

86
201



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

"Diseño de Encofrados y
Apuntalamientos para la
Construcción de Estructuras
de Concreto"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
MUÑOZ MAGADAN | JOSE S.

MEXICO, D.F.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVÉÑMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-172-173-174/92

Señores:

CASTELAN FRANCO JOSE MANUEL.
MUÑOZ MAGADAN JOSE S.
REGULES FAJARDO BENJAMIN.
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Oscar E. Martínez Jurado, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DE ENCOFRADOS Y APUNTALAMIENTOS PARA LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO"

- I.- INTRODUCCION
- II.- GENERALIDADES
- III.- DESCRIPCION DE LAS CARACTERISTICAS FISICAS DEL ELEMENTO POR CONSTRUIR
- IV.- OBTENCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES SOBRE EL MOLDE O ENCOFRADO
- V.- DISEÑO DEL MOLDE O ENCOFRADO
- VI.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO CON MADERA Y METALICA
- VII.- COMPARATIVA DE COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCION
- VIII.- CONCLUSIONES

Ruego a ustedes 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 les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán 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 16 de octubre de 1992.

EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/RCR*rmfa

DEDICATORIAS

**Con amor, admiración y respeto a
mi madre:
Sra. Bertha Magadán Hernández
que con abnegación, sacrificios y
estímulos hizo posible la culminación
de mi carrera.**

**Con amor a Lety con quien he
vivido grandes momentos y ha
hecho sacrificios en beneficio
para la culminación de mi carrera.**

**A mis hermanos:
Ma. Luisa
Ernesto
Ignacio
y en especial a Carlos que siempre
ha puesto en mí el entusiasmo para
el logro de mis metas.**

**Con mucho cariño a mis hijos:
Norma Irene, Leslie Jenie, José
Jonathan y familiares que son
el estímulo que hizo posible la
culminación de este trabajo.**

**A mis compañeros y amigos
que de una u otra manera
contribuyeron en forma desin-
teresada en la terminación de
esta tesis.**

**Mi reconocimiento y gratitud al
Ing. Oscar Martínez Jurado por
su preciada asesoría en la
elaboración de esta tesis
profesional**

INDICE

No.	Capítulo	Página
I.-	Introducción	4
II.-	Generalidades	7
II.1.-	Objetivos generales en la construcción de encofrados	8
II.2.-	Causas de las fallas de los encofrados	10
II.3.-	Precauciones	12
II.4.-	Seguridad	13
III.-	Descripción de las características físicas del elemento por fabricar	23
III.1.-	Cabezal para soporte de precolados en un puente vehicular (capitel)	29
III.2.-	Sistema de piso a base de losa y trabes	30
IV.-	Obtención de los elementos mecánicos actuantes sobre el molde o encofrado	34
IV.1.-	Acciones permanentes	34
IV.2.-	Cargas variables	36
IV.3.-	Cargas accidentales	37
IV.4.-	Acciones internas	38
V.-	Diseño del molde o encofrado	43
V.1.-	Presión lateral del concreto	44
V.2.-	Diseño de piezas en flexión	46
V.3.-	Esfuerzo cortante	47
V.4.-	Fiecha	48
V.5.-	Diseño de estructura de madera del encofrado del capitel para puente vehicular	49
V.6.-	Diseño de estructura de madera para encofrado de losa maciza y trabes de concreto de edificio comercial	59

No.	Capítulo	Página
VI.-	Diseño del apuntalamiento a base de madera y metálico (tubular modular)	68
VI.1.-	Elementos verticales sometidos a fuerzas de compresión	68
VI.2.-	Análisis	69
VI.3.-	Método de Cross (método de distribución de momentos)	70
VI.4.-	Diseño del apuntalamiento de madera del capitel de puente vehicular	77
VI.5.-	Diseño del apuntalamiento de madera de la losa de edificio comercial	87
VI.6.-	Diseño del apuntalamiento metálico del capitel de puente vehicular	92
VI.7.-	Diseño del apuntalamiento metálico de la losa de edificio comercial	95
VII.	Comparativa de costos y tiempo de ejecución	98
VII.1.-	Cuantificación	98
VII.2.-	Cuantificación de tarima de cabezal	99
VII.3.-	Cuantificación de tarima en losa de edificio comercial	103
VII.4.-	Cuantificación de puntales de madera en cabezal	106
VII.5.-	Cuantificación de puntales de madera en losa de edificio comercial	108
VII.6.-	Cuantificación de puntales metálicos en cabezal	110
VII.7.-	Cuantificación de puntales metálicos en losa edificio comercial	111
VII.8.-	Comparativa de costos y tiempo de ejecución	113
VIII.-	Conclusiones y Recomendaciones	122
	Bibliografía	127

I.- INTRODUCCION

I.- INTRODUCCION

Los encofrados, comúnmente conocidos como cimbras, son sistemas integrados por formas generalmente de madera o metal y sus soportes, cuya función es la de contener al concreto hasta que éste haya alcanzado su fraguado final y consecuentemente, la resistencia necesaria para autosoportarse.

Toda persona que tenga relación con encofrados, debe tener en cuenta que en cualquier clase de diseño, la seguridad es de primordial importancia, en el caso de los encofrados sabemos que son estructuras temporales y no por eso sea la excepción. Si esto llegase a suceder, se corre el riesgo de tener pérdidas económicas y poner en peligro algunas vidas, por lo tanto es necesario asegurar que los criterios desde el diseño hasta su desmantelamiento sean acordes con los códigos, normas técnicas complementarias y reglamento de construcción. Ya que estos son los informes de resultados de investigaciones de trabajos realizados previamente.

En términos generales, un encofrado se integra fundamentalmente por dos estructuras:

- a).- Cimbra de contacto
- b).- Obra falsa

Cimbra de contacto es la que se encuentra directamente en contacto con el concreto, y cuya función primordial es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura; se compone principalmente por paneles, tarimas, moldes prefabricados, etc.

Obra falsa es la 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, contravientos, etc.

Los materiales de los encofrados pueden ser establecidos por la economía, la necesidad o por una combinación de los dos factores; entre los materiales más comunes se encuentran la madera, el acero y el aluminio, ya sea separadamente o en combinación. Sin embargo, si los encofrados pueden fabricarse en tableros o en otras formas que permitan utilizarlos muchas veces, el número mayor de usos puede hacer más bajo el costo por cada operación, por ejemplo la madera la podemos utilizar hasta seis veces y el acero lo utilizamos muchísimo mayor número de veces, por consiguiente, si el acero nos cuesta más en un principio, a la larga nos redituara intereses, esto está en función de la capacidad del constructor y del tamaño de la obra .

Si se utilizara madera, los elementos se pueden fabricar de acuerdo como se disponga de madera y la estructura de concreto lo vaya pidiendo, en caso de

que sea una obra grande conviene utilizar tableros en losas, trabes rampas, etc., pero como la madera es un material que con las inclemencias y el tiempo se deteriora, empieza a perder sus características estructurales.

Como el acero es un material que dándole un debido mantenimiento resiste mucho las inclemencias del tiempo, se puede utilizar un número mucho mayor comparado con la madera.

Inicialmente al realizar el presupuesto para adquirir encofrado de madera y de acero se observa claramente que el presupuesto de acero es alto a comparación al de madera, pero si se elabora un análisis de la inversión con respecto al tiempo se vera que conviene la utilización de encofrados y apuntalamientos metálicos, como se demuestra al final de este trabajo de tesis.

II.- GENERALIDADES

II.- GENERALIDADES

El desarrollo de las cimbras o moldes guarda un paralelismo con el creciente uso del concreto reforzado en la construcción de estructuras a lo largo de este siglo. El concreto reforzado vino con ésta era y se le ha ido asignando una importancia cada vez mayor en las soluciones estructurales, los constructores de moldes han tenido que mantenerse a la par. La creciente aceptación del concreto como un medio arquitectónico hoy, representa para los constructores de moldes una nueva serie de problemas de desarrollo de materiales apropiados y para mantener tolerancias rígidas.

La madera ha sido el material predominante para cimbras pero el desarrollo en el uso de triplay, metal, plásticos y otros materiales, aunado al incremento en el uso de accesorios especializados han cambiado el panorama.

Los diseñadores y constructores de cimbras deben estar informados acerca de los avances en la tecnología de otros materiales a fin de introducir las innovaciones que se requieren para mantener la competitividad.

Las cimbras usualmente se construían en el sitio, se usaban y se desmantelaban. Dados los incrementos en el costo de mano de obra la tendencia actual es hacia el uso de elementos modulares prefabricados, armados en unidades grandes movidos mediante grúas y rehusadas continuamente.

Este tipo de desarrollo está en concordancia con la creciente mecanización en otros campos.

Sin embargo no todas las ideas importantes son nuevas, ya que desde 1908, miembros del Instituto Americano del Concreto (ACI) debatieron acerca de los méritos de la madera y del acero en la construcción de cimbras en su Convención Anual.

En la misma reunión escucharon a algunos de sus colegas proclamar las ventajas de los paneles modulares para cimbra que pueden adaptarse para casi cualquier trabajo y que tienen sus propios accesorios prefabricados y posibilidades de múltiples reutilizaciones.

En 1910 comenzaron a fabricarse formas de acero para pavimentos de concreto y a usarse comercialmente en la construcción. Formas de acero para estructuras subterráneas fueron comercializadas aún antes.

El refinamiento continuo de las ideas básicas representan otra área de progreso de las cimbras.

Hay una amplia gama de variaciones en detalles de la práctica de cimbrado de un país a otro y aún de una región a otra del mismo país.

Considerar a la construcción de cimbras como un arte o una ciencia es una pregunta que aún no tiene una respuesta satisfactoria, la mejor quizá es que en ella se combinan importantes elementos de ambas.

Lo que sí es palpable, es que no hay sustituto para la habilidad y sensibilidad que da el conocimiento proveniente de la experiencia.

Muchos principios de Ingeniería deben ser aplicados para diseñar cimbras con Calidad Seguridad y Economía, que son los objetivos básicos a alcanzar.

CALIDAD.- En términos de resistencia, rigidez, posición y dimensiones correctas de las formas.

SEGURIDAD.- Tanto para los trabajadores como para la estructura de concreto.

ECONOMIA.- El costo más bajo de acuerdo con la calidad y seguridad requeridas.

II.1.- OBJETIVOS GENERALES EN LA CONSTRUCCION DE ENCOFRADOS

Los moldes dan al concreto las dimensiones deseadas, limitan y controlan su posición y alineamiento.

Pero los encofrados son mucho más que un molde, son una estructura temporal que soporta su propio peso además del peso del concreto fresco colocado, así como las cargas vivas durante la construcción incluyendo los materiales, equipo y personal.

El constructor de encofrados se enfrenta a algo más complicado que hacer los moldes de las medidas correctas; siendo sus objetivos acordes a lo siguiente:

CALIDAD.- A fin de diseñar formas de acuerdo a un tamaño dado, límites posición precisas y a los acabados que requiera la pieza de concreto.

SEGURIDAD.- Para construir garantizando que el encofrado es capaz de soportar todas las cargas vivas y muertas sin presentar fallas o poner en peligro al personal y/o a la estructura de concreto.

ECONOMIA.- Para construir eficientemente, ahorrando tiempo y dinero al contratista y al dueño de la obra.

La economía es la mayor preocupación desde que los costos de encofrado oscilan entre el 35 y el 60% del costo de la estructura de concreto. Los ahorros dependen de la habilidad y experiencia del contratista.

Una buena elección de los materiales y del equipo, la planeación de la fabricación y de los procedimientos de construcción y una buena programación de los usos posteriores de las formas hace expedito el trabajo y reduce los costos.

El Arquitecto o el Ingeniero Proyectista, pueden hacer mucho para ahorrar en costos de cimbra teniendo en mente la economía en encofrados al diseñar la estructura.

En el diseño y construcción de encofrados, el contratista debe hacer las máximas economías sin sacrificar la calidad o la seguridad, pues reducir los costos en diseño o construcción reduciendo la calidad o la seguridad es una falsa economía.

Si el molde no produce el acabado superficial especificado por ejemplo, se requerirá mucho trabajo a mano de acabado, o si las formas se flexionan excesivamente, se presentarán abultamientos en el concreto que requerirán reparaciones costosas y difíciles de realizar.

Obviamente este tipo de economías conducen a que los encofrados no cumplan con su cometido.

El tamaño, los límites y el alineamiento de vigas, losas y otros elementos estructurales de concreto dependen de la posición con que se hallan construido los moldes. Los moldes deben tener las dimensiones correctas, y deben ser suficientemente rígidos bajo la acción de las cargas durante la construcción, de tal forma que mantengan los límites marcados para el concreto, deben ser estables y fuertes para mantener los grandes miembros estructurales alineados y deben estar especialmente contruidos para ser manejados y reutilizados sin perder sus dimensiones ni su forma. El encofrado deberá permanecer en su lugar hasta que el concreto sea lo suficientemente fuerte para cargar su propio peso, o hasta que las superficies de la estructura estén suficientemente fuertes para no sufrir daños.

