/m², independientemente del ancho de la losa.

Quando los miembros que forman el molde de una losa son continuos, el vaciado del concreto sobre un claro puede causar levantamiento en los puntales que sirven como apoyo de los claros adyacentes. La cimbra deberá estar diseñada para evitar esta situación y si los elementos de la cimbra que se diseñan no pueden asegurarse para evitar esto, será mejor no calcularlos en forma continua, sino como simplemente apoyados".(3)

(3) CIMBRAS APUNTES SOBRE SU DISEÑO Y CONSTRUCCION IMCYC 1979

III.2 Presión Lateral del Concreto.

Las cargas impuestas por el concreto fresco contra los moldes, ya sean de columnas o de muro, serán muy diferentes a las cargas por gravedad que actúan en una cimbra para losa horizontal. Esto se debe a que el concreto fresco recién vaciado, se comporta temporalmente como un fluido, produciendo una presión hidrostática que actúa lateralmente contra las cimbras verticales.

Cuando se cuele a una velocidad muy baja, el concreto que está en el fondo del molde, empieza a endurecerse y la presión lateral se reduce a un valor menor que el de la presión hidrostática, esto ocurre cuando se acaba de colar la parte de arriba.

La presión efectiva lateral ó presión hidrostática modifica esta influencia por el peso del concreto, la velocidad de colado, la temperatura de la mezcla, el uso de aditivos, el vibrado u otros métodos de consolidación.

Peso del Concreto.

El peso del concreto tiene una influencia directa, ya que la presión hidrostática en cualquier punto de un fluido se crea por el peso del líquido superpuesto.

La presión hidrostática, es la misma en todas las direcciones, dado un tirante y actúa en ángulo recto hacia cualquier superficie que confine al líquido. Por otro lado si el concreto se comportará como un verdadero líquido, la presión debería ser igual a la densidad del fluido (2.4ton/m³ es la que comúnmente se supone para el concreto).

Por la profundidad a la que es considerada dicha presión.

Sin embargo el concreto fresco es una mezcla de sólidos y agua, cuyo comportamiento se asemeja a un líquido y sólo por tiempo limitado.

Rápidez de Colocación.

Se entiende por esto a la mayor o menor cantidad de tiempo limitado empleado para colocar el concreto fresco en el molde, el que le dará su acabado final.

Quando el concreto ha sido vaciado, la presión lateral en un punto dado aumenta, conforme va aumentando el tirante del concreto. Finalmente por consolidación; rigidización o una combinación de ambos, el concreto tiende a soportarse, por si mismo, pero mientras no pasa esto, seguirá causando presión lateral en los moldes. La velocidad de colado tiene un efecto primario en la presión lateral y la máxima presión lateral es proporcional a la velocidad de colado hasta un limite en que es igual a la presión hidrostática.

Vibrado.

El vibrado interno hace que el concreto se consolide de tal forma que no queden espacios libres y hacer que sea lo más homogéneo posible. Al vibrar, la presión lateral aumenta, aunque sea en forma local (de un 10 a un 20% más cuando se patea), debido a esto, el concreto se comporta como un fluido en toda la profundidad donde está ocurriendo el vibrado.

Desde que el vibrado interno se hizo una práctica común, los moldes deberán ser diseñados para soportar esa enorme presión, así como su hermeticidad para evitar fugas o goteos. También existen en el mercado, vibradores de contacto, que hacen la misma función del vibrador común, pero con la novedad de que al colocarlos en la cimbra, transmite golpecillos a ésta con resultados satisfactorios.

Presión Lateral para Cimbras.

Los investigadores de éste ramo, aún están en desacuerdo en el problema de la presión lateral porque no se puede resolver completamente. Sin embargo el diseñador debe adoptar suposiciones con las cuales tenga un buen margen de seguridad.

Debe entenderse que las suposiciones acerca de la presión, tendrán un efecto muy importante en el ensamble y acabado de la cimbra, y que este ensamble va a ser sometido a efectos locales de carga (completamente diferente a lo que se había dicho antes, ya que se suponía presión uniforme de concreto) como miembros con superficies desiguales donde actúan los moños (4) y tal vez actividades constructivas impredecibles, con el consiguiente encarecimiento de la obra.

El Instituto Americano del Concreto, da las siguientes recomendaciones para presión lateral, para diseñar con seguridad. Estas recomendaciones cubren dos casos; que son aplicables a concretos de 2.2ton./m³, revenimiento inferior a 12cm. y profundidad de vibrado a 1.20m.

A) Para la máxima presión lateral en cimbras de muros, con rapidez de colado relativamente lentas y controladas, donde la máxima presión lateral es limitada, hasta que el concreto comienza a fraguar.

(4) Moños.- Son elementos de la cimbra, que funcionan como separadores y tensores dando el espacio requerido a los moldes y soportar las presiones del concreto.

B) Para la máxima presión en cimbras para columnas, donde la pieza completa es llenada en menos tiempo que el que requiere el concreto para endurecerse.

Presión Lateral en Muros.

Para concreto estructural, donde la velocidad de colado es controlada, el Comité "ACI 347" a desarrollado fórmulas para la presión lateral de los moldes, tomando en cuenta las condiciones de temperatura, velocidad de colado, vibrado del concreto y aplastamientos.

Estas fórmulas de diseño se basan en experiencias de laboratorio; se pueden usar con seguridad aunque no se les puede pedir una gran exactitud. Considerando colados continuos y controlados, en concretos sin retardantes y una temperatura mínima de 4°C (ver tabla 2)

$$p = 723 + \frac{4500 R}{0.056 T + 1}$$

Para muros cuya rapidez de colado no sea mayor de:
2.20 m/hrs.

Máxima = 9760 Kg/m².

$$p = 732 + 1406.18 \frac{(4.71 + R)}{(0.056 T + 1)}$$

Para muros cuya rapidez de colado sea mayor de:
2.20 m/hrs.

Máxima = 9760 Kg/m²

dónde:

p = presión lateral en Kg/m²

R = velocidad de colado en m/hrs.

T = temperatura del concreto en los moldes en °C.

TABLA 01

Presiones horizontales para diseño de cimbras de muros.

Velocidad vertical de colado (m/h).	Máxima presión lateral (kg/m ²) para la temperatura indicada.					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
0.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
0.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
0.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4600	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

Nota: No deben utilizarse presiones de diseño mayores, de 10000 kg/m², ó 2400 x altura en metros, del concreto fresco de la forma, la que sea menor.

COPIA DE ORIGEN

Presión Lateral en Columnas.

En las cimbras para columnas pequeñas (queriendo decir con esto que el vaciar el concreto se hace en un tiempo relativamente pequeño), cuando se vibra, las vibraciones se extienden a lo largo de toda la pieza, dando como resultado presiones laterales mucho más grandes que las que ocurren en cimbras para muros.

Si toda la longitud de la columna es colada en menos tiempo que el que requiere el concreto para rigidizarse completamente, la presión será esencialmente hidrostática; esto es, que se incrementa uniformemente desde cero, que es la parte más alta de la cimbra, hasta un máximo que se encuentra en la base.

Con la siguiente fórmula "ACI-347" se puede calcular la presión lateral para cimbras de columna.

$$p = 732 + \frac{4500 R}{0.056 T + 1}$$

Máxima = 14640 Kg/m² ó 2400 h la que sea menor.

Esta fórmula se recomienda para el diseño de cimbras para columnas donde la altura no exceda los 5.50 m., además esta fórmula deberá ser usada para determinados diseños de presión, donde la máxima longitud horizontal no exceda 1.80 m. para cualquier otra situación se explicarán las fórmulas para diseño de muros.

Cargas Laterales.

Los moldes y los puntales deben ser contraventeados para que resistan toda clase de cargas laterales como al viento, tensiones de cable, apoyos inclinados, el impacto del concreto al vaciarse u otro tipo de impacto como el que se produce al parar o poner en marcha la maquinaria.

El contraventeo se hace con la finalidad de soportar los efectos que actúan oblicuamente, cuando el concreto es vaciado en forma no simétrica sobre la cimbra para la losa. Con la acostumbrada ausencia de especificaciones o información, precisa sobre las cargas laterales que puedan aparecer, el Instituto Americano del Concreto, recomienda que las cimbras deben ser contraventeados para las siguientes cargas laterales (mínimas), que actúan en cualquier dirección.

A) Moldes para losa: 150 Kg. por metro lineal, en el canto de la losa, o el 2% del peso total de la carga muerta en los moldes de la losa (distribuida como una carga uniforme por metro lineal en el canto de la losa).

B) Cimbras para muros: La carga producida por el viento se considerará de 50 Kg/m² ó mayor si existe algún código local de construcción que así lo prescriba; en ningún caso será menor que 150 Kg. Por metro lineal de muro, y estará aplicada en la parte superior del muro (excepto sólo en muros menores de 2.40m. de alto). Si por otro lado existen muros muy altos se deberán tomar consideraciones especiales.

En Losas.

Los requerimientos mínimos para cargas laterales, se muestran en la tabla III, para varios espesores de losa. Cuando la cimbra es cerrada, y está en una zona donde actúa mucho el viento, el contraventeo deberá ser muy rígido y basarse en lo estudiado en esa zona, si es que exceden los mínimos especificados.

En Muros.

En este tipo de cimbras, el contraventeo deberá ser lateral, para así poder soportar el viento o las cargas excéntricas. Si el viento excede de 50 Kg/m², el efecto del viento será h/2 x presión del viento.