La calidad del terminado superficial del concreto es resultado directo de las características del material del molde. Por ejemplo, si se desea darle una cierta textura a la superficie de contacto adecuada, ésta debe estar debidamente soportada para que no se flexione y cause huellas en la superficie del concreto. Una combinación correcta entre los materiales del molde y aceite desmoldante y otros aditivos contribuyen a eliminar casi totalmente las cavidades debidas al aire atrapado y otras imperfecciones superficiales en la pieza de concreto.

II.2.- CAUSAS DE LAS FALLAS DE LOS ENCOFRADOS

De los accidentes y fallas que ocurren durante las construcciones de concreto, algunas son fallas de los encofrados, que usualmente ocurren cuando el concreto se está empezando a colocar. Un sistema de encofrado lleno con concreto fresco que tiene todo el peso en la parte superior no es básicamente una estructura estable. Generalmente algunos eventos inesperados causan que un miembro del encofrado falle, cuando los otros elementos quedan sobrecargados o se desalinean arrastran a todo el encofrado al colapso. Solamente un buen manejo del diseño y el cuidado de la construcción del encofrado así como su uso correcto dan como resultado una construcción segura y eficiente.

Un aspecto interesante en las fallas de los encofrados es que con frecuencia el mismo diseño, y a veces los mismos moldes han sido usados varias veces sin tener ningún problema. En muchos casos esto ha sido únicamente resultado de la suerte. A veces el encofrado no está bien contraventeado, pero afortunadamente no se presentan cargas laterales de consideración y tampoco se produce el accidente. Pero en otra ocasión presumiblemente bajo condiciones similares el concreto se vacía un poco más rápido o varios buggies con concreto separan todos al mismo tiempo, y el encofrado de la cimbra inexplicablemente falla. Otra causa puede ser que diferencias poco notables en los detalles de ensamblaje dan como resultado concentraciones de esfuerzos.

Errores humanos en el trabajo, trabajo hecho con indiferencia, precipitación o falta de conocimiento, pueden también causar la falla. Una acción irresponsable poco cuidadosa puede hechar abajo la seguridad que se introdujo en el proceso del diseño.

El diseño de los moldes deberá planear un sistema que pueda ser construido por el trabajador menos cuidadoso de que se disponga. Al mismo tiempo, la seguridad y los procedimientos correctos de trabajo deberán ser garantizados por una supervisión cuidadosa en el sitio y mediante entrenamiento.

Un retiro prematuro de los moldes, como resultado de un deseo de economizar, remoción prematura del apuntalamiento, y prácticas poco cuidadosas en el reapuntalamiento, han causado numerosas fallas o deficiencias en una estructura completa en el concreto.

El descimbrado inadecuado, así como fallas en el reapuntalamiento pueden causar agrietamientos que con el correr de los años crean serios problemas de mantenimiento. El tamaño y el espaciamiento inadecuado del reapuntalamiento puede sobrecargar la cimbra y causar el colapso de la misma durante la construcción, así como también, dañar toda la estructura de concreto.

Las fuerzas que causan las fallas de los moldes usualmente no son casos simples de sobrecarga vertical. Por supuesto, éstas llegan a ocurrir algunas

veces, como cuando una carga extraña de concreto es vaciada dentro del área de una losa que está ya completamente llena, o cuando se concentran equipo o materiales en una sección de la cimbra. Las más frecuentes causas de falla de los encofrados son los efectos que introducen las cargas laterales que provocan desplazamientos en los elementos de soporte.

El inadecuado contraventeo vertical y horizontal de apuntalamiento es una de las causas más frecuentes de los accidentes en los encofrados.

Las investigaciones de los casos que han provocado daños cuantiosos, han demostrado que esos daños podrían haberse prevenido o haber resultado menores si se hubiera gastado un poco más en el contraventeo diagonal del apuntalamiento.

Cuando una falla se presenta en un punto, el inadecuado contraventeo permitirá que el colapso se extienda a un área mayor multiplicándose el daño.

Supongamos que accidentalmente un trabajador golpea con su carretilla algunos puntales, tirando una pareja de ellos, éste puede desencadenar una reacción que puede hechar abajo todo el encofrado. El principal objetivo del contraventeo diagonal debe ser prevenir que un accidente menor, dé como resultado un desastre.

El encofrado algunas veces se colapsa cuando sus puntales de soporte o los gatos, son desplazados por la vibración causada por el tráfico o movimientos de personal y equipo sobre el encofrado, o por los efectos de la vibración aplicada al concreto para consolidarlo.

En algunos casos, los moldes para un piso o plataforma, están soportados por puntales extensibles sin contraventeo diagonal. Cuando el concreto se empieza a colocar, algunos de los puntales con la vibración causada por el tráfico de los buggies se desploma y el apuntalamiento falla.

En otro caso, una cimbra de un segundo piso soportada por dos secciones de apuntalamiento tubular de 9 mts de altura y contraventeada horizontalmente, a media altura falló cuando el concreto vibró. Siempre la vibración fue la causa inicial de la falla en éstos casos, y es evidente que la falta de un contraventeo adecuado es el factor que permitió la falla completa.

El encofrado será seguro si está adecuadamente arriostrado y construido de forma que todas las cargas sean llevadas a terreno firme mediante los elementos verticales. Para ello los puntales deberán estar a plomo y el suelo o apoyo deberá ser capaz de soportar las cargas sin asentarse. Debe proveerse un drenaje adecuado para el área de apoyo, a fin de prevenir que en una lluvia el agua arrastre el suelo provocando el asentamiento de las rastras.

II.3.- PRECAUCIONES

La temperatura y la velocidad de colocación del concreto son factores que tienen gran influencia en el desarrollo de las presiones laterales que actúan en los moldes. Si la temperatura baja durante el colado la velocidad de colocación del concreto con frecuencia debe ser reducida, para prevenir una falla debida a sobrecarga lateral en los moldes. Si no se toma ésta precaución puede resultar una falla en el encofrado.

Si no se tiene cuidado en controlar adecuadamente la velocidad del vaciado y la secuencia de colocación del concreto en superficies horizontales o en pisos curvos, pueden producir desbalanceo en las cargas y consecuentemente fallas en la cimbra.

Es natural, que cuando los moldes y losas fallan durante el colado se suponga que el apuntalamiento falló.

Esto siempre es cierto; en el colapso de una estructura de cuatro pisos se pensó en un principio que la causa había sido la falla del apuntalamiento, pero la investigación posterior mostró que algunos de los muros de carga no estaban apoyados en cimentación sólida como lo suponían los diseños estructurales.

Un muro se asentó, quedando inservible y las losas fallaron. Se han reportado otros casos en donde las losas se han colapsado debido a que se han hecho perforaciones para ductos en puntos de concentración de esfuerzos. Una cimbra bien diseñada y debidamente construida y reforzada, será capaz de resistir sobrecargas accidentales.

Aun cuando el diseño básico del encofrado esté adecuadamente concebido, las pequeñas omisiones y diferencias en el ensamblado dan como resultado problemas y concentraciones de esfuerzos que pueden conducir a la falla del molde.

Estos pueden ir desde falta de clavos al fijar las partes del molde hasta fallas en los dispositivos de fijación de apuntalamiento mecánico. Otros detalles que pueden causar la falla es la falta de previsión para evitar la rotación de las formas para vigas, por ejemplo para aquellos que están sobrecargadas con un tramo de losa por un solo lado; al anclaje inadecuado puede provocar que algunas partes de la cimbra se levanten.

Si existe alguna duda acerca de la capacidad de carga del suelo éste puede ser compactado, estabilizando mediante la adición de cemento y compactación o cubierto con una capa de grava triturada. Este reduce los problemas, pero si el encofrado y el apuntalamiento están desplantados sobre

una estructura fuerte y estable hay menos posibilidades de que se produzca una falla bajo las más severas condiciones.

Si el apuntalamiento está desplantado sobre rastras gruesas y contraventeado diagonalmente en dos direcciones, un asentamiento en el terreno puede causar desniveles pero la probabilidad de un colapso es menor.

II.4.- SEGURIDAD

La seguridad principia en la programación y en el manejo del proyecto, y deben tomarse provisiones para absorber los costos de supervisión, equipo y procedimientos que garanticen la seguridad para el personal y la estructura.

Para asegurarse que una cimbra está bien diseñada y es capaz de resistir las cargas esperadas, es necesario hacer un análisis estructural aplicando para ello las normas vigentes.

Una forma muy efectiva de asegurar el correcto uso de los encofrados y el apuntalamiento es el de tener una supervisión competente tanto durante la construcción del encofrado como durante el colado del concreto.

Los supervisores deberán constatar que los moldes han sido construidos exactamente como fueron diseñados y que durante la construcción de la cimbra, se seguirán procedimientos correctos para evitar sobrecargas temporales. Cualquier que deba hacerse tanto en los moldes como en la obra falsa, deberá ser consultado primero con el diseñador.

Si las formas han sido diseñadas, sin considerar que pueden presentarse cargas poco usuales durante la construcción o cargas excéntricas durante el proceso de colocación del concreto, el Superintendente debe asegurarse de que no se sobrecargue el encofrado, fijando la velocidad máxima de colocación del concreto y asegurándose de que la misma no se exceda durante el vaciado. Esta información deberá estar especificada en los planos de campo del encofrado.

Todos los trabajos de construcción a gran altura requieren de un sistema de acceso y un área de trabajo o una plataforma de trabajo. En algunos tipos de estructuras, particularmente en puentes, es necesario colocar andamiaje o equipo especial para tener acceso a las plataformas de trabajo y a los moldes de las pilas.

Deben colocarse señales y barreras para mantener restringida el área de trabajo y evitar el paso de personal no autorizado.

La cantidad de concreto y el orden en que debe colocarse tendrá que responder a las limitantes especificadas en los planos de cimbrado.

Las especificaciones de trabajo frecuentemente indican que una parte de la estructura debe colarse con anticipación, a fin de proveer mayor resistencia al encofrado. Tal es el caso de un colado que incluye columnas y losas, donde las columnas deberán colarse por lo menos un día antes de colarse la losa.

Debe ponerse personal a vigilar la cimbra y apuntalamiento durante el vaciado del concreto con el fin de prevenir daños al personal y a la estructura si el encofrado se deforma o falla.

Debe tenerse prevenido material y equipo con el fin de poder reforzar el encofrado en caso de presentarse alguna emergencia.

Los trabajadores deben estar bien instruidos, a fin de que sepan colocar el apuntalamiento bien a plomo y acñado adecuadamente de tal forma que cada puntal tome su porción de la carga total.

El contratista deberá dejar los moldes y el apuntalamiento en su lugar hasta que el concreto halla desarrollado suficiente resistencia, evitándose así que se desarrollen grietas e incluso fallas en la estructura.

Hasta aquí se han comentado los aspectos que hay que vigilar durante el diseño, construcción y uso de las cimbras y su apuntalamiento; debiendo recurrirse con el fin de conocer estas recomendaciones a fondo, a las especificaciones para cimbras que editan diversos organismos en nuestro país, en particular las del IMCYC.

En lo referente a los materiales que pueden usarse para cimbras, a continuación se citan algunos de ellos; todos se han usado para moldear concreto, algunos tienen amplia aplicación y son bien conocidos y constituyen la base de distintas profesiones y oficios; ocasionalmente se usan otros materiales donde las diversas exigencias de cimbrado y moldeado requieren su uso. Cuando un diseñador utilice por primera vez un material, debe asegurarse de la conveniencia de usarlo. Debe efectuar pruebas incluso hasta el límite de ruptura de los materiales bajo condiciones similares a aquellas en las que intenta utilizarlo.

Vamos pues a hacer una breve descripción de éstos materiales y sus aplicaciones en las cimbras.

MADERA.- La madera que es el material tradicionalmente usado para la construcción de cimbras y moldes, puede trabajarse y comprenderse fácilmente. Debido al rápido incremento en los costos de los materiales y a los efectos de la inflación, la madera

ya no es material barato; el diseñador se enfrenta ahora con problemas económicos para usar madera. Los materiales derivados de la madera y el triplay como materiales de recubrimiento han proporcionado los mejores usos y han tenido gran impacto en los sistemas patentados de cimbra. Con un manejo adecuado de las cimbras de madera, tomando precauciones que permitan su conservación y reutilización es posible obtener economías.