Por otro lado, el viento mínimo permitido por nuestras tablas es de 50 x h/2.

La tabla IV muestra las mínimas fuerzas laterales que se recomiendan para el contraventeo. Estos valores se aplican a cimbras donde la presión lateral es soportada por separadores de moños.

TABLA III

Minima Fuerza Lateral, para diseño de contraventeo de cimbras de losas.

Espesor de la losa cm	Carga muerta kg/m ²	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (kg).				
		6.0 (m)	12 (m)	18 (m)	24 (m)	30 (m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	225	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

TABLA IV

Minima fuerza lateral para diseño de contraventeos de cimbras de muros aplicada en la parte alta del molde.

Altura del muro (m).	Minimos: 148kg/m ó 50 kg/m ² (ACI-622)	Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los codigos) indicada (kg/m).			
		73 kg/m ²	90 kg/m ²	122 kg/m ²	146 kg/m ²
Sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.0	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.8	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70					
ó más	24.4h	36.6h	48.8h	61.0h	73.2h

III.3 Diseño de Columnas o Postes.

Los miembros de acero sometidos a compresión pueden dividirse en dos clases: columnas cortas, en la que los efectos de esbeltez pueden desprejarse, y columnas largas que fallan por inestabilidad antes de que el acero alcance su capacidad de compresión.

El esfuerzo crítico de pandeo para columnas largas está dado por la ecuación de Euler:

$$f'_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2}$$

$\frac{Kl}{r}$ = relación de esbeltez.

$\frac{Kl}{r} = 200$ existe alto riesgo.

dónde:

K = factor de longitud efectiva.

l = longitud libre de la columna.





r = radio de giro mínimo de la sección.

E = modulo de elasticidad del acero (2.1×10^6 Kg/m²).

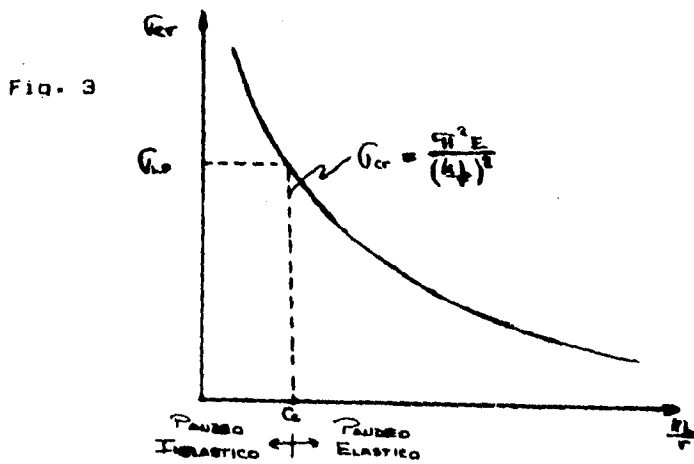
En la siguiente figura se dan los valores teóricos de K para algunas situaciones típicas junto con valores recomendables para el dimensionamiento. Los valores sugeridos para dimensionamiento son, en general algo mejores que los teóricos para tener en cuenta que en situaciones reales es difícil lograr empotramientos perfectos.

En otros casos puede estimarse la longitud efectiva en forma aproximada, dibujando la forma deformada de la elástica y midiendo la distancia entre puntos de inflexión.

Fig. 2

La línea punteada indica la forma de la columna punteada.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de k .	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
Valores del diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a los ideales.	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00
Condiciones en los extremos.	 Rotación impedida y traslación impedida.  Rotación libre y traslación impedida.  Rotación impedida y traslación libre.  Rotación libre y traslación libre.					

En la siguiente figura se muestra una curva de dimensionamiento típico en la que se aprecia la forma de definir el pandeo elástico y el pandeo inelástico.



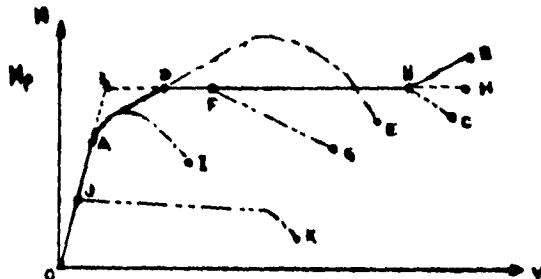
$C_c =$ Relación de 61 ESOLOTA.

III-4 Diseño de Piezas en Flexión.

Los aspectos fundamentales del comportamiento de las barras flexionadas por momentos de intensidad creciente pueden determinarse estudiando experimentalmente vigas con cargas transversales, alojadas en su plano de simetría, cuya magnitud crece lentamente desde cero hasta la máxima que la barra pueda soportar.

Hay sin embargo, una gran variedad de comportamientos posibles, algunos de los cuales se ilustran en la siguiente figura, por medio de sus curvas momento-deflexión en el plano de carga.(5)

Fig. 4



Curvas Momento-Deflexión de Vigas.

(5)Estructuras de acero, comportamiento y diseño
Oscar de Buen, Lopez de Heredia.

OAB

Esta curva corresponde al caso ideal, que rara vez se presenta en vigas de estructuras reales, en que no hay pandeo local ni lateral, de manera que después de una deformación considerable el material de la viga entra en el intervalo de endurecimiento por deformación.

OAC

Esta curva es la más común cuyo tercio central está sometido a flexión pura.

OADE

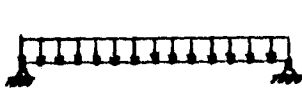
Corresponde a una viga con momento flexionante variable a lo largo de su eje (libremente apoyada y con una carga concentrada en el canto del claro, por ejemplo), en la que el endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo, hace que éste suba por arriba de M_p (6); posteriormente la curva desciende, al perder la viga la resistencia cuando se inician fenómenos de pandeo local y lateral.

(6) M_p .- Momento plástico.

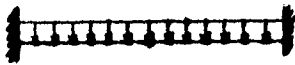
DAFG; DAHI y OJK

Describen fallas por pandeo lateral o local o por una combinación de ambos, los dos primeros en el intervalo inelástico y la tercera en el elástico.

Para el caso de una cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor del momento flexionante.



$$M_{\max} = \frac{wl^2}{8}$$



$$M_{\max} = \frac{wl^2}{12}$$

Por tanto, es deseable diseñar para una condición promedio:

$$M_{\text{flex.max.}} = \frac{wl^2}{10}$$

Después de obtenido el momento máximo podremos dimensionar el elemento a través de la fórmula ordinaria para flexión.

$$\sigma_{\text{perm.}} = \frac{M}{I} y$$

dónde:

σ_{perm} = Esfuerzo permisible a flexión.

M = Momento flexionante.

I = Momento de Inercia.

y = Distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I} y_{\max} = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{I}{y_{\max}} = \text{Modulo de sección elástico de la sección transversal constante de la viga.}$$

Puesto que los momentos flexionantes máximos son los de las secciones extremas; en ellos aparecen los esfuerzos normales de mayor intensidad.

$$\sigma_{max} = \frac{wl^2}{10E}$$

SUPOSICIONES.

- Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

- Si el peralte de una viga de sección rectangular excede de 30 cm. se debe introducir el siguiente factor "F" que multiplique al momento de inercia.

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

dónde h es el peralte del miembro en cm.

III.5 Combinación de Flexión y Carga Axial.

Las piezas flexocomprimidas son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de compresión y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales, columnas con cargas excéntricas o expuestas a cargas transversales.

Una barra flexocomprimida puede fallar por alguna de las causas que se enumeran a continuación, o por una combinación de dos ó más de ellas:

- 1) Porque se alcance su resistencia máxima bajo momento y fuerza axial combinados, al formarse articulaciones plásticas en la sección ó secciones en las que el momento tiene su mayor intensidad.
- 2) Por inestabilidad en el plano de los momentos ocasionada por exceso de flexión en ese plano, teniendo en cuenta la acción simultánea de la fuerza normal.
- 3) Por pandeo lateral debido a flexotorsión.
- 4) Por pandeo debido a compresión axial, alrededor de los ejes de momento de inercia mínima.
- 5) Por pandeo local.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{p}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{p}{A_c} + \frac{M}{f_m S (1 - PL^2)} \leq 1$$

$\frac{1}{2EI}$

dónde:

A = Area de la sección transversal de la pieza (cm²).

E = Módulo de elasticidad (kg/cm²).

f_m = Esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm²).

I = Momento de inercia (cm⁴).

M = Momento flexionante (kg cm).

S = Módulo de sección (cm³).

P = Carga axial.

En las columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

III.6 Esfuerzo Cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales. Podemos considerar la tendencia de una viga a fallar cayendo entre los apoyos. Esta tendencia de una parte de una viga a moverse verticalmente con respecto a una parte adyacente se llama fuerza cortante vertical, y los esfuerzos dentro del miembro que resisten esta tendencia a fallar son esfuerzos cortantes.

La magnitud de la fuerza cortante en cualquier sección de una viga es la suma algebraica de las fuerzas verticales que hay a la izquierda o a la derecha de la sección. Una forma conveniente de expresarlo es: "La fuerza cortante vertical en cualquier sección de una viga es igual a la reacción menos las cargas".

El criterio puede generalizarse para todos aquellos elementos de una estructura sujetos a esfuerzos cortantes.

Los esfuerzos cortantes se revisan con la expresión clásica para materiales elásticos:

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

Para secciones rectangulares, esta expresión se convierte en:

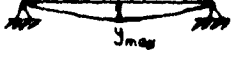

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bd}$$

dónde:

- v = Esfuerzo cortante.
- V = Fuerza cortante.
- b = Ancho de la viga.
- d = Peralte de la viga.
- Q = Momento estático.

III.7 Flecha.

La deformación máxima provocada por la flexión, se le denomina comúnmente flecha máxima; su valor depende principalmente del claro "l" y es función directamente proporcional de la carga por metro "w", el modulo de elasticidad "E" y el momento de inercia centroidal de la sección "I".

	Para este caso	$\frac{5w l^4}{384 EI} = y_{\text{máx.}}$
	Para este caso	$\frac{w l^4}{384 EI} = y_{\text{máx.}}$

Por lo que se acostumbra diseñar para la condición:

$$y = \frac{3wl^4}{384 EI}$$

Existen dos criterios para los limites de "y": el americano recomienda $\frac{l}{360}$ del claro y el

$$y_{\text{máx.}} = \frac{l}{360}$$

européo recomienda $y_{\text{máx.}} = \frac{l}{500}$ del claro.

Si aceptamos estos límites, tendremos dos fórmulas que aplicadas a una sección y a una carga por metro dadas, nos permiten encontrar "l".

Américoano

$$l = \sqrt[3]{\frac{0.355 EI}{w}}$$

Europeo

$$l = \sqrt[3]{\frac{0.256 EI}{w}}$$

dónde:

w = Carga vertical repartida en kg/cm.

E = Módulo de elasticidad kg/cm².

I = Momento de inercia de la sección considerada en cm⁴.

Por otra parte al construir la cimbra debe tenerse en cuenta que antes de colar es necesario ajustar los niveles para preveer:

- a) Las deformaciones y asentamientos de la cimbra.
- b) Las deformaciones instantaneas y diferidas de la estructura cargada.
- c) La deformación óptima de miembros perfectamente horizontales.

Estos ajustes reciben el nombre de contraflecha. Una forma empirica para establecer la contraflecha es que ésta sea del orden de 1/200 a 1/400 siendo "l" la longitud del claro.

III.8 Pandeo Lateral.

Considérese un marco en el que todos los claros y las alturas de entrepiso son iguales entre si, y supóngase que todas las columnas y traveses tienen la misma sección transversal; en el extremo superior de cada columna se aplica una fuerza P de intensidad creciente (siguiente figura).

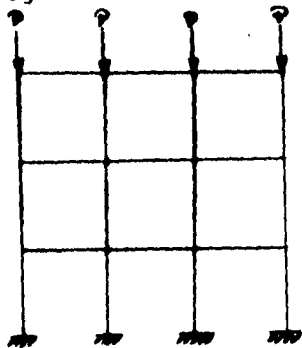
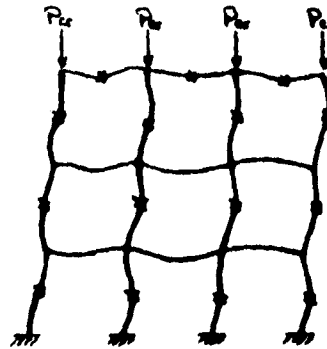


Fig. 5

Pandeo lateral de los entrepisos de un marco no contraventeado.



(x) Puntos de inflexión.

En las primeras etapas del proceso de carga el marco no se deforma pero empieza a desplazarse lateralmente tan pronto como las fuerzas "P" alcancen su valor crítico; al hacerlo, aparece un punto de inflexión en la zona central de cada una de las vigas y columnas.

Th. Coppel y J.J. Coulon recomiendan que para calcular la carga crítica de pandeo lateral de un entrepiso de un andamio no contraventeado se le considera compuesto por un conjunto de subestructuras, elementales, cada una formada por un nudo y las barras que llegan a él, de longitud igual a la real y cuyos extremos alejados son los puntos de inflexión.

Las cargas críticas de los cuatro tipos diferentes de subestructuras, que se muestran en la siguiente figura se calculan con la fórmula:

$$P_{cr} = \frac{4\mu^2 EI}{L_c^2}$$

dónde:

μ = Raíz de cada una de las tres ecuaciones.

Para obtener la condición real de pandeo de una estructura reticular, o para establecer las bases racionales que permitan conocer el comportamiento de uno o varios de sus elementos comprimidos, debe hacerse un estudio de la estabilidad de conjunto.

Puede considerarse que una estructura está en equilibrio estable cuando pequeños incrementos de las cargas no ocasionan deformaciones desproporcionadas; las estructuras deben dimensionarse de manera que se eviten estados de equilibrio inestable.

Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

C A P I T U L O I V

IV.1 Medidas Comerciales.

Andamios.

Existen en el mercado una gran variedad de equipos accesorios y componentes a base de acero, tanto equipo estándar como equipo de alta resistencia.(7)

En lo referente a andamios tenemos las siguientes ventajas:

Economía: Ahorro en mano de obra, se obtiene una mayor eficiencia y abate costos en cimbra y descimbrado.

Seguridad: Hay un factor de seguridad al utilizar cimbra falsa metálica.

Versatilidad: Existen equipos completos con accesorios en casi todos los casos de apuntalamiento que pueden presentarse, puesto que los marcos ensamblados dan las alturas requeridas según el diseño.

Rápidez: Se instala con prontitud, sin herramientas, no se necesita mano de obra especializada y facilita maniobras de carga y descarga.

Limpieza: Una buena presentación en la obra.

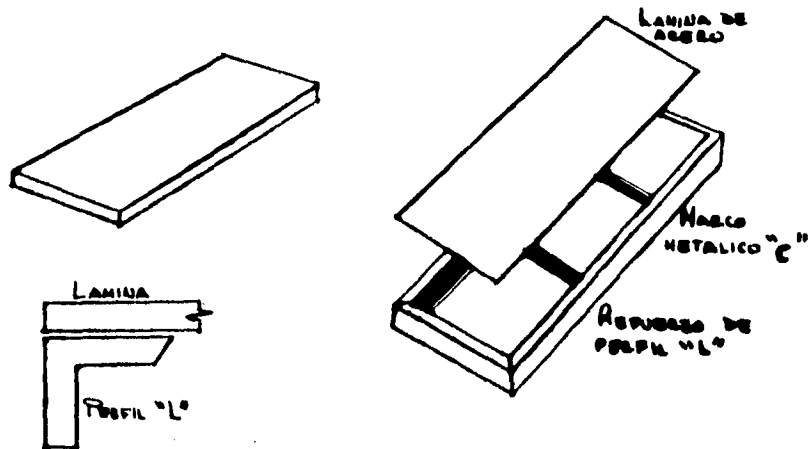
(7) Equipo Estandar.- Es un sistema de apuntalamiento completo y contraventeado por los elementos que lo forman, armable, ligero y versátil, puede resolver casi cualquier problema de alturas y cargas por complicado que éste sea. Equipo de alta resistencia, es un sistema de apuntalamiento completo, contraventeado que ofrece una mayor resistencia y versatilidad, que mejora la posibilidad de servicio y puede resolver todos los problemas de apuntalamiento

Paneles Metálicos:

En el mercado existe una gran variedad de medidas de paneles metálicos y practicamente se utilizan para cualquier tipo de cimbra: losas, muros, trabes, columnas y guarniciones.

Estos paneles estan formados por lámina de acero en los calibres 12, 13 y 14 que son los más usuales ésta lámina ésta soldada sobre un marco metálico ya sea con un perfil "C" de lámina de acero doblada en frio de fabricación especial, o sobre un perfil "L" de lados desiguales A-36, y $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, y además están reforzadas con perfiles "L" de acero, en su parte interior con el fin de que sea más rígido el panel. La siguiente figura indica lo antes mencionado.

Fig. 6



IV.2 Condiciones de Renta.

Para llevar a cabo la renta de un equipo de cimbra modular, es necesario que se firme un contrato tanto de la arrendataria como del arrendador, y el cual deberá llevar la siguiente información:

Arrendador:
Domicilio del arrendador.
Obra ubicada en.
Facturar a.
Domicilio.

Además de la descripción del equipo, precio de venta unitario, cantidad, cuota y renta diaria.

También se deberá negociar la forma de pago y además deberá contener el nombre y cargo de la persona autorizada por la arrendataria para firmar, así como la firma del arrendador para considerarlo válido.

El arrendador elaborará la liquidación correspondiente una vez que el equipo haya sido devuelto a sus bodegas.

Para garantizar el valor del equipo que recibe así como el debido cumplimiento de las obligaciones del contrato, se firmará una "CARTA DE GARANTIA" por la cantidad del valor del equipo.

IV.3 Estudio de Mercado.

La utilización de elementos prefabricados estándar en muchas situaciones puede aportar ventajas económicas. En muchos países pueden conseguirse en el mercado diversos tipos de paneles ó tableros prefabricados diseñados de manera que soporten un elevado número de usos. En México ésto aún no es una práctica usual, puesto que el uso de paneles rudimentarios prefabricados con madera es muy común.

La economía de una cimbra depende de diversos factores. Podría pensarse que uno de los principales es el empleo de la mínima cantidad de material que proporcione la resistencia necesaria para asegurar un grado de seguridad razonable. Sin embargo aunque ésto es una consideración de peso, es más importante lograr cimbres que permitan un número elevado de usos, aunque ésto implique un consumo de material superior al estrictamente necesario desde el punto de vista de resistencia, con el fin de conseguir mayor durabilidad.