Las propiedades mecánicas de la madera varían considerablemente con la temperatura y la humedad, y a pesar de que los cálculos pueden validar secciones muy delgadas para aplicación específica, se recomienda que el diseñador sobrediseñe para situaciones en las que por ejemplo, se empleen técnicas de curado acelerado a vapor, aunque pueda suponerse para propósitos de diseño, que la aplicación de cargas sobre la cimbra son de corta duración, el diseñador debe tener en cuenta que la madera es a menudo sometida a esfuerzos considerables durante periodos largos cuando se utiliza como obra falsa.

ACERO.-

El uso del acero en la fabricación de cimbras, se debe a alguna especificación o particularidad de la estructura de concreto, además de los sistemas de cimbras de acero patentados, se escoge el acero por alguna de las siguientes características:

- 1.- Se puede obtener de la cimbra una gran cantidad de usos.
- 2.- Se pueden especificar tolerancias especialmente restringidas, para el acabado de concreto.
- 3.- El acero es capaz de resistir esfuerzos muy grandes.
- 4.- Se adapta mejor a requerimientos especiales de uso.
- 5.- Permite mecanizar hasta cierto punto el sistema de cimbras.

Una ventaja de las cimbras y los moldes de acero es su gran resistencia inherente, sobre todo cuando los moldes están soldados y constituyen parte integral de la cimbra; otra ventaja es que la cimbra totalmente ensamblada, con sus refuerzos de acero pueden instalarse en su lugar como por ejemplo en la construcción de vigas pesadas en los puentes.

MADERA CONTRACHAPADA.- La madera contrachapada, en una de sus formas, conocida comúnmente como triplay, proporciona muchas ventajas al diseñador de cimbras, los tamaños estándar de las hojas reducen las juntas en las superficies del recubrimiento a la vez que las juntas a

prueba de intemperismo y de altas temperaturas, proporcionan suficiente resistencia al calor y la humedad; lo cual hace del triplay un material adecuado para todas las aplicaciones de cimbra, incluso las más delicadas. El triplay es un material que posee mejores propiedades mecánicas que la madera, a partir de la cual se ha fabricado, mediante el diseño experto y teniendo en cuenta las propiedades mecánicas, el uso de las cajas y tarimas hechas de triplay en la construcción, puede proporcionar soluciones económicas para la mayoría de los problemas relacionados con cimbras.

LAMINAS O PELICULAS

DE POLIETILENO.- Como resultado de la fabricación de láminas de polietileno han evolucionado diversas técnicas de construcción; el polietileno se está usando cada vez más como barrera de vapor e incluso como membrana impermeable, puede usarse en colados directos sobre el suelo para evitar el contacto de éste con el concreto fresco y su contaminación. Puede usarse también como forro alrededor de una sección de cimbra. Se logran efectos interesantes colocando la lámina de polietileno sobre arena mojada, mediante el molde de la arena se logran acabados interesantes o una textura lisa como el vidrio en el concreto. Las láminas de polietileno reducen la adherencia entre el concreto y las superficies de contacto de la cimbra.

PLASTICOS EXPANDIDOS.- Las espumas plásticas como el polietileno expandido o las espumas de polietileno, constituyen materiales útiles para el cimbrado, no son baratos, especialmente si se usan únicamente para cimbrar en muros o losas donde su recuperación es imposible.

HULE.- El hule especialmente preparado para vaciados, se derrite dos veces, y en su estado líquido se vacía en patrones o matrices hechos de distintos materiales, los moldes de hule se emplean especialmente cuando se han de colar formas complicadas o cuando se tienen que reproducir esculturas o detalles clásicos. Debido al alto costo inicial del material, se suele usar en combinación con algún mortero o algún otro material secundario de moldeado que forme el recipiente que resulte apropiado.

YESO.- El yeso como el concreto pueden prepararse de manera más sencilla usando el equipo y la experiencia que están al alcance del contratista o del fabricante de precolados, se pueden construir moldes grandes sobre una estructura de lámina o de malla. Para ciertas peculiaridades y detalles arquitectónicos como nichos, pequeños domos, etc.; el yeso se puede sobreponer al perfil, usando

plantillas de zinc reforzadas con marcos de acero o madera. La superficie de un molde de yeso puede endurecerse cubriéndose con laca., El uso de un desmoldante asegura un desprendimiento impecable.

AGLOMERADOS.- Los aglomerados que a menudo son despreciados como materiales de cimbra, han tenido durante mucho tiempo la imagen de ser materiales desechables, de corta vida; sin embargo, el aglomerado templado con aceite de buena calidad puede proporcionar un considerable número de usos.

El detalle de los paneles y cimbras, se debe efectuar cuidadosamente, prestando especial atención a los grosores de los materiales, tanto del recubrimiento como del armazón, pues cualquier diferencia se reflejará en el acabado de las superficies extremadamente lisas, que resultan al usar aglomerados como recubrimiento.

ALUMINIO.- Cuando se aumenta el equipo de carga y el peso de los componentes se convierte en factor importante, el aluminio tiene mucho que ofrecer al diseñador de cimbras, su fórmula estructural lo hace poseedor de muchos de los atributos del acero dulce y se usa ampliamente en los Estados Unidos, para construir cimbras de plataformas. Es especialmente conveniente para la fabricación de módulos de cimbra para muros y losas de grandes dimensiones para ser manejados con grúas.

Algunos otros materiales como los plásticos, el PVC, el cartón, la fibra de vidrio, se usan también para las cimbras; para lograr texturas especiales en el concreto se usan sobre la superficie de contacto, algunas fibras de origen vegetal o sintético.

Cualquier que sea el material adoptado, el diseñador necesita estar en estrecho contacto con las compañías que fabriquen y distribuyen estos productos, debe mantenerse al tanto acerca de los desarrollados, buscar accesorios y tratamientos nuevos y útiles, deben obtenerse muestras y llevar a cabo pruebas controladas para evaluar los materiales en situaciones específicas; en condiciones de producción, sólo se deberán adoptar métodos ya probados, pues las pérdidas causadas por las fallas pueden ser desastrosas cuando se cuele un gran volumen de concreto, especialmente en una estructura de carga.

No hay que olvidar también en el diseño de una cimbra, el especificar un buen desmoldante cuyas características favorezcan el empleo de la superficie de contacto elegida.

A continuación incluimos una serie de figuras donde se muestran las construcciones más típicas para cimbrar con madera diversos elementos de concreto.

En la figura 1 se presenta el cimbrado de una cimentación, donde el cachete es la cimbra que esta en contacto directo con el concreto, su espesor se propone con los espesores que más se utilizan en el mercado, en función de la resistencia a la flexión de ese espesor se calculan las separaciones de las retenidas, los refuerzos dan apoyo a las retenidas utilizando estacas como apoyo directo en la superficie del terreno.

La retenida tiene un diagrama de cuerpo libre de una viga simplemente apoyada como se muestra:

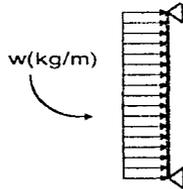
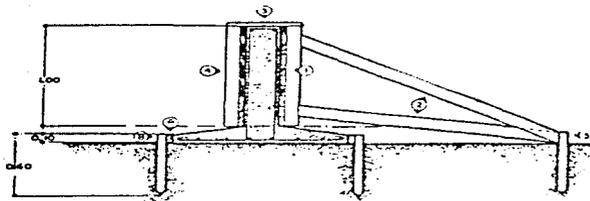


Diagrama de cuerpo libre



A- CACHETE	1 1/2" x 4"
B- ESTACA	2" x 2"
1- CACHETE	1 1/2" x 4"
2- REFUERZOS	1 1/2" x 4"
3- SEPARADOR	1 1/2" x 1 1/2"
4- RETENIDA	1 1/2" x 4"
5- ESTACA	2" x 2"

Figura No. 1
Cimbra de madera en traves de cimentación de superficie de contacto

La figura 2 presenta un cimbrado tipo para columna rectangular el cachete y la duela están sometidas a presiones que están en función de la altura, velocidad de colado. Para disminuir las flechas se calculan las distancias como se indica en el capítulo No. 4 de este trabajo de tesis. El diagrama de cuerpo libre es como se indica a continuación.

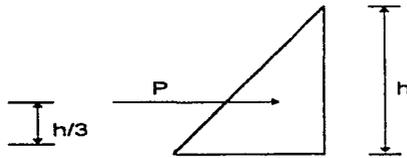


Diagrama de cuerpo libre

1.- CACHETE	1 1/2" x 4"
2.- YUGO	1 1/2" x 4"
3.- TIRANTE	1 1/2" x 4"
4.- ESTACA	2" x 2"
5.- ATIESADORES	1 1/2" x 4"

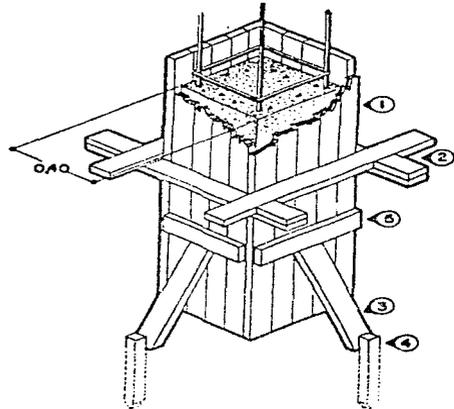


Figura No. 2
Cimbra de madera en columnas rectangulares de superficie de contacto

En las figuras 3 y 4 se presenta un ejemplo de cimbra de madera para una losa de entrepiso y una rampa de escalera donde sus elementos que la componen están trabajando bajo esfuerzos de tensión por una carga vertical uniformemente repartida y su diagrama de cuerpo libre es el siguiente.

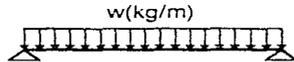
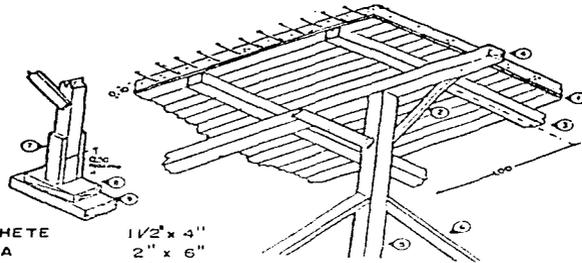


Diagrama de cuerpo libre



7.- CACHETE $1\frac{1}{2}'' \times 4''$
 8.- CUÑA $2'' \times 6''$
 9.- VIGA ARRASTRE $4'' \times 8''$

1.- TARIMA $1\frac{1}{2}'' \times 4''$
 2.- CONTRAVIENTO $2'' \times 4''$
 3.- POLIN $4'' \times 4''$
 4.- VIGA MÁDRINA $3'' \times 6''$
 5.- PIE DERECHO $4'' \times 4''$
 6.- CONTRAVIENTO $2'' \times 4''$

Figura No. 3
 Cimbra de madera en losas macizas

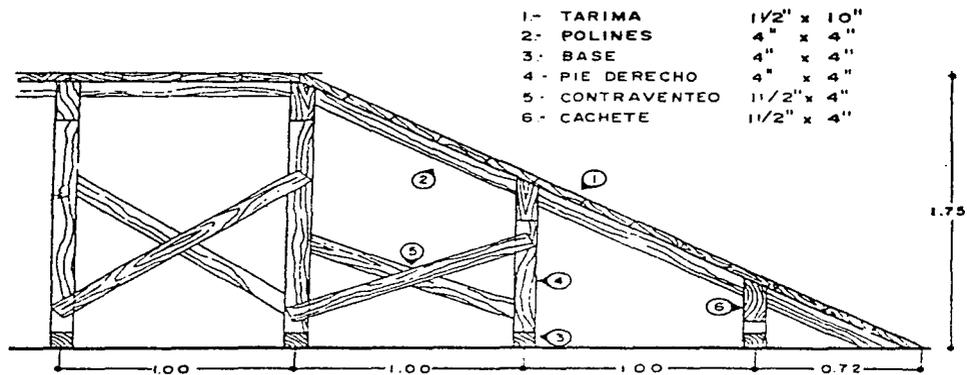


Figura No. 4
Cimbra de madera en rampas de escalera

III.- DESCRIPCION DE LAS CARACTERISTICAS FISICAS DEL ELEMENTO POR FABRICAR

III.- DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL ELEMENTO POR FABRICAR

Siendo el concreto el material que vamos a manejar en la construcción de los elementos por cimbrar, comenzaremos este capítulo hablando sobre algunas de sus principales características.

El concreto hecho de materiales naturales, fue utilizado por muchos constructores hace miles de años. El concreto moderno, hecho con cemento producido industrialmente, apareció a principios del siglo XIX, cuando se desarrolló el material conocido como cemento Portland; sin embargo, a causa de su falta de resistencia a la tensión, el concreto se utilizó principalmente para estructuras burdas y macizas, cimentaciones, pilas para puentes y muros muy gruesos.