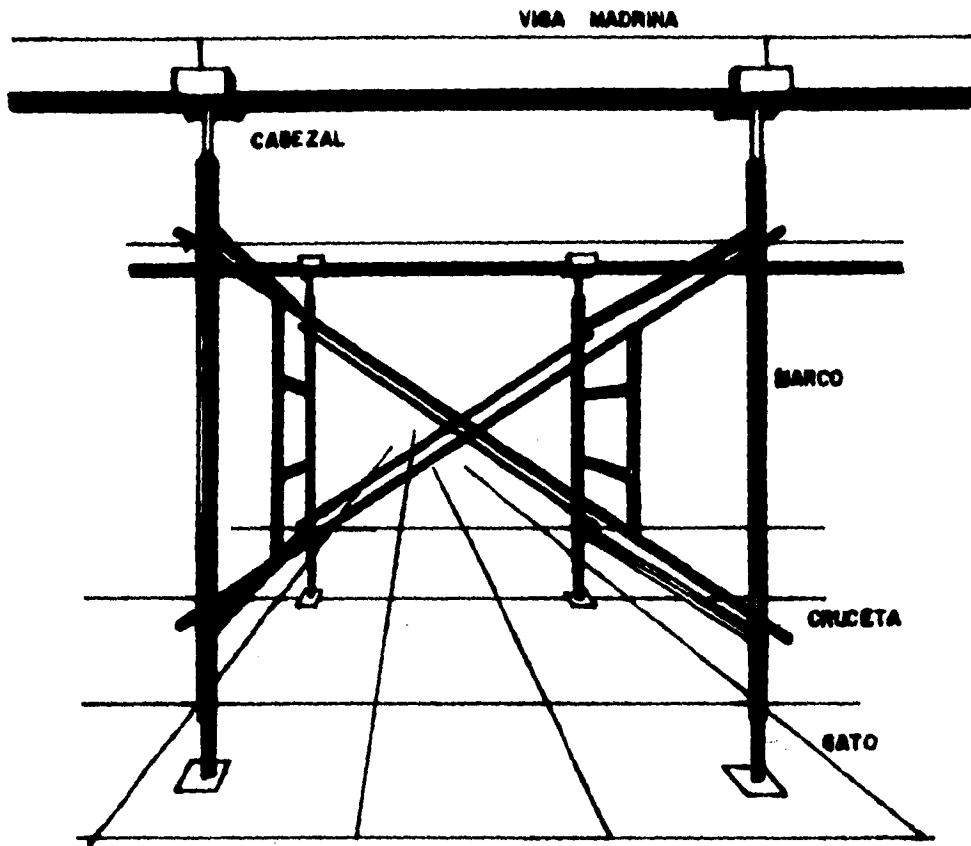
Por lo anterior es aconsejable el empleo de elementos de cimbra modulados y prefabricados que pueden utilizarse en estructuras diferentes. En el mercado mexicano existen pocas empresas que se dedican a ofrecer servicios de cimbra metálica modular por la alta competitividad de los sistemas tradicionales.

Aunque va en aumento el conocimiento de éstos sistemas modulados por parte de los profesionistas que se dedican al ramo de la construcción.

Cabe hacer la aclaración que éstas empresas además cuentan con un departamento técnico especializado para el diseño de éstas cimbres.