Al final del siglo XIX, varios constructores desarrollaron la técnica de insertar varillas de hierro o de acero dentro de estructuras de concreto relativamente delgadas, con objeto de mejorar su capacidad para desarrollar fuerzas de tensión. Esto fue el comienzo de lo que conocemos ahora como concreto reforzado. Muchos de los tipos de construcción desarrollados por estos primeros experimentadores, aún forman parte del vocabulario técnico para estructuras de edificios.

Actualmente, el uso del concreto se está extendiendo todavía hacia aplicaciones cada vez más elaboradas (o sofisticadas): cascarones delgados y placas plegadas, sistemas precolados y preesforzados, elementos con refuerzos de fibras, etc. No obstante los sistemas y elementos básicos y simples que desarrollaron los primeros experimentadores: zapatas reforzadas, losas, vigas y columnas, continúan en uso extenso esencialmente inalterado, excepto por el mejoramiento continuo de la calidad de los materiales y técnicas de producción.

Las propiedades del concreto terminado, incluyendo su resistencia, peso, color y porosidad, están sujetas a variación considerable. Las variables incluyen el tipo de cemento; la relación de agua a cemento; el tipo, tamaño y cantidad en proporción de los materiales inertes; y las condiciones que se presentan mientras el concreto se endurece.

Mediante el adecuado control y aplicación de los métodos de fabricación y colocación del concreto, se pueden obtener concretos con las características que satisfagan las especificaciones de cada aplicación en particular; esto aunado a la capacidad del concreto de tomar casi cualquier forma que se le dé mediante adecuado cimbrado, lo hacen uno de los materiales más versátiles para la construcción.

El concreto reforzado colado en el lugar, nos ofrece en la actualidad la posibilidad de solucionar en forma eficiente y económica un sistema de piso;

entendemos por sistema de piso la combinación de elementos estructurales, con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo, capaz de resistir las distintas solicitaciones en ella aplicadas.

Sin embargo, se utilizan también algunos sistemas a base de precolados, desde la sencilla aplicación de pisos a base de viguetas y bovedillas precoladas hasta complejos sistemas a base de columnas prefabricadas y losas izadas pretensadas.

Debido a los altos costos de materiales y mano de obra, es frecuente que la economía sea el criterio determinante para elegir el método de construcción.

Desde el punto de vista económico las condiciones favorables a la construcción precolada preesforzada se pueden enumerar como sigue:

1. Claros largos; donde la relación de la carga muerta a la carga viva, es grande; por lo que el ahorro en el peso de la estructura constituye un factor importante de economía. Se necesita una relación mínima de carga muerta a carga viva para poder colocar el acero cerca de la fibra, bajo tensión, y así dar el mayor brazo de palanca posible al momento resistente. En los miembros largos; también disminuye el costo relativo de los anclajes.
2. Cargas pesadas; que incluyen grandes cantidades de materiales, por lo que el ahorro de éstos llega a ser digno de consideración.
3. Unidades múltiples en que pueden reusarse los moldes y un trabajo mecanizado, son factores que influyen para disminuir el costo adicional de moldes y trabajo.
4. Precolando las unidades; donde el trabajo puede centralizarse, se reduce el costo adicional del trabajo y se tiene un mejor control sobre los productos.
5. Pretensando las unidades se economiza en el costo del anclaje, en la cubierta de los cables y en la inyección de mortero.

Existen otras condiciones que no son actualmente favorables a la economía del concreto preesforzado, pero que mejoraran conforme transcurra el tiempo. Estas son:

1. La disponibilidad de constructores experimentados en el trabajo de preesforzado. Esto es un estímulo para una competencia más entusiasta y para obtener operarios hábiles con un menor costo.
2. La disponibilidad de equipos y de plantas para el pretensado. Obviamente, esto reducirá el costo unitario del preesforzado.

3. La disponibilidad de ingenieros experimentados en el cálculo del concreto preesforzado, que permitirá calcular y construir más estructuras de concreto preesforzado, y en consecuencia disminuir su costo.
4. La reducción del costo de materiales y de la instalación para el concreto preesforzado. Esto ya ha ocurrido; y continuará la tendencia, aunque con un ritmo menor, conforme se desarrollen nuevos métodos y materiales, y conforme aumenten con el tiempo la demanda y el abastecimiento.
5. La promulgación de una serie de códigos y recomendaciones lógicas. Esto colocaría a las estructuras de concreto precolado y preesforzado a igual nivel, con los otros tipos y estimularía su cálculo y su construcción.

Quizá sea necesario repetir que siempre habrá situaciones en las que el concreto preesforzado no pueda competir económicamente con otros tipos de construcción, ya sea de madera, acero o concreto reforzado. Cada tipo tiene sus ventajas, así como sus limitaciones.

El concreto preesforzado se puede aplicar económicamente a muchos tipos de edificios, ya tengan claros largos o cortos, ya sean edificios de departamentos de múltiples pisos, o edificios industriales de un solo piso. Pero no se debería concluir que es la construcción más económica para todos los edificios. Cada estructura individual debe estudiarse por sí misma, con respecto a sus funciones particulares, la zona donde está ubicada, sus facilidades y otros requisitos.

Generalmente hablando, las siguientes condiciones favorecerán la economía de la construcción de concreto preesforzado en los edificios, al compararla con los materiales convencionales.

1. Repetición de elementos, capacitando el reuso de las formas, ya sea para construcción precolada o colada en el lugar.
2. Disponibilidad de plantas de preesforzado y precolado, o de constructores con experiencia en el preesforzado.
3. Disponibilidad de ingenieros y arquitectos que no sólo están versados en el diseño del preesforzado, sino también son capaces de visualizar la importancia de los factores relacionados con esto, como las economías de tipo arquitectónico, mecánico, de ocupación y de operación.

A menudo se argumenta que mientras se ahorra material se requiere más mano de obra; por lo tanto, puede no ser económico en los países con un gran costo de mano de obra. Esto es cierto sólo hasta determinado punto. La mecanización está más avanzada en un país con un gran costo de mano de obra; por ello se desarrollarán fácilmente artificios que ahorrarán la mano de obra para

llenar los requisitos de la industria. Como resultado, hay universalidad en la economía de los materiales y métodos básicamente sólidos, como es el concreto preesforzado.

En los Estados Unidos se producen losas nuevas pretensadas de diversos tamaños y diseños. Son de unos 20 cm de espesor con orificios redondos u ovalados de 12.7 cm.

Ocasionalmente se emplean losas sólidas pretensadas sobre claros continuos. Tales losas largas y delgadas sobre varios claros reducen el número de juntas y pueden ser económicas cuando es posible transportarlas e izarlas sin un equipo especial.

Otro tipo de construcción utiliza losas pretensadas precoladas como cimbra en cuya parte superior se cuele el concreto en el lugar. Este tipo de construcción precolada monolítica es económico cuando la carga viva es fuerte o cuando se requiere un recubrimiento in situ.

Losas levadizas. El tipo de construcción de losa levadiza resultó de un esfuerzo para reducir el costo de la construcción de concreto eliminando el gasto de la formación del plafón y el apuntalamiento. Este método de construcción ha mejorado grandemente preesforzando las losas. Estas losas se cuelean y preesfuerzan al nivel de piso y después se elevan hasta su posición por medio de gatos hidráulicos montados en la parte superior de las columnas. El preesforzado de la losa reduce el espesor de la misma, controla la deflexión, elimina las grietas y baja el costo.

Cuando los claros son mucho mayor de 9.1 m, las losas sólidas, aún las preesforzadas, son demasiado pesadas para un izado económico y preesfuerzo a bajo costo. Por ejemplo, una losa preesforzada con un claro de 7.6 m tendría un espesor de 15 a 20 cm para las cargas usuales, pero una con un claro de 10.7 m necesitaría de 25 a 31 cm de espesor. Para estos claros más largos, se puede utilizar el tipo de viga o vigueta plana de la losa reticular. Las vigas planas generalmente cubren la distancia corta entre las columnas, cubriendo la dirección larga las viguetas. Con este esquema son económicos los recuadros de 10.6 por 18.3 m.

La losa reticular es más económica que la viga plana y vigueta cuando los claros son casi iguales en las dos direcciones.

Estas losas se pueden colar sobre cajas de cartón y preesforzarse en dos direcciones. Uno de los problemas de construcción con las cajas es que se desintegran muy rápidamente cuando se exponen al sol y a la lluvia. Las cajas expuestas a los elementos podrán fallar al colar el concreto.

Quando se requiere una losa plana para techos con claros largos en una dirección, se utiliza el tipo de viga deprimida y losa. La viga se puede formar dejando ranuras en la rasante de la losa. Estas ranuras se llenan después que se han elevado las losas del techo. Para estacionamientos en azoteas de fábricas y edificios comerciales, se pueden hacer este tipo de marco para producir azoteas impermeables sin el recubrimiento las membranas convencionales, puesto que el concreto se preesfuerza en dos direcciones.

Quando se requieren claros largos con un plafón plano, se utilizan losas con vigas invertidas. Los claros de 36.5 m o más se pueden diseñar económicamente. Quando se desean claros libres en el piso del terreno, como para estacionamientos o comercios, se puede colgar el segundo piso de una viga invertida de la azotea.

Tableros precolados. En diferentes países se han desarrollado diversos tipos de tableros preesforzados precolados. En los Estados Unidos han tenido gran aceptación el tipo doble T. La economía de la doble T reside en el empleo de la losa superior para soportar la porción mayor de la fuerza de compresión, en combinación con las almas delgadas de la viga, que albergan los tendones de preesfuerzo, actuando en tensión.

Con el objeto de proporcionar una mayor resistencia al fuego y más flexibilidad, se ha desarrollado la sección T. Concentrando dos almas o núcleos en uno, se les da mayor recubrimiento a los tendones. Las formas para la T simple se pueden quitar fácilmente y ajustar para acomodar cualquier variación en el peralte y espesor del alma.

En los Estados Unidos también se ha empleado exitosamente la sección en canal para edificios. Quando los claros son cortos, digamos menores de 6 m, se utilizan frecuentemente canales de concreto reforzado. Para claros largos se prefieren las secciones preesforzadas, tanto por su peso más ligero como por sus mejores características de deflexión.

Una tarea mayor en el diseño de edificios preesforzados precolados consiste en el detalle de las conexiones. Además de los problemas usuales encontrados al detallar un edificio precolado, el preesfuerzo introduce otros adicionales. Los elementos preesforzados tienden a contraerse y a deformarse plásticamente más que los reforzados ordinarios. Mientras que los miembros reforzados tienen sus grietas de contracción diseminadas en toda su longitud, los miembros preesforzados concentran la deformación plástica y la contracción en las conexiones. Los miembros preesforzados son, usualmente, más esbeltos y están sujetos a un giro mayor en los extremos. Quando están sujetos a diferencias de temperaturas, también hay contraflechas y deflexiones más que los diseños convencionales. Por ello deben diseñarse las conexiones para permitir movimientos longitudinales y de rotación, a menos que los miembros de apoyo sean suficientemente flexibles. El Prestressed Concrete Institute (Instituto del

Concreto Preesforzado), ha preparado un conjunto tentativo de detalles de conexión para los edificios preesforzados precolados, el cual deberá estar listo en su forma final en 1963. Incluye unos 50 diseños para bases de columnas, viga a columna, viga a trabe, y detalles de paredes de apoyo, y deberá servir como una excelente referencia.

Hay disponibles ahora tantos tipos diferentes de construcción de concreto preesforzado para edificios, que se pueden escoger tipos económicos para llenar diversas condiciones. Mientras no puede ser siempre más barato que otros materiales, su adaptabilidad se logrará grandemente por el conocimiento y la experiencia de los ingenieros y de diseñadores. La estandarización de ciertos productos ayudará a reducir el costo, pero siempre se debe prestar atención individual para cada caso, tomando en cuenta los requisitos locales y específicos.

Finalmente, no deberá juzgarse y diseñarse ningún edificio solamente sobre la base del primer costo. Deben considerarse simultáneamente el costo de mantenimiento y de operación. El valor del edificio, su productividad, su rentabilidad, su apariencia, su adaptabilidad y duración, juegan todos un papel importante que debería afectar la decisión del ingeniero.

El 12% de los puentes de autopistas, en los Estados Unidos, fueron de concreto preesforzado durante los años 1959-1961. En este mismo periodo, cerca del 80% de todos los puentes, entre 15 y 91 m de claro, fueron construidos de concreto preesforzado en Alemania Occidental.