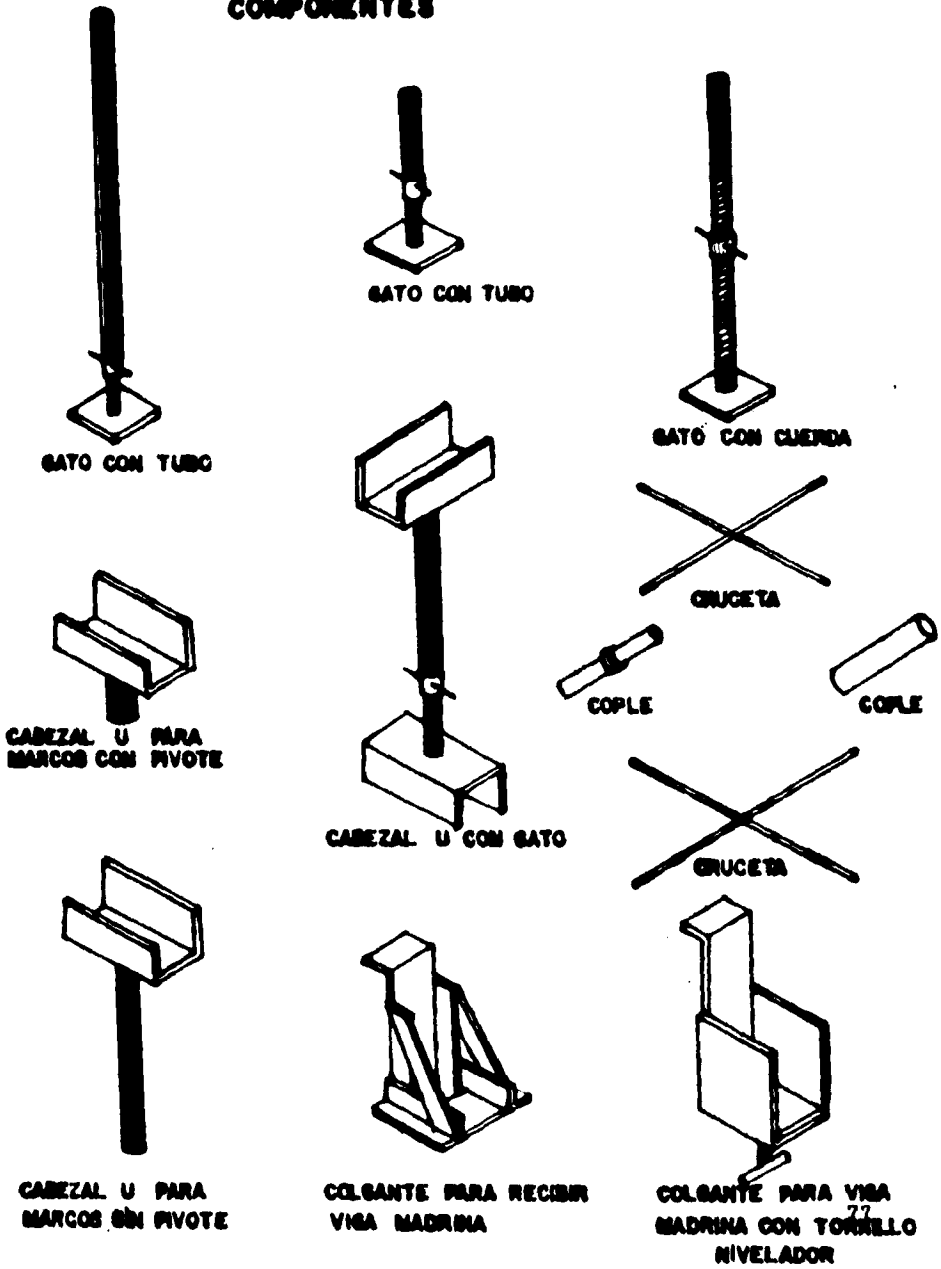
. ANDAMIAJE METALICO

Fig. 7



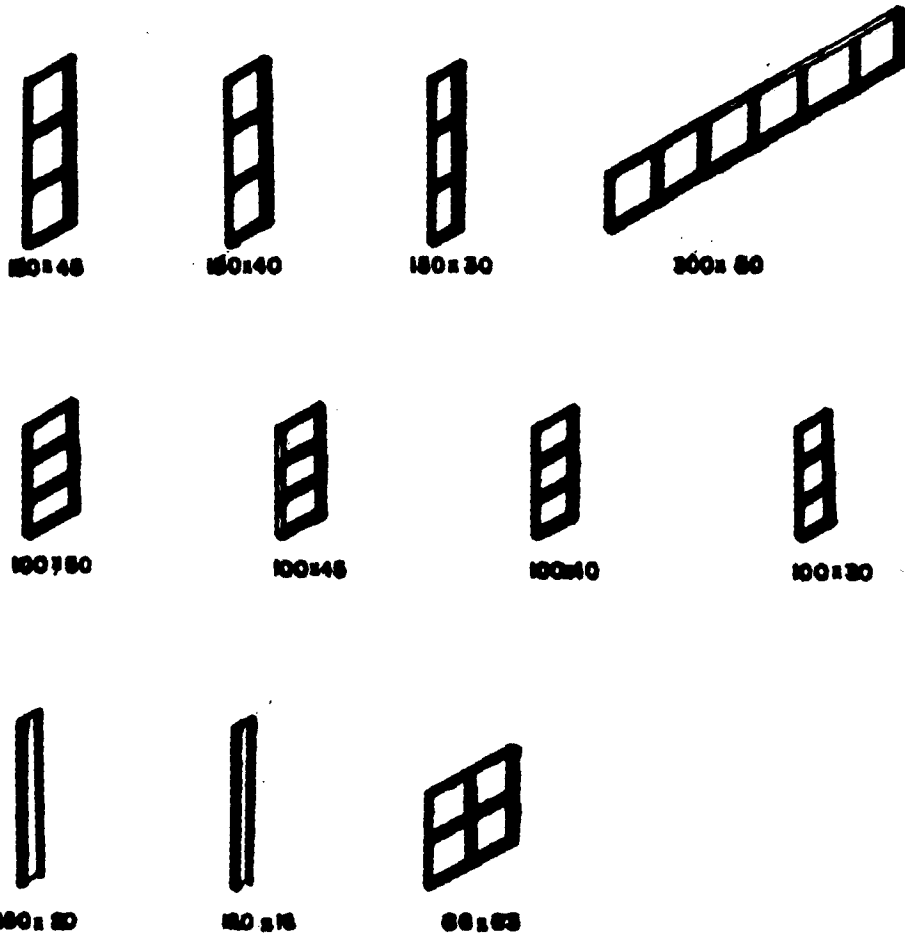
COMPONENTES

Fig. 8



PANELES METALICOS

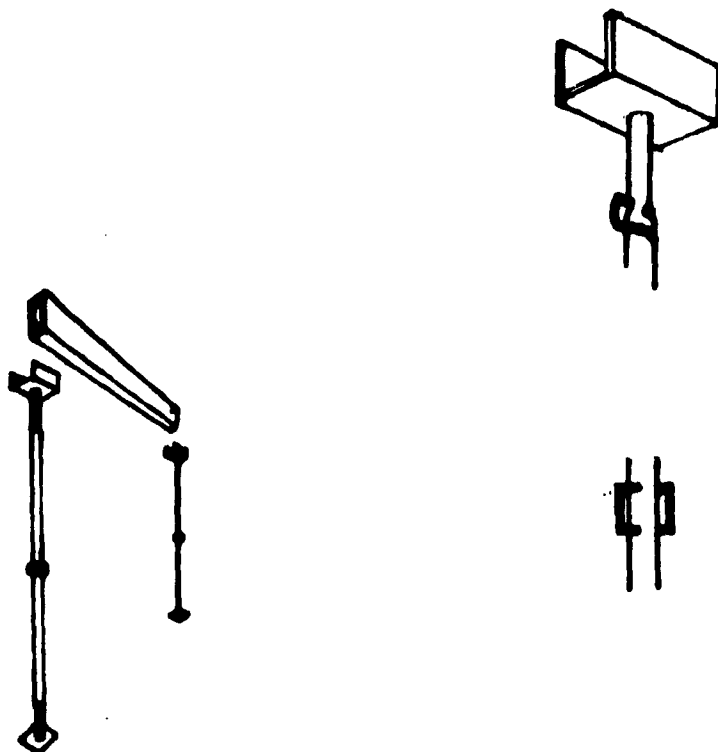
Fig. 7



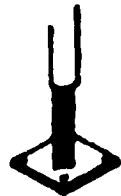
PANELES METALICOS PARA APLICACIONES EN : LOSAS
MUROS
TRABES
COLUMNAS
GUARDACIONES

POSTE TELESCOPICO

Fig. 10



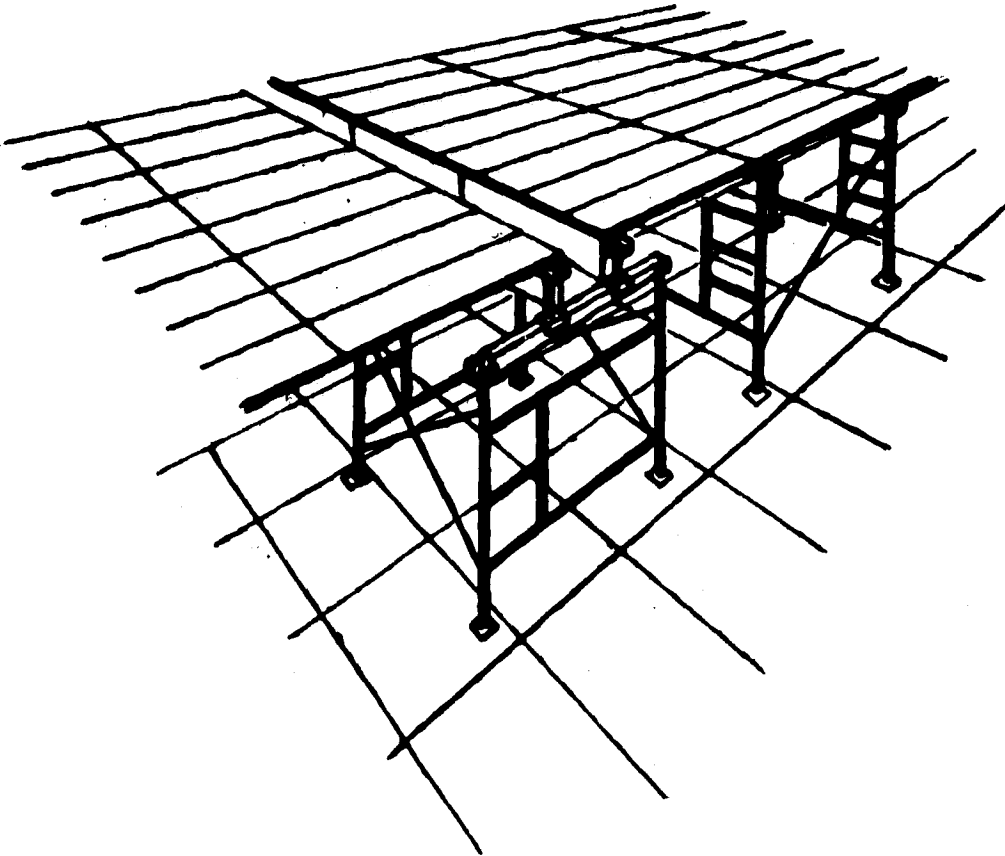
**POSTE TELESCOPICO SERVE COMO
PIE DERECHO, EVITANDO EL USO DE
POLINES.**



**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

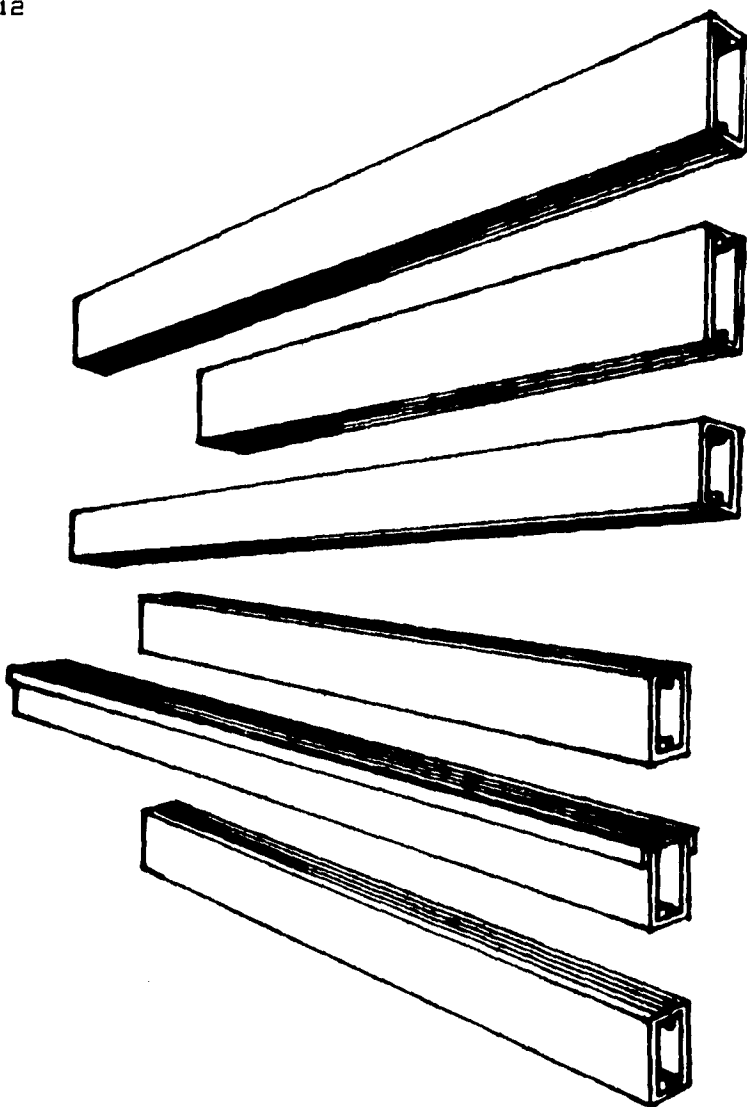
Fig. 11

CIMBRA METALICA



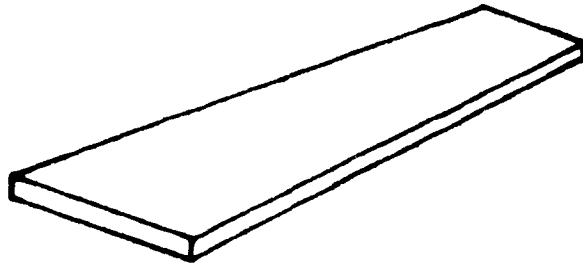
**SIRVEN COMO APOYOS PARA QUE DESCANSEN
LOS PANELES METALICOS**

Fig. 12



PANEL METALICO

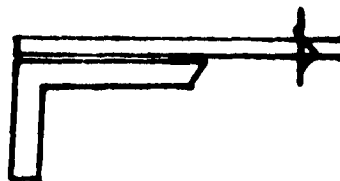
Fig. 13



CARACTERISTICAS :

LAMINA ROLADA EN FRIO
DE 80 MILESIMAS DE ESPESOR
MONTADA SOBRE UN PERFIL
DE LADOS DESIGUALES.

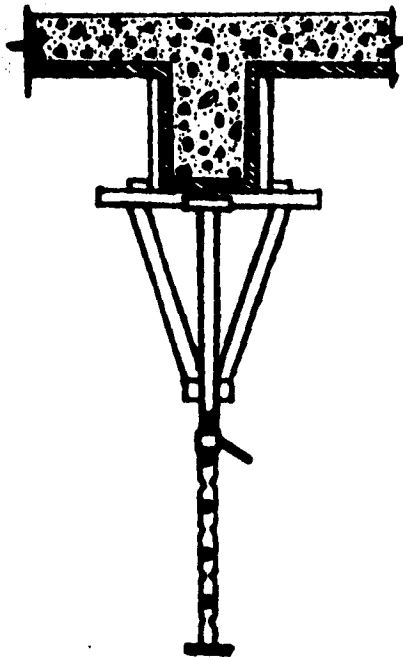
(ACERO A-36, $f_y = 2536 \text{ kg/cm}^2$)



PANEL METALICO GRAN CAPACIDAD DE CARGA

PIES DERECHOS

Fig. 14



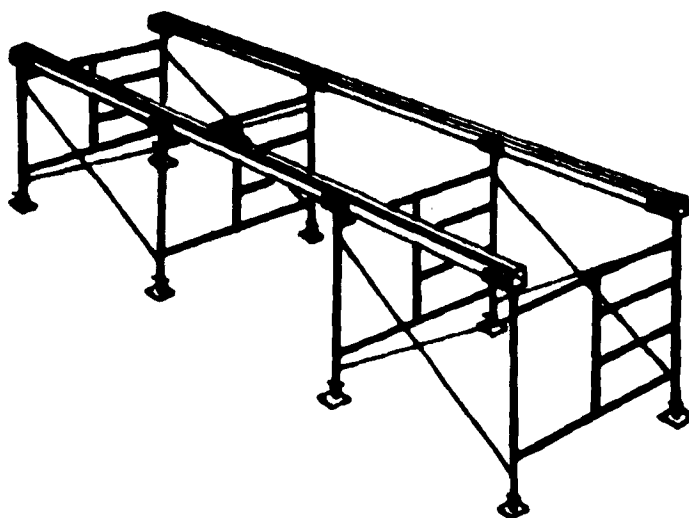
PIE DERECHO EN TRABES



PIE DERECHO ES UN ELEMENTO DE APUNTALAMIENTO TELESCÓPICO DE TRABAJO INDIVIDUAL, QUE PUEDE SER CONTRAVENTADO.

APUNTALAMIENTO

Fig. 15



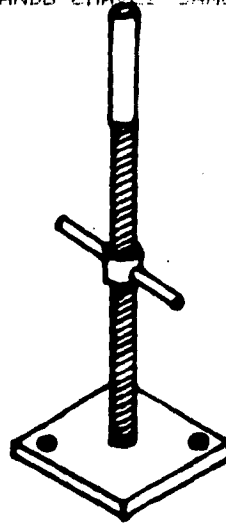
APUNTALAMIENTO A BASE DE TORRES

COMPONENTES

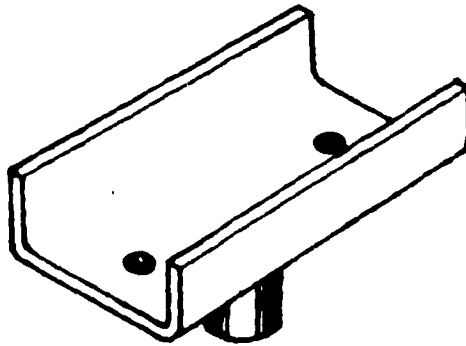
Fig. 16



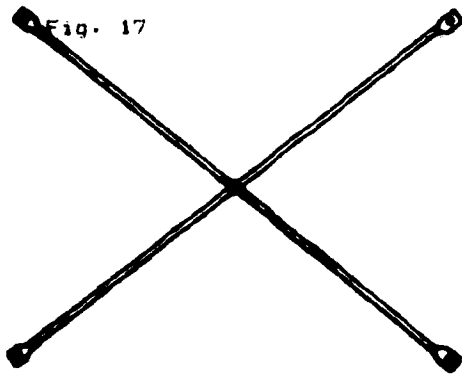
**TORNILLO DE AJUSTE PARA
EFFECTUAR AJUSTES DE ALTURA**



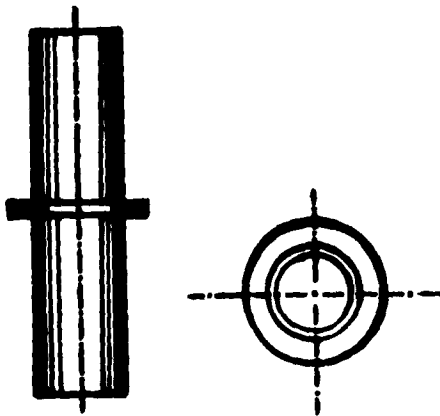
**TORNILLO DE AJUSTE CON
BASE PLANA**



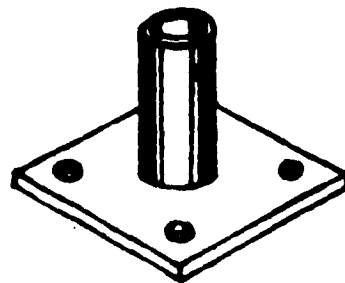
CABEZAL : RECIBE LAS VIGAS MADRINAS



GRUCETA: ELEMENTOS DE CONTRAVIENTO DE MARCOS Y FORMACION DE TORRES



COPE: ES EL ELEMENTO DE UNION ENTRE MARCOS BASE



BASE: EVITA PENETRACION DE LA PATA DEL MARCO

C A P I T U L O V

Ejemplos.

V.1 Diseño de una Cimbra para Losa (Plana).

Existen dos tipos de losas aligeradas:

- 1.- Con domo de plástico.- En éste caso se consideraría un 60% del peso como si fuera losa maciza por la relación de vacios.
- 2.- Con blocks prefabricados.- Para este caso se tomará el 70% del peso como si fuera losa maciza por ser la relación de vacios menor.

Hay en estos dos tipos de losa zonas q' en realidad son macizas a éstas se les llama capiteles, a los que debemos analizar como tales.

Peso de la losa aligerada (0.35 mts. de espesor)

0.35 m. de espesor x 1.00 de ancho x 1.00 de largo x 2400 kg peso de concreto = 840 kg/m² (como losa maciza).

840 x 0.60 = 504 kg/m² (considerando 60% de peso).

504 kg/m ²	Carga Muerta.
200 kg/m ²	Carga Viva (si se usa equipo motorizado es 400 kg/m ²).
50 kg/m ²	Con paneles metálicos.
754 kg/m ²	Peso total para diseño.

La viga madrina resiste 1000 kg/m , y tiene un momento resistente de 57000 kg-cm.

$$MR = s \times f \quad 27.14 \times 2100 = 57000 \text{ kg-cm} = 570 \text{ kg-m}$$

$$MR = MA \quad MR = \frac{w l^4}{8} ; \quad 570 = \frac{w(2.13)^2}{8}$$

$$w = \frac{570 \times 8}{4.54} = 1005 \text{ kg/m} = 1000 \text{ kg/m.}$$

Dónde:

MR = Momento Resistente.

MA = Momento Actuante.

s = Módulo de sección del acero.

f = Módulo de elasticidad del acero (fatiga).

Entonces tenemos para ésta diseño:

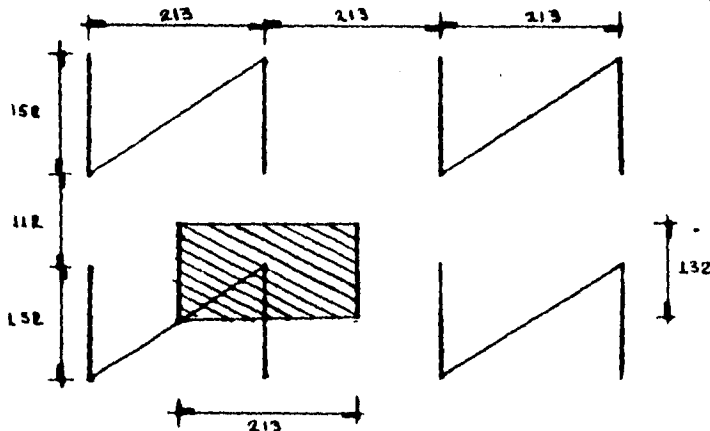
$$\frac{1000 \text{ kg/m}}{754 \text{ kg/m}^2} = 1.32 \text{ (ancho de carga que soporta la viga).}$$

Separación entre torres.

El marco estándar tiene 1.52 mts. de ancho por lo tanto 0.76 mts. serian fijos.

1.32 - 0.76 = 0.56 x 2 = 1.12 mts. Separación máxima entre torres.

Fig. 18



Checando la pata:

Area tributaria por pata = $1.32 \times 2.13 = 2.81 \text{ m}^2$

$2.81 \text{ m}^2 \times 754 \text{ kg/m}^2 = 2120 \text{ kg/pata.}$

Considerando por norma que la pata del marco soporta aproximadamente 2250 kg a 2.00 mts.de altura tenemos:

TABLA V

RESISTENCIA DE ALTURAS.