En México los puentes de el Circuito Interior, pasos superiores del metro, puentes de ferrocarril, losas para cubrir las líneas subterráneas del metro en su mayoría están construidas por el método de traves CREARE que cubren claros entre 12 y 35 metros. En cuestión de casa - habitación se utilizan los sistemas de piso prefabricados: BIVOSA, NAPRESA, etc., formado por vigas precoladas prefabricadas sobre las que se apoyan bloques del tipo hueco construidos de concreto ligero o barro cocido. El piso así formado se recubre con un firme armado de concreto que se hace trabajar de manera integral con las vigas precoladas. De esta forma se pueden salvar claros hasta de 12 m de longitud.

Ahora, es difícilmente necesario probar la economía del concreto preesforzado para la construcción de puentes. Aunque el concreto preesforzado puede no ser el material más económico para todos los puentes, ha tomado su lugar ciertamente entre la familia de los materiales de construcción importantes.

Con el objeto de ahorrar costos en las formas, éstas deben reutilizarse, ya sea en el lugar o en la planta de producción. Las técnicas de producción en masa fueron ejemplificadas de mejor manera en el puente del Lago Pontchartrain de 38.6 km de largo, en donde se produjeron miles de claros idénticos, con cada claro precolado como una unidad, de 17.1 m de largo y 10.1 m de ancho. Para ahorrar cimbra, deben planearse cuidadosamente para cada proyecto de métodos

y procedimientos de elevación, haciendo completo uso de las potencialidades del precolado, de la unión por preesforzado, y de las capacidades de los equipos de izado.

En los Estados Unidos, las formas más comunes para claros desde 12.2 hasta 36.6 m están, aproximadamente, en el siguiente orden: secciones en I, en caja, en T, núcleos huecos, y en canal. Mientras que hay ventajas implícitas para cada sección, su disponibilidad y los factores económicos locales, determinan, a menudo, la adopción de un tipo u otro. Los claros precolados pueden hacerse continuos colocando el refuerzo sobre los pilares o los estribos, para obtener más economía.

Lo que no se ha realizado aún en los Estados Unidos, es el tremendo potencial del concreto preesforzado para puentes con grandes claros, fluctuando entre 36.6 y 121.9 m y quizá hasta 300 m. Para claros largos, el ahorro en el material se vuelve más pronunciado. Sin embargo, a menudo, es necesario recurrir a nuevos conceptos en el diseño, en la producción, y en la construcción. Los claros simples de concreto preesforzado son económicos solamente cuando se pueden elevar sin costo excesivo.

Para una longitud de claro que excede los 45 m, los claros continuos son definitivamente más ligeros que los claros simples. Sin embargo, el límite del claro económico entre los tipos simple y continuo variará con las condiciones locales.

A menudo, es económico el preesfuerzo de los pilares, porque capacita los estribos o pilares esbeltos que soportan cargas laterales medibles. Cuando los estribos son preesforzados a la superestructura, se obtienen marcos rígidos. Los marcos rígidos reducen las deflexiones y ayudan a soportar la carga viva no balanceada.

A continuación para nuestro caso particular se describen los elementos con los que se trabajara en los siguientes capítulos de la tesis, que son: un cabezal para soporte de precolados en un puente vehicular y un sistema de piso a base de losa y traveses de concreto reforzado.

III.1.- CABEZAL PARA SOPORTE DE PRECOLADOS EN UN PUENTE VEHICULAR (CAPITEL)

Un Capitel es, por definición, la ampliación en el extremo de la columna, proyectada y construida para que funcione monolíticamente con ésta; para fines estructurales no se considerará ninguna porción del Capitel de la columna que quede fuera del mayor como recto circular que tenga un ángulo en el vértice de 90 grados que pueda incluirse dentro del contorno del Capitel. Cuando no se use Capitel, se considerará como contorno del Capitel el de la columna.

En el caso que nos ocupa, el Cabezal forma parte de un distribuidor vial que se construye en la Ciudad de San Luis Potosí, con el objeto de desfogar la circulación vehicular que confluye a la Glorieta Juárez, proveniente de las carreteras México-Laredo, y las que conducen a las Ciudades de Tampico, Guadalajara y la avenida que da acceso a la Ciudad.

El distribuidor está resuelto a base de pasos elevados o puentes constituidos por vigas precoladas que se apoyan en los Cabezales y éstos a su vez en pilas de concreto armado de 1.50 m de diámetro.

El Cabezal está formado por dos traveses en voladizo dispuestas simétricamente a ambos lados del eje con un largo total de 9.80 m, 1.60 m de ancho y un peralte variable desde 2.00 m en el apoyo a 0.70 m en el extremo libre. En el extremo tiene un tope, llamado tope sísmico de 0.45 m de altura con el fin de confinar las vigas de la orilla (ver figura 5 y 6).

El Capitel, denominado en el proyecto como Cabezal tipo 1-A tiene en la parte superior diez apoyos de neopreno para asentar en ellos las vigas precoladas, estos apoyos están dispuestos dos en el eje de simetría y cuatro más a cada lado.

El acero de refuerzo está colocado en la forma típica en que se arma un cantilever, las cantidades de materiales para éste tipo de cabezal son las siguientes:

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	5,594.00 kg
Concreto $f_c = 260 \text{ kg/cm}^2$	24.00 m^3

III.2.- SISTEMA DE PISO A BASE DE LOSA Y TRABES

Un sistema de piso es una combinación de elementos estructurales con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo capaz de resistir las distintas sollicitaciones en ella aplicadas.

El otro ejemplo que hemos escogido para analizar la solución del cimbrado y apuntalamiento es un sistema de piso para un edificio comercial, resuelto a base de traveses y losas de concreto reforzado, es, por así decirlo, un ejemplo de una construcción típica de una tienda de auto servicio donde se pueden adquirir una gran variedad de productos.

La losa es de planta irregular, con un espesor de 15 cm, las traveses principales tienen una sección de 0.85 x 0.40 m, separadas a una distancia de 8 m, las secundarias de 0.50 X 0.40 m, situadas al centro del claro entre las principales, las cuales están apoyadas en columnas de una sección de 1.00 X 1.00 m; situadas en las intersecciones de las traveses principales, la altura libre es de 2.40 m (ver figura 7y8).

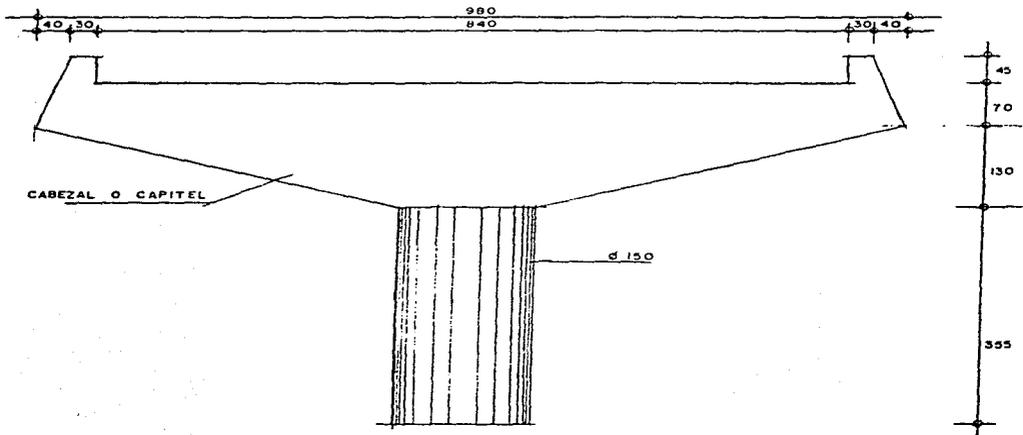


Figura No. 5
Alzado de capitel

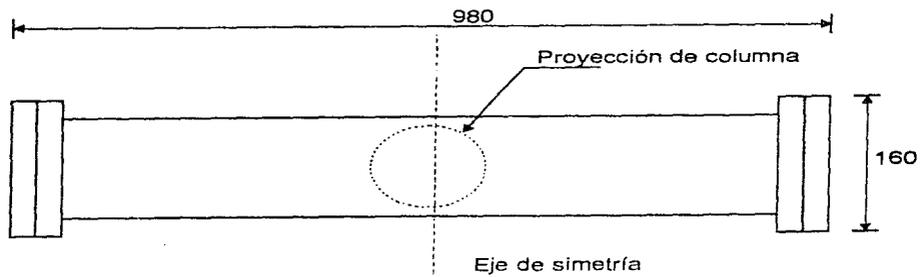


Figura No. 6
Planta de capitel

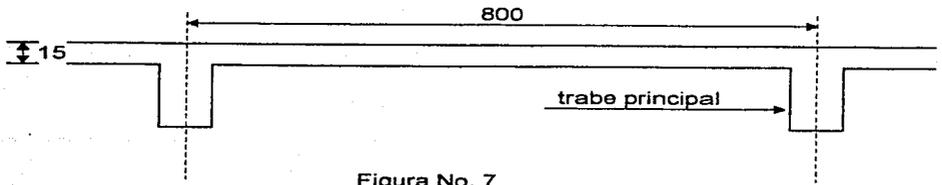


Figura No. 7
Corte losa de local comercial

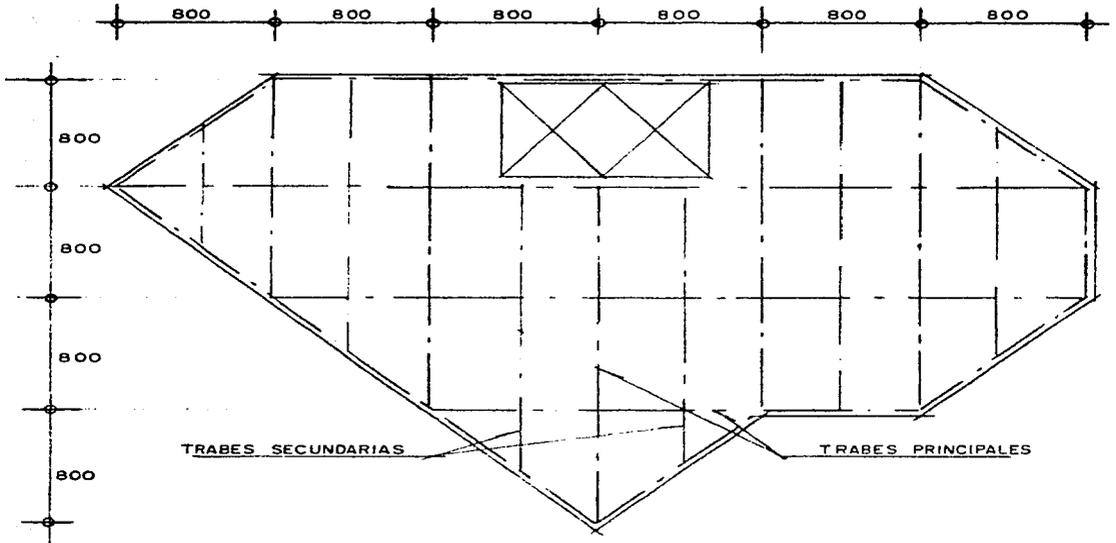


Figura No. 8
Planta losa de local comercial

IV.- OBTENCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES SOBRE EL MOLDE O ENCOFRADO

IV.- OBTENCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES SOBRE EL MOLDE O ENCOFRADO

Una vez seleccionado el tipo de material de la estructura, o cuando menos al haberse definido las alternativas, es posible hacer un croquis a pequeña escala de la estructuración. La distribución de los miembros se rige naturalmente, por las magnitudes de las cargas que actúan sobre ellos, cargas que no son conocidas todavía; de aquí que la experiencia juegue un papel importante en esta etapa y permite que el diseñador no necesite considerar demasiadas variantes. Partiendo de la estructuración general, puede hacer ya una estimación de las cargas aplicadas, que son de varios tipos: permanentes, variables y accidentales.

Para diseñar estructuras se requiere hacer combinaciones de cargas, tal como lo indica el reglamento de construcción para el distrito federal, que es una buena referencia aunque no vayamos a construir en esa zona.

En el prediseño se desconocen estas cargas y se proponen con la ayuda de tablas y fórmulas que se han establecido con este propósito, las cuales pueden encontrarse en publicaciones técnicas y manuales de estructuras.

Se define entonces a las combinaciones de las cargas que actúan simultáneamente como: "solicitaciones" y se utilizan estas para el cálculo de los esfuerzos en los miembros.

IV.1.- ACCIONES PERMANENTES

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las acciones permanentes se pueden considerar:

- a) Carga Muerta.- Incluye el peso de la estructura, el peso propio de la cimbra que si es el caso de cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m². Cuando este peso es pequeño en comparación con el del concreto mas la carga viva, puede despreciarse.

Generalizando también existen otras cargas permanentes que son:

- b) Empuje estático de tierras y líquidos.

- c) Desplazamientos impuestos a la estructura. No son las deformaciones propias de la estructura originadas por las acciones que se están mencionando, se refiere a los desplazamientos que se transmiten a las estructuras y que por si mismo ya constituyen una acción de tipo permanente; tal es el caso de los desplazamientos diferenciales impuestos a la estructura por hundimientos de distinta magnitud en el suelo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estas últimas, se utilizaran valores mínimos probables cuando sea mas desfavorable para las estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementara en 20 kg/m^2 cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal. El peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m^2 , de manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 , tratándose de losas y morteros que posean pesos voluntarios diferentes al normal estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

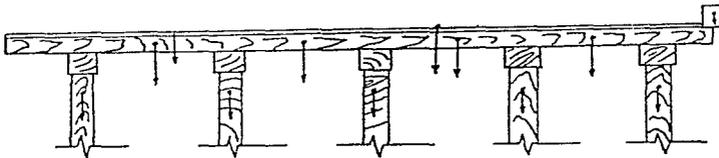


Figura No. 9
Diagrama de cuerpo libre del peso propio de la cimbra

IV.2.- CARGAS VARIABLES

Carga viva: Se debe fundamentalmente, al peso de personas, mobiliario, etc., ya que siendo cargas gravitacionales, sus características mecánicas pueden variar durante la vida útil de la estructura.

Efectos por cambios de temperatura y contracciones.

Efectos de operación de maquinaria y equipo: La operación de algunas maquinas o equipo origina acciones dinámicas que merecen ser consideradas en algunos casos.

El comité 622 del A.C.I., recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m^2 , de proyección horizontal, que incluye el peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. si usan volquetes motorizados, esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m^2 durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que pueden producirse: estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y el personal necesario, no siendo este último peso menor que 150 kg/m^2 , se considera además una concentración de 150 kg , en el lugar mas desfavorable.

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una construcción, cuando produzca cagas muertas o vivas mayores o con una distribución mas desfavorable que las del diseño aprobado.

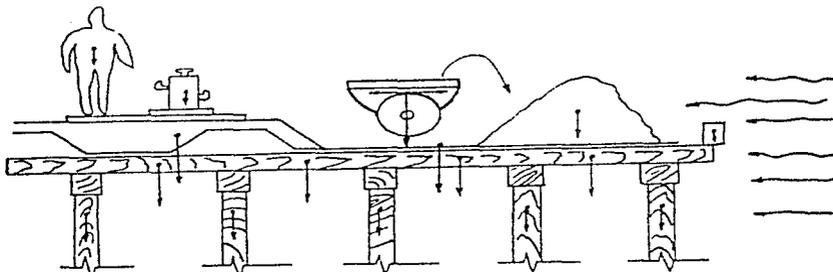


Figura No.10
Diagrama de cuerpo libre de cargas variables sobre la cimbra

IV.3.- CARGAS ACCIDENTALES

Alternancia de cargas: Cuando los moldes son continuos, el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.

Las moldes deben diseñarse para soportar este efecto de no ser así, deben construirse como simplemente apoyados.

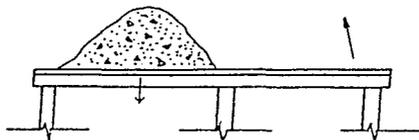


Figura No. 11
Alternancia de cargas

Cargas laterales: Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimiento horizontales del equipo, normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El comité 622 del A.C.I., recomienda las siguientes cargas mínimas laterales:

- a) En losas: 150 kg, de borde de losa, o 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra, (distribuido como una carga por metro de losa), el que sea mayor.

Considerándose solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado.

- b) En muros: Carga de viento de 50 kg/m^2 o mayor si así lo exigen los códigos locales en ningún caso menor de 150 kg/m de borde de muro aplicada en la parte alta de la cimbra.

IV.4.- ACCIONES INTERNAS

- a) **MADERA.**- El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevara a cabo según los criterios de estados limite establecidos en el titulo sexto del reglamento de construcciones para el distrito federal, que foja los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinaran considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

De la norma 2.2 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera, la tabla 2.1 proporciona valores específicos de resistencia y rigidez para madera de coníferas* para las clases estructurales** A y B.

CONCRETO	SIMBOLO	CLASE	
		A	B
Flexión	f_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100,000	80,000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.50}$	65,000	50,000

Tabla 2.1 valores específicos de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas (kg/m^2)

** Las maderas de coníferas se clasifican de acuerdo con la norma oficial mexicana NOM-C-239-1985.

* Coníferas también llamadas ginospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos su madera esta constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueadas.

La tabla 2.2 establece valores específicos para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas*

CONCRETO	SIMBOLO	GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f_{tu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio	E_{0-50}	160,000	120,000	75,000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	E_{0-50}	120,000	85,000	50,000

Tabla 2.2 valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especie latifoliadas

* Latifoliadas.- También llamadas angiospermas, árboles de hoja caduca de forma ancha que producen sus semillas dentro de frutos, su madera esta constituida por células denominadas vasos, fibras y parenquima

La Tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada* de especie coníferas.

CONCEPTO	SIMBOLO	kg/cm ²
Flexión	f_{tu}	190
Tensión	f_{tu}	140
Tensión; fibra en las chapas exteriores perpendiculares al esfuerzo (3 chapas)	f_{tu}	90
Compresión en el plano de las chapas	f_{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f_{nu}	25
Cortante a través del grosor	f_{vu}	20
En el plano de las chapas	f_{ru}	5
Módulo de elasticidad promedio	E_{0-50}	105,000
Módulo de rigidez promedio	G_{0-50}	5,000

Tabla 2.3 valores especificados de resistencia módulo de elasticidad y módulo de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas (kg/cm²)

* Madera contrachapada: Placa compuesta de un conducto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre si.

Observación: Los valores especificados en las tres tablas corresponden a condición seca.

b) Metálicas.- El dimensionamiento se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio en el Título Sexto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal y en las Normas Complementarias para Estructuras Metálicas, o por algún procedimiento

alternativo que cumpla con los requisitos del Artículo 195 del mencionado Título Sexto.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que ella actúe (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el factor de reducción FR correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de la carga correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.) queden limitados a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
% Carbón en peso	0.16 a 0.30	%
Esfuerzo máximo tensión	4,200 a 5,000	kg/cm ²
Límite elástico	2,300	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	2,100,000	kg/cm ²
Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero	784,000	kg/cm ²

Valores especificados de resistencia para acero estructural

V.- DISEÑO DEL MOLDE O ENCOFRADO

V.- DISEÑO DEL MOLDE O ENCOFRADO

El molde o encofrado es la parte de la cimbra que se encuentra directamente en contacto con el concreto. Entre los materiales más comunes que se usan, se encuentra la madera y el acero.

El diseño estriba en dar forma a una estructura que cumpla una determinada función con un grado de seguridad razonable y que en las condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Además comúnmente deben cumplirse otros requisitos, tales como el de mantener el costo dentro de límites económicos y el de satisfacer determinadas exigencias estéticas. Estas consideraciones hacen obvio que la solución del problema de diseño no puede obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y fórmulas.

¿Qué puede considerarse como seguridad razonable o como resistencia adecuada?, ¿qué requisitos debe satisfacer una estructura para considerar que su comportamiento, bajo condiciones de servicio, es satisfactoria?, ¿es la estructura aceptable, estéticamente?

Estas son las preguntas que el proyectista tiene en mente al diseñar una estructura. El problema no es sencillo, y en su solución el proyectista hace uso de su intuición y experiencia, apoyando éstas en el análisis y la experimentación, se puede afirmar que los problemas de diseño no son de solución única, sino de solución razonable.

El problema surge inicialmente al plantear una necesidad, la de salvar un claro, como en el caso de traveses y losas. La de encerrar un espacio como sucede en edificios de diversas clases. La de contener un empuje, como es el caso de cimbras verticales, muros de retención, tanques o silos. En general el diseño de cualquier estructura implica previsión de que está tenga la capacidad necesaria para soportar, en un margen de seguridad adecuado, las acciones externas o solicitaciones a que puede estar sujeta durante su vida útil.

No basta, sin embargo, que la estructura tenga suficiente resistencia, como se dijo anteriormente, también es necesario que su comportamiento, en condiciones normales de servicio sea satisfactorio. Así por ejemplo, la estructura no debe deformarse exageradamente, deben evitarse las flechas o contraflechas demasiado grandes.

Los accidentes que se presentan en el procedimiento del cimbrado pueden iniciarse desde el diseño. Estos accidentes son el resultado de un conocimiento deficiente de las cargas de la cimbra, de los esfuerzos de las presiones y de las fuerzas, los cuales se forman dentro del molde. Los accidentes que se derivan de

un diseño inadecuado, incluyen aquellos que presentan una incompleta evaluación, de las presiones, que son el producto de un método particular del colado del concreto, donde el tamaño de las secciones ha sido calculado de manera equivocada, o cuando el área de apoyo, insuficiente, se encuentra entre los elementos adyacentes que transmiten la fuerza.

V.1.- PRESION LATERAL DEL CONCRETO

Cuando el concreto se vacía en la cimbra, produce una presión perpendicular a ésta que es proporcional a la densidad y a la profundidad del concreto en estado líquido. A medida que fragua el concreto, cambia de líquido a sólido, con una reducción en la presión ejercida sobre la cimbra. El tiempo requerido para el fraguado inicial es mayor para una baja, que para una alta temperatura. La profundidad del concreto en estado líquido varía con la temperatura y con la velocidad de llenado. Si las formas se llenan a una velocidad de 2 m por hora, la presión máxima será mayor que si se llenara a una velocidad de 0.5 m por hora.

Si las formas de la estructura de un muro se llenan a través de un período de varias horas a velocidad y temperatura uniforme, la profundidad de la presión máxima medida bajo la superficie del concreto, permanecerá constante. Así pues, el punto de presión máxima se irá elevando a la misma velocidad con que se llenan las formas.

Como el concreto fresco no es un líquido perfecto, es imposible determinar la presión exacta que se ejercerá sobre la cimbra. Las pruebas indican que la presión está influenciada por los siguientes factores:

1. Velocidad de llenado de las formas.
2. Temperatura del concreto.
3. Método de colado del concreto, a mano o con vibrador.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado; estas presiones son de 10 a 20% mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado, porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración; el revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores. Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4800 kg/m² por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el concreto causando gran variación en la presión lateral. Las tablas que se incluyen en las ayudas de diseño, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, como son: el revenimiento, cantidad y localización del acero de refuerzo, temperatura ambiente, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de la cimbra, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado éstas variables son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

Como ya dijimos, la presión está en función directa de la velocidad de colado y en función inversa de la temperatura del concreto. Se han propuesto muchas fórmulas para la presión lateral del concreto y probablemente las más seguras y conocidas son las del American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto), publicadas por el Comité 347 del A.C.I.

Estas fórmulas son:

- a) Para muros, con una velocidad vertical de colado (R) menor o igual a 2 m/h

$$P = 730 + \frac{80,000}{17.8 + T} R$$

Con un máximo de 10,000 kg/m² y un mínimo de 3,000 kg/m², pero en ningún caso mayor de wh.

- b) Para muros con una velocidad vertical de colado de 2 a 3 m/h

$$P = 730 + \frac{118,000}{17.8 + T} + \frac{24,900}{17.8 + T} R$$

Con un máximo de 10,000 kg/m² y un mínimo de 3,000 kg/m² pero en ningún caso mayor de wh.

- c) Para columnas.

$$P = 730 + \frac{80,000}{17.8 + T} R$$

Con un máximo de 15,000 kg/m² y un mínimo de 3,000 kg/m² pero en ningún caso mayor de wh.

En las fórmulas anteriores:

$$P = \text{Presión lateral del concreto (kg/m}^2\text{)}.$$

R= Velocidad vertical de colado (m/h).
 T= Temperatura vertical de colado (°C).
 w= Peso volumétrico del concreto (kg/m³).
 h= Altura del concreto fresco (m).

d) Rankine:

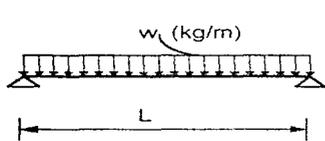
$$P = w h t g^2 (\pi/4 - \phi/2) / 2$$

Donde:

ϕ = Angulo de reposo del concreto fresco

V.2.- DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXION

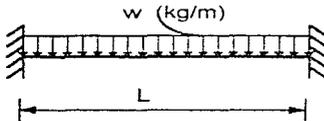
Para el caso de una cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor del momento flexionante, generandose dos opciones :



donde L= separación de apoyos
 w = Carga uniformemente repartida

$$M_{\max} = \frac{w L^2}{8}$$

Figura No. 12 (simplemente apoyada)



$$M_{\max} = \frac{w L^2}{12}$$

Figura No.13 (empotrada)

Por tanto, es deseable diseñar para una condición promedio:

$$M_{\text{flex. máx.}} = \frac{w L^2}{10}$$

Después de obtener el momento máximo podremos dimensionar nuestro elemento a través de la fórmula de la escuadría:

$$\frac{M}{f} = \frac{I}{y}$$

Donde:

M.- momento flexionante

f.- esfuerzo permisible a flexión

I.- momento de inercia

y.- distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

Se tienen las siguientes salvedades:

- 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 30 cm, se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia:

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

donde h es el peralte del miembro en cm.