Capacidad de carga por pata en kg. (MARCO-155)

Altura en marcos.	Extensión del tornillo en cms.						
	30	45	60	75	90	107	120
1	2770	2660	2550	2310	2040	no recomendable	
2	2330	2210	2100	1990	1880	1670	1450
3	2330	2120	2010	1900	1790	1580	1360
4	1950	1850	1740	1630	1510	1310	1080

TABLA VI

RESISTENCIA DE ALTURAS.

Capacidad de carga por pata en kg. (MARCO-200)

Altura en marcos	Extensión del tornillo en cm.						
	30	45	60	75	90	107	120
1	2360	2250	2150	1900	1630	no recomendable	
2	2090	1980	1870	1760	1530	1450	1220
3	1820	1710	1600	1490	1380	1170	950
4	1640	1530	1420	1310	1200	990	770

TABLA VII

Características de marcos.

Modelo	Altura en cm.	Ancho en cm.	Peso en kg.
MARCO 94	94	155	16.0
MARCO 155	155	152	20.6
MARCO 200	200	152	25.0

TABLA VIII

RESISTENCIA DE ALTURAS.

Capacidad de carga por pata en kg. (MARCO-94).

Altura en marcos	Extensión del tornillo en cm.						
	30	45	60	75	90	107	120
1	2910	2800	2700	2440	2170	no recomendable	
2	2450	2350	2240	2130	2010	1810	1580
3	2300	2210	2110	1990	1880	1670	1450
4	2050	1940	1830	1720	1610	1400	1170

2250 kg/pata

Mayor que

2120 kg/pata

Resistente

Actuante

Con esta apertura (teórica) entre torres se procede a la distribución en la planta del dibujo, esta quedará finalmente de acuerdo a las condiciones de la obra siempre y cuando no se pase de las determinaciones teóricas.

DISEÑO DE LA CIMBRA METALICA POR FLEXION.

Sabemos que el peso total para diseño es 754 kg/m².

Buscamos en la tabla IX, la capacidad de carga según distancia entre apoyos, el PM 1545 a una distancia de 1.50 m y vemos que:

PM 1545 soporta 1173 kg/m² a una distancia de 1.50 m. por lo que

$$\begin{matrix} 754 \text{ kg/m}^2 < 1173 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Diseño} & \text{Resistente} \end{matrix}$$

TABLA IX

PANELES METALICOS.

Capacidad de carga según distancia entre apoyos.

Modelo	A cm ²	M max. k/m	3.00 m		1.50 m		1.00 m		0.75 m		0.50 m	
			k/m	k/m ²	k/m	k/m ²	k/m	k/m ²	k/m	k/m ²	k/m	k/m ²
PM 3050	16.80	212	141	282	528	1130			2271	4542		
PM 1545	15.66	198			528	1173			2121	4714		
PM 1540	14.53	183			488	1220			1960	4901		
PM 1530	12.26	155			413	1377			1660	5535		
PM 1050	16.80	212					1272	2544			5088	10176
PM 1045	15.66	198					1188	2640			4752	10560
PM 1030	12.26	155					930	3100			3720	12400

TABLA X**Características:**

Lamina rollada en frío de 89 milésimas de espesor montada sobre un perfil de lados desiguales (acero A-36, $f_y = 2536$ kg/cm²).

Modelo	L cm.	P cm.	A cm.
PM 3050	300	5	50
PM 1545	150	5	45
PM 1540	150	5	40
PM 1530	150	5	30
PM 1050	100	5	50
PM 1040	100	5	40
PM 1030	100	5	30

FLECHA.

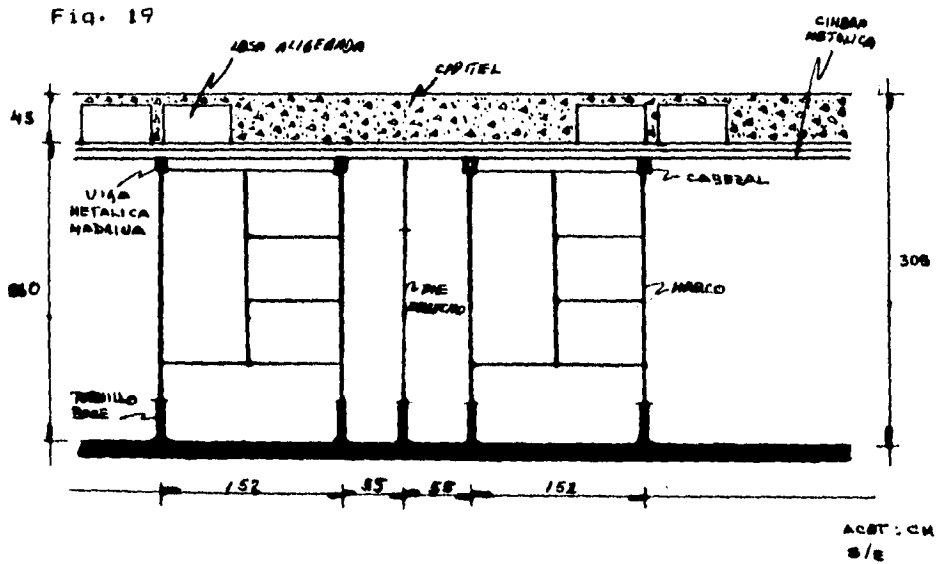
Se acostumbra diseñar con $y_{\max} = \frac{3 w l^4}{384 EI}$

$\frac{3 (754) (1.52)^4}{384 (21000) (0.0833)} = \frac{12074.44}{671731.20} = 0.018 \text{ cm.}$

$384 (21000) (0.0833) = 671731.20$

y comparandolo con el criterio Americano $y_{\max} = \frac{l}{360} =$

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 21000 \text{ kg/m}^2$

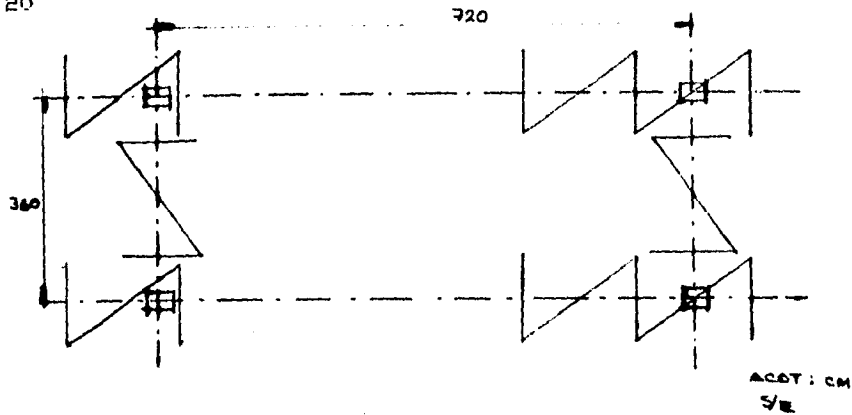


En la zona de capiteles normalmente deben reforzarse el andamio y la viga madrina con pies derechos.

V.2 Diseño de losa con trabe.

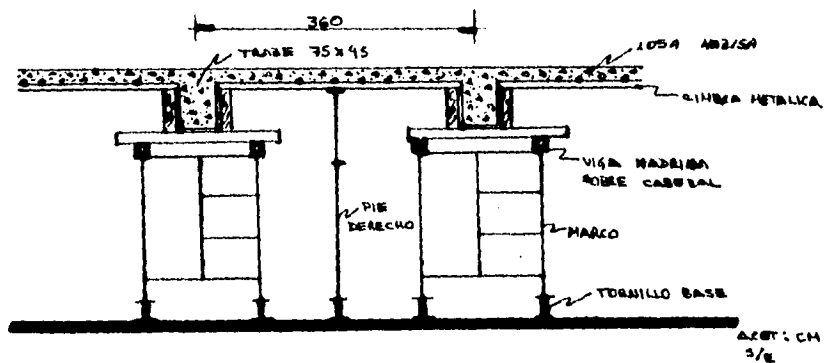
PLANTA.

Fig. 20



CORTE.

Fig. 21



Para éste diseño se usará andamios estándar formado por marcos de 2.00 metros, cruceta de 2.13 metros, tornillo con base, cabezales, vigas maderas metálicas bajo trabe y bajo losa, cimbra metálica, además de los pies derechos metálicos.

Análisis de cargas.

Peso en losa: $0.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 =$
 240 kg/m^2 Carga muerta
 250 kg/m^2 Carga viva (incluye cimbra metálica)

 490 kg/m^2 Carga total de diseño (losa).

Peso en trabe: $0.75 \times 0.45 \times 1.00 \times 2400 = 810 \text{ kg/m}$

Peso bajo la trabe:

Losa $490 \text{ kg/m}^2 \times 1.80 \text{ m} = 882 \text{ kg/m.}$
 trabe $= 810 \text{ kg/m.}$

Carga total bajo la trabe = 1692 kg/m.