V.3.- 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 expresar esta proporción es: "la fuerza cortante vertical en cualquier sección de una viga es igual a la reacción menos las cargas". La letra V se usa para representar la fuerza cortante.

El criterio puede generalizarse para todos aquellos elementos de una estructura sujetos a esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los 2/3 de su valor calculado.

El esfuerzo cortante se revisará con la expresión:

$$\frac{3}{2} \frac{V}{b d_1} \cdot \frac{d}{d_1} \leq V_p$$

donde:

- d₁.- peralte efectivo
- d.- peralte total
- b.- ancho de la base
- V.- cortante actuante
- V_p.- cortante permisible

V.4.- 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 módulo de elasticidad "E", y el momento de inercia centroidal de la sección "I".

Para el caso

$$\frac{5 w L^4}{384 E I} = y_{\text{máx}}$$

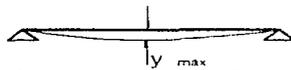


Figura No. 14 (simplemente apoyada)

Para el caso

$$\frac{w L^4}{384 E I} = y_{\text{máx}}$$

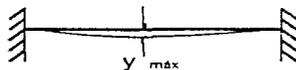


Figura No. 15 (empotrada)

Por lo que se acostumbra diseñar para la condición:

$$y = \frac{3 w L^4}{384 E I}$$

Existen dos criterios para los límites de y : el americano que recomienda y máx. = $\frac{L}{360}$ del claro, y el europeo, que indica y 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".

Americano

Europeo

$$L = \sqrt[3]{0.355 \ E I / w}$$

$$L = \sqrt[3]{0.256 \ E I / w}$$

Donde:

w.- Carga vertical repartida en kg/cm

E.- Módulo de elasticidad

I.- Momento de inercia de la sección considerada en cm^4

Pandeo lateral: En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

V.5.- DISEÑO DE ESTRUCTURA DE MADERA DEL ENCOFRADO DEL CAPITEL PARA PUENTE VEHICULAR

Las cargas consideradas son:

1. El peso propio del concreto fresco y del acero de refuerzo con un valor aproximado de 2.400 kg/m^3 o 0.0024 kg/cm^3 .
2. El peso propio de la cimbra de madera, con un valor aproximado de 75 kg/m^2 o 0.0075 kg/cm^2 .

La carga viva considerada es de 250 kg/m^2 o 0.025 kg/cm^2 , así tenemos que el peso total máximo para la altura de 2.00 m será:

1. Peso propio del concreto, 0.0024×200 ---	0.4800 kg/cm^2
2. Peso propio de cimbra -----	0.0075 kg/cm^2
3. La carga viva -----	<u>0.0250 kg/cm^2</u>
Peso total máx.	0.5125 kg/cm^2

El peso total mínimo para la altura de 0.70 m será:

1. Peso propio del concreto, 0.0024×70 -----	0.1680 kg/cm^2
2. Peso propio de cimbra -----	0.0075 kg/cm^2
3. La carga viva -----	<u>0.0250 kg/cm^2</u>
Peso total mín.	0.2005 kg/cm^2

La carga lineal mínima y máxima para 1.00 cm de ancho.

$$W = 0.2005 \times 1 \text{ cm} = 0.2005 \text{ kg/cm} = F_1$$

$$W = 0.5125 \times 1 \text{ cm} = 0.5125 \text{ kg/cm} = F_2$$

Y el croquis de variación de carga:

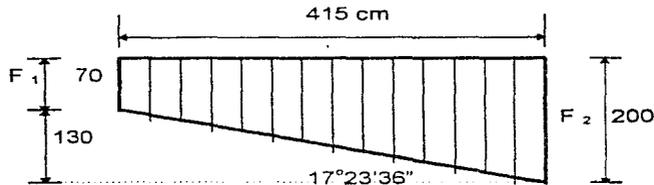


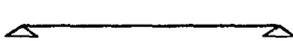
Figura No. 16
Diagrama de cuerpo libre de alero de capitel

El valor total de la resultante de carga:

$$F = 415F_1 + \frac{1}{2} (F_2 - F_1) \cdot 415 = 415 \times 0.2005 + \frac{1}{2} (0.5125 - 0.2005) \cdot 415$$

$$F = 147.95 \text{ kg}$$

Si consideramos que la viga representativa del problema es:



(a) simplemente apoyada



(b) empotrada

Figura No. 17

$$a.- M_{\max} = \frac{W(L')^2}{8}$$

y

$$b.- M_{\max} = \frac{W(L')^2}{12}$$

Donde L' es la proyección del claro inclinado de la cimbra y su valor es:

$$L' = L \cos 17^\circ 23' 36''$$

Donde L es el valor de la longitud del claro de la tarima: (ver fig. 18)

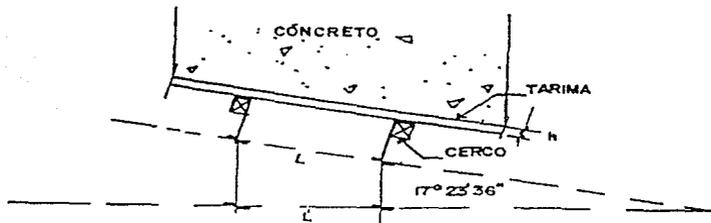


Figura No. 18
Sección de cabezal

Entonces el momento máximo:

$$M_{\max} = \frac{W(L')^2}{10} = \frac{F(L')}{10}$$

Donde $F = 147.95 \text{ kg}$

Y la deflexión:

$$\Delta = \frac{3 W(L')^4}{384 E I} = \frac{3 F(L')^3}{384 E I}$$

Donde: $E = \text{Módulo elástico (kg/cm}^2 \text{)}$

$I = \text{Módulo de inercia (cm}^4 \text{)}$

El momento resistente esta dado por:

$$M_R = f S$$

Donde: $f = \text{Esfuerzo admisible a flexión en kg/cm}^2$

$S = \text{Módulo de sección en cm}^3$

Así igualando:

$$M = M_R$$

$$\frac{F(L')}{10} = f S$$

y

$$L' = \frac{10 f S}{F}$$

Para madera de pino, clase A, el valor del esfuerzo admisible f dado por el Reglamento del D.D.F., ayudas de diseño para madera:

$$f = F_R F_{tu} \phi$$

Donde:

$$F_R = 0.80$$

Factor de reducción de resistencia

$$F_{tu} = f_{tu} k_h k_d k_e k_p k_{c1} \text{ Factor de modificación de resistencia}$$

$$f_{tu} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_h = 0.80$$

$$k_d = 1.33$$

valor específico de resistencia a la flexión

factor por contenido de humedad

factor por duración de carga

tabla 2.1

tabla 2.5

tabla 2.6

$k_c = 1.15$	factor de compartición de carga	tabla 2.4
$k_p = 1.25$	factor por peralte	tabla 2.7
$k_{cl} = 0.80$	factor por clasificación	tabla 2.8
$\phi = 1.0$	factor de estabilidad lateral	tabla 3.1

El módulo de sección:

$$S = \frac{I}{y} = \frac{(1 \times h^3) / 12}{h/2} = \frac{h^2}{6}$$

Así tenemos que:

$$f S = 0.8 \times 170 \times 0.80 \times 1.33 \times 1.15 \times 1.25 \times 0.80 \times h^2 / 6 \times 1.00 =$$

$$f S = 27.73 h^2 \dots\dots\dots\text{expresion N}^\circ 1$$

$$L' = 10 f S / F = 10 \times 27.73 h^2 / 147.95$$

$$L' = 1.87 h^2$$

Si tenemos, un tablón de madera cepillada de 1/2" el espesor neto es $h=3.33$ cm.

Entonces: $L' = 1.87(3.33)^2 = 20.74$ cm

Recordando que L' es la proyección horizontal de la longitud real inclinada L como se muestra en la figura 16.

y $L = L' / \cos \alpha = 20.74 / \cos 17.39^\circ = 21.73$ cm

Ahora el valor por deflexión es:

$$\Delta = 3F (L')^3 / 384 EI$$

$$F = 147.94 \text{ kg}$$

$$E = 100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1 h^3 / 12 = h^3 / 12 \text{ cm}^4$$

Así tenemos que:

$$\Delta = 3 \times 147.94 \times (L')^3 / 384 \times 100000 \times (h^3 / 12) = 0.000139(L')^3 / h^3$$

La deflexión permisible es:

$$\Delta_p = L'/480$$

Así tenemos que:

$$\Delta = \Delta_p$$

$$0.000139 (L')^3/h^3 = (L')/480$$

y
$$L' = 3.87 \sqrt{h^3}$$

y para tablón de 1 1/2" $h = 3.33 \text{ cm}$

$$L' = 3.87 \sqrt{(3.33)^3} = 23.52 \text{ cm}$$

Recordando que L' es la proyección horizontal de la longitud real inclinada L como se muestra en la figura 18.

$$L = L'/\cos \alpha = 24.64 \text{ cm}$$

La tarima será conforme a la figura 19

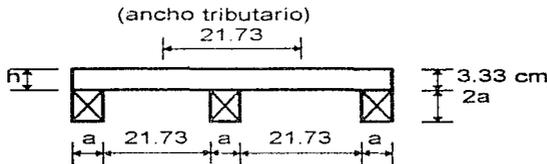


Figura No. 19
Sección de tarima

Para el caso del cerco tenemos que la carga será:

$$w = 147.90 \times 21.73 = 3,214.90 \text{ kg}$$

El momento:

$$M = \frac{3214.90 L}{10}$$

El valor del módulo de sección S:

$$\text{Donde } I = \frac{a(2a)^3}{12}$$

$$\text{Entonces: } S = \frac{I}{a} = 0.67a^3$$

El valor del esfuerzo admisible

$$f = F_R F_{tu} \phi.$$

$$f = F_R f_{tu} k_h k_d k_c k_p k_{cl} \phi$$

$$f/S = 0.80 \times 170 \times 0.80 \times 1.33 \times 1.15 \times 0.80 \times 0.67a^3 \times 1 =$$

$$f/S = 111.4944a^3$$

Así tenemos que:

$$L = \frac{10 \times f/S}{w} = \frac{10 \times 111.494 a^3}{3,214.90}$$

$$L = 0.35a^3$$

Si el cerco $a = 3"$ ($a=6.67\text{cm}$) barrote $3" \times 6"$

$$L = 0.35(6.67)^3 = 103.86 \text{ cm}$$

La tarima queda como se marca en la figura 20

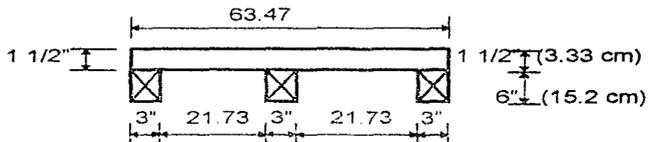


Fig. 20 Sección de tarima con dimensiones

El valor por deflexión:

$$\Delta = 3 \times 3214.90 L^3 / 384 \times 100,000 \times 0.67 a^4$$

$$\Delta = 0.0004 L^3 / a^4$$

Y el valor permisible:

$$\Delta p = L / 480$$

Igualando tenemos:

$$\Delta = \Delta p$$

$$0.0004 L^3 / a^4 = L / 480$$

Así: $L = 2.36 a^2$ donde $a = 7.62 \text{ cm}$ (barrote de 3" x 6")

$$L = 2.36(7.62)^2 = 137.03 \text{ cm}$$

Que es la longitud del cerco y para este caso tomaremos como valor $L = 100 \text{ cm}$ para el apoyo longitudinal de la tarima.

DISEÑO DEL ENCOFRADO LATERAL DEL CABEZAL

Aplicando la fórmula de Rankine, para empujes sobre paredes, el valor del empuje en la pared del encofrado será:

$$P = \gamma h^2 \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) / 2$$

Donde: $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ (peso del concreto fresco)
 $h = 200 \text{ cm}$ (profundidad máxima)
 $\phi = 15^\circ$ (ángulo de fricción interna)

Así la presión máxima en kg/cm^2 , será:

$$P = 2.4 (2)^2 \text{tg}^2 (45^\circ - 7.5^\circ) / 2$$

$$P = 2.82 \text{ ton/m}^2 = 0.28 \text{ kg/cm}^2$$

y el incremento por carga viva y peso propio de la cimbra:

$$P_t = 0.28 + 0.0250 + 0.0075 = 0.315$$

$$P_t = 0.315 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presión total)}$$



Figura No. 21
Diagrama de cuerpo libre

La separación de la madera en marco

tomando $b = 1 \text{ cm}$ de ancho unitario y con el espesor $e = 1 \frac{1}{2}''$ (3.33 cm de madera cepillada)

Tenemos por deflexión:

$$M = \frac{WL^2}{10} \times 100 \text{ en kg} \cdot \text{m}$$

Donde $W = 0.315 \times 100 \times 1.00 = 3150 \text{ kg}$

$$M = 10 W L^2$$

El momento resistente

$$M_R = F_R F_{tu} S$$

Donde $F_R = 0.80$

$$F_{tu} = f_{tu} k_h k_d k_c k_p k_{cl} \phi$$

y $S = \frac{I_y}{y} = \frac{3.08}{1.66} = 1.85 \text{ cm}^3$

$$M_R = 0.80 \times 170 \times 0.80 \times 1.33 \times 1.15 \times 1.25 \times 1.25 \times 0.80 \times 1.85 \times 1.00$$

$$M_R = 307.86 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 30.786 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Igualando el momento actuante con el momento resistente

$$10 W L^2 = 30.78$$

despejando L

$$L = \sqrt{\frac{30.78}{10 \times 3150}} = 0.99\text{m} = 1.00 \text{ m}$$

Dimensionamiento de larguero y espaciamiento de viga madrina

Se propone larguero de 2" x 4" (4.13 x10.2 cm)

$$L = 0.32 \frac{M_R}{W}$$

Donde $M_R = F_R F_{lu} S$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$$M_R = 0.80 \times 170 \times 0.80 \times 1.33 \times 1.15 \times 1.25 \times 0.80 \times 71.61 \times 1.00$$

$$M_R = 11.91 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

y $W = 3150 \times 0.61 = 1921.5$

$$L = 0.32 \sqrt{\frac{11.91}{1921.5}} = 0.79 \text{ m}$$

El valor por deflexión:

$$\Delta = 3 WL^4 / 384E I$$

Donde $W = 3150$

$$E = 100,000$$

$$I = 308 \text{ cm}^4$$

Y el valor permisible:

$$\Delta_p = L / 480$$

Igualando tenemos:

$$3 WL^4 / 384E I = L / 480$$

$$L = 61 \text{ cm}$$

V.6.- DISEÑO DE ESTRUCTURA DE MADERA PARA ENCOFRADO DE LOSA MACIZA Y TRABES DE CONCRETO DE EDIFICIO COMERCIAL

Las cargas consideradas son:

1. El peso propio del concreto armado tiene un valor aproximado de $2,400 \text{ kg/m}^3 = 0.0024 \text{ kg/cm}^3$
2. El peso propio de la cimbra, con un valor aproximado de $75 \text{ kg/m}^2 = 0.0075 \text{ kg/cm}^2$
3. La carga viva de $250 \text{ kg/m}^2 = 0.0250 \text{ kg/cm}^2$

Si tomamos en cuenta una sección de losa de $4.00 \times 8.00 \text{ m}$, como se muestra en la fig. 20 entonces el peso volumétrico total será:

$$\text{Peso de trabe} = 20 \times 85 \times 100 \times 0.0024 = 408 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de losa} = 180 \times 15 \times 100 \times 0.0024 = \frac{648 \text{ kg}}{1,056 \text{ kg}}$$

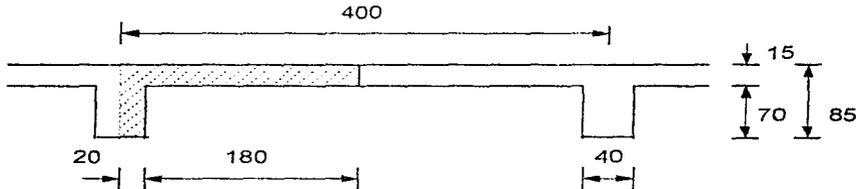


Figura No. 22
Sección losa maciza

$$\text{Cimbra carga viva} = (0.0075 + 0.0250) \times 200 \times 100 = 650 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = 1,056 + 650 = 1,706 \text{ kg}$$

$$\text{Peso por área} = \frac{1,706}{200 \times 100} = 0.0853 \text{ kg/cm}^2$$

Si consideramos un ancho tributario de un metro, tenemos, que según fig. 23:

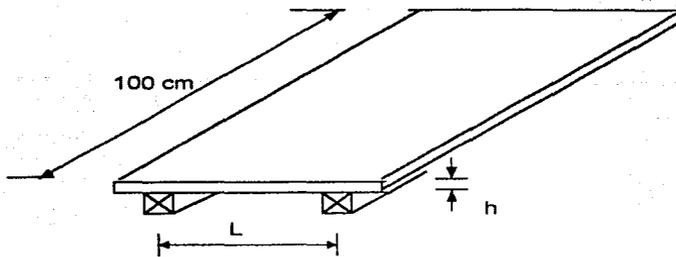


Figura No. 23
Sección de tarima

$$W = 0.0853 \text{ kg/cm}^2$$

Tenemos de carga lineal por ancho tributario:

$$W_L = 0.0853 \times 100 = 8.53 \text{ kg/cm}$$

Y el momento máximo actuante:

$$M = \frac{W_L L^2}{10} = \frac{8.53 L^2}{10}$$

Recordando la expresión 1

el momento resistente:

$$M_R = 27.73 h^2$$

Así igualando: $M_R = M$

$$27.73 h^2 = \frac{8.53 L^2}{10}$$

$$L = 32.51 h^2$$

Para triplay $h = 1/2''$ (1.3 cm) por lo tanto $L = 55 \text{ cm}$

Ahora el valor por deflexión:

$$\Delta = \frac{3 W_1 L^4}{384 E I} = \frac{3 \times 8.53 L^4}{384 \times 100,000 I}$$

$$\Delta = 6.66 \times 10^{-7} \frac{L^4}{I}$$

Donde: $I = \frac{h^3}{12}$

$$\Delta = 8 \times 10^{-8} \frac{L^4}{h^3}$$

Y la deflexión permisible:

$$\Delta_p = \frac{L}{480} = 0.0021 L$$

Así igualando:

$$\Delta = \Delta_p$$

$$8 \times 10^{-8} \frac{L^4}{h^3} = 0.0021 L$$

$$L = 161.4 h$$

Si $h = 1/2''$ (1.3 cm)

$$L = 239.20 \text{ cm}$$

por lo tanto tomamos $L = 55 \text{ cm}$

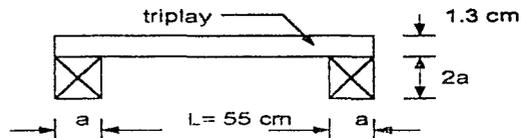


Figura No. 24
Longitud del claro de la tarima

Para el caso del cerco tenemos una sección de 55cm como se indica en la siguiente figura:

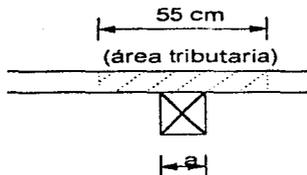


Figura No. 25
Sección de cerco

$$\text{la carga : } W = 0.0853 \times 55 = 4.6915 \text{ kg/cm}$$

Y el momento por metro de longitud del cerco:

$$M = \frac{4.6915 \times 100^2}{10} = 4,691 \text{ (kg) (cm)}$$

Y el momento resistente:

$$M_r = 111.49 \text{ a}^3$$

Si consideramos barrote de 2" x 4" el cerco, entonces tenemos que el valor de: $a = 4.13 \text{ cm}$

$$M_r = 7,854 \text{ (kg) (cm)}$$

Valor que es mayor que el momento actuante y la longitud máxima del cerco:

$$L = \sqrt{\frac{10 \text{ } f_s}{w}} = \sqrt{\frac{10 \times 7854}{4.69}}$$

$$L = 129.41 \text{ cm}$$

Así la tarima queda:

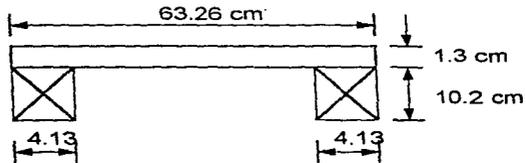


Figura No. 26
Separación de cerco

Por deflexión tomaremos como valor máximo $L = 129.41$ cm y lo comparamos con la flecha permisible, así tenemos que:

$$\Delta = \frac{3 \times 4.65 \times (129.41)^4}{384 \times 100,000 \times 0.67 (4.13)^4}$$

$$\Delta = 0.24 \text{ cm}$$

Y el valor permisible por deflexión:

$$\Delta_p = \frac{L}{480} = 0.496 \text{ cm}$$

Así que finalmente las tarimas de la cimbra quedan según fig.27, para el cabezal del puente y como la fig. 28, para la losa del Edificio Comercial.

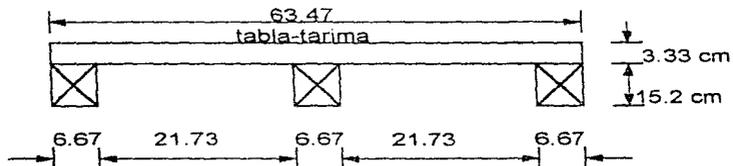


Figura No. 27
Separación de cerco de cabezal

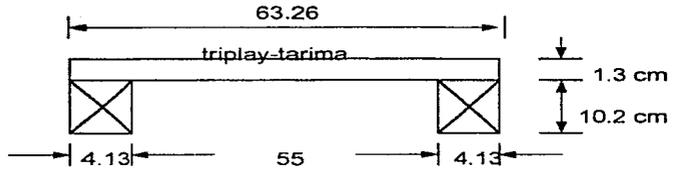


Figura No. 28
Separación de cerco de losa de edificio comercial

DISEÑO DE LA CIMBRA DE TRABE EN EDIFICIO COMERCIAL

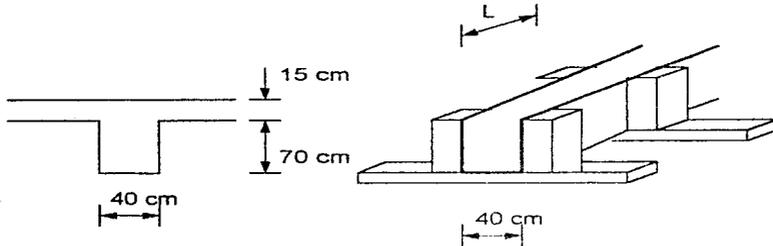


Figura No. 29
Sección de trabe

Según Rankine el empuje lateral:

$$P = \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) / 2$$

Donde: $\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$
 $h = 0.85 \text{ m}$
 $\phi = 15^\circ$

Así: $P = 2.4 (0.85)^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 7.5^\circ) / 2$

$$P = 0.51 \text{ ton/m}^2 = 0.051 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_t = 0.051 + 0.025 + 0.0075 = 0.0835 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando madera de 1 1/2" (espesor de 3.33 cm) para el marco, el cual tiene un momento de inercia de $I = 308 \text{ cm}^4$

Obteniendo el Momento en metros se tiene:

$$M = \frac{WL^2}{10} \times 100 = \frac{0.0835 \times 100 \times 100}{10} \times 100 \text{ L}^2$$

$$M = 8,350 \text{ L}^2$$

$$M_R = F_R F_{tu} S \phi$$

$$M_R = 30,786$$

$$8,350 \text{ L}^2 = 30,786$$

$$L = \sqrt{\frac{30,786}{8,350}} = 1.92 \text{ m} \cong 2.00 \text{ m}$$

Por flecha:

$$\Delta = \frac{3WL^4}{384EI} \times 10,000$$

$$W = 8,350$$

$$E = 100,000$$

$$I = 308 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{3 \times 8,350 \times L^4 \times 10,000}{384 \times 100,000 \times 308}$$

Y la flecha permisible

$$\Delta_p = \frac{L}{480}$$

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 \times 100,000 \times 308}{30,000 \times 490 \times 8,350}} = 0.46 \text{ m} \cong 50 \text{ cm}$$

que es la separación del marco como se muestra en la figura:

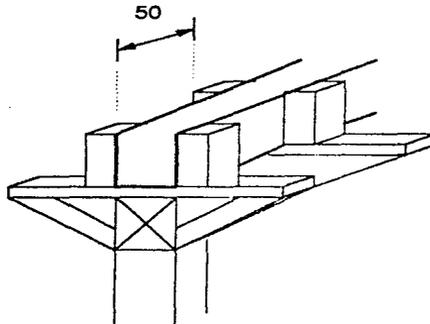


Figura No. 30
Separación de apoyos

VI.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO A BASE DE MADERA Y METALICO (TUBULAR MODULAR)

VI.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO A BASE DE MADERA Y METALICO (TUBULAR MODULAR