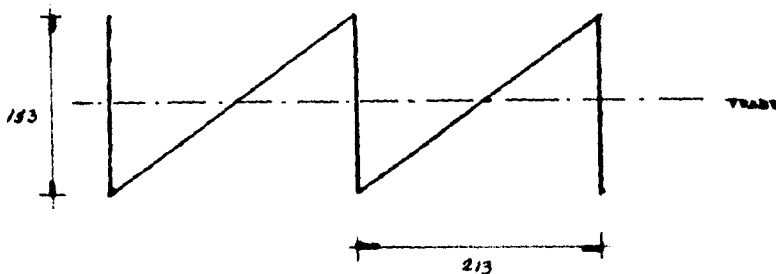
La viga madrina metálica de 2.13 m. resiste 1000 kg/m como son dos vigas bajo la trabe tenemos:

$$\frac{1692 \text{ kg/m}}{2} = 846 \text{ kg/m} < 1000 \text{ kg/m}$$

Actuante Resistente

Checando la pata del marco bajo la trabe tenemos:

Fig. 22



$$1692 \text{ kg/m} \times 2.13 = 3604 \text{ kg.}$$

Carga total actuante en las dos patas de los marcos.

Para una pata tendremos:

$$\frac{3604 \text{ kg/m}}{2} = 1802 \text{ kg} < 2250 \text{ kg/pata (ver tabla VI)}$$

Actuante Resistente

En la zona de la losa.

Peso de la losa = 490 kg/m²

Tiene una área de influencia de 1.80 m x 2.13 m.

$$A = 1.80 \times 2.13 = 3.83 \text{ m}^2 \text{ Carga sobre el pie derecho.}$$

$$3.83 \text{ m}^2 \times 490 \text{ kg/m}^2 = 1877 \text{ kg.}$$

El pie derecho metálico soporta aproximadamente una carga de 2400 kg (sin contraventeo a una altura de 3.00 metros).

$$1876 \text{ kg} < 2400 \text{ kg}$$

Actuante Resistente

La viga madrina metálica resiste 1000 kg y para éste caso se tiene una carga de :

$$1.00 \times 490 \text{ kg/m}^2 \times 1.80 \text{ m} = 882 \text{ kg/m}$$

$$882 \text{ kg/m} < 1000 \text{ kg/m.}$$

Actuante Resistente

Se puede considerar que para el sistema apuntalamiento existen algunos otros casos especiales tales como:

- a) Alturas mayores de 6.50 metros, el cual para éste caso se soluciona con el acoplamiento de más marcos de diferentes alturas según se requiera.

Es muy importante tomar en cuenta que a partir del cuarto marco en adelante de elevación deberá descontarse un 10 % de la resistencia de la pata del marco que se este utilizando.

- b) Estructuras de peso muy considerables.- Para éste segundo caso es conveniente aplicarlos con un ejemplo ilustrativo para entender su aplicación.

Análisis de carga. (peso de la losa de 0.60 metros aligerada con block de concreto).

$$0.60 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 1440 \text{ kg/ m}^2 \text{ (losa maciza).}$$

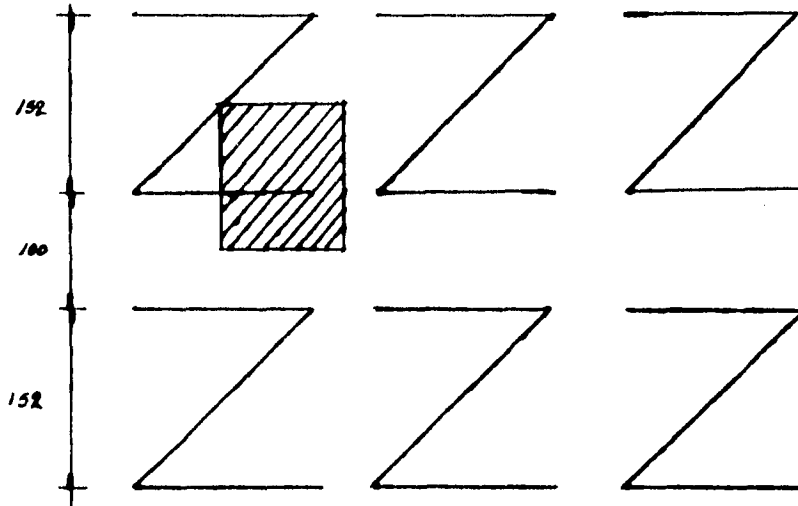
$1440 \times 0.70(\%) = 1008 \text{ kg/m}^2$	Carga muerta
200 kg/m^2	Carga viva.
120 kg/m^2	(10% peso propio de la madera).
1328 kg/m^2	Carga total para diseño.

Entonces sabemos que la viga madrina metálica de 2.13 metros, resiste 1000 kg/m. y la carga de diseño es mayor se procederá con los pasos siguientes:

- 1) Cerrando la abertura entre marco y marco.
- 2) Colocando en otro sentido los marcos o torres de apuntalamiento.
- 3) Reforzando dicho apuntalamiento con pies derechos.

Caso específico.

Fig. 23



ACOT : CH
4/E

Checando la pata del marco.

$$\frac{1.50 + 1.00}{2} \text{ y } \frac{1.52 + 0.61 \text{ m}}{2} + 1.25 \text{ m} \times 1.06 \text{ m} = 1.32 \text{ m}^2$$

(Área tributaria).

$$1.32 \text{ m}^2 \times 1328 \text{ kg/m}^2 = 1756.60 = 1760 \text{ kg.}$$

$$1760 \text{ kg/pata} < 2250 \text{ kg/pata.}$$

Checando la viga.

Sabemos que resiste la viga madrina metálica 1000 kg., entonces se procederá a colocar la viga madrina metálica en el mismo sentido paralelo al marco y separación de torre a torre 0.61 metros, para obtener la longitud de 2.13 metros, tenemos lo siguiente:

$$MR = MA \quad MA = \frac{wl^2}{9} = 570 = \frac{w(1.52)^2}{9}$$

$$w = \frac{570 \times 9}{(1.52)^2} = 2220 \text{ kg/m}$$

La resistencia de la viga madrina metálica en un claro máximo de 1.52 metros es de 2220 kg/m.

Entonces tenemos:

$$1328 \text{ kg/m}^2 \times 1.32 \text{ m}^2 = 1753 \text{ kg/m} \text{ Peso de la estructura.}$$

$$1.32 \text{ m}^2 = \text{Area de influencia de la losa.}$$

$$1753 \text{ kg/m} < 2220 \text{ kg/m.}$$

CONCLUSIONES

Valorando las ventajas que tiene el empleo del acero en el sistema de apuntalamiento y cimbra, se puede observar que es un recurso muy valioso en el ramo de la construcción y que en algunos casos es la manera de poder edificar las nuevas construcciones, como ejemplo: en la construcción de edificios, es necesario el apuntalamiento a base de torres de acero, pues brinda mayor seguridad, ahorro de tiempo y personal de trabajo.

El sistema de apuntalamiento y cimbra metálico tiene ventajas sobre los sistemas convencionales como son:

No deformaciones más allá de tolerancia. En el sistema convencional a base de madera presenta defectos, como rajaduras radiales é transversales, el estado "viejo" de la misma que pueden provocar pandeo en losas, muros, trabes y columnas, además la madera proporciona superficies rugosas, la cual hay que resanar o aplanar con morteros, representando un mayor costo.

El sistema de apuntalamiento y cimbra metálico, no permiten pérdidas de lechada lo cual garantiza mayor resistencia del concreto.

Son más resistentes, tienen gran durabilidad, facilidad para limpiar y economía al reducir tiempos de desmoldado.

Ahora bien, este sistema se recomienda sobre todo para la construcción de edificios aún a doble altura, casas en serie, condominios, puentes vehiculares, presas, canales, cisternas, etc.

En México ya es más utilizado el sistema por constructoras grandes y medianas, pero aún predomina la cimbra de madera, debido a la poca información por parte del fabricante-arrendador, también a que el costo del acero haya aumentado considerablemente, ocasionando que sea aún más reducido el número de empresas dedicadas a este ramo de la construcción. Evitando el mayor uso de este sistema por parte de constructoras pequeñas, aún a pesar de todas las ventajas que se han mencionado en este trabajo.

Considero importante mencionar, que actualmente las Normas Ecológicas son cada vez más rigurosas y por lo tanto más difícil estar dentro de ellas. La tala de árboles inmoderada, cada vez es menor, tanto por falta de áreas boscosas como por restricciones del Gobierno Federal. Esto nos sugiere la utilización de otros materiales, para el cimbrado de elementos estructurales y una de esas alternativas es el acero, el cual puede ser reciclado y volver a ser reutilizado en formas y fines diversos.

Por lo que es urgente revalorizar todos los sectores de la industria constructiva incluyendo por supuesto los sistemas de apuntalamiento y cimbra, ya que este es un sector importante dentro del contexto ingenieril.

R E F E R E N C I A S

1. Alcaraz Lozano F. y Medina Rivero S. "Cimbras. Apuntes sobre su Diseño y Construcción" IMCYC 1979.
2. Oscar de buen Lopez de Heredia. "Estructuras de Acero" Editorial Limusa. 1982.
3. J. G. Richardson, "Serie Cimbras" Tomo 1, 2, 3 y 4 IMCYC, 1983.
4. J. G. Richardson, " Cimbras y Moldes ", IMCYC 1981.
5. "Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F." 1987.
6. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" 1987.
7. G. Villarreal G. y E. del Valle C. " Comportamiento de Perfiles de Acero Doblados en Frio ". Instituto de Ing.
8. Norris y Wilbur, " Analisis Elemental de Estructuras " Editorial McGraw Hill. México, 1979.
9. " Design and Construction of formwork for Concrete Structures" Cement and Concrete Association. 1983.
10. "The Column Research Council Guide to Design Criteria for Metal Compression Members, 2a. Edicion, Wiley, New York, 1966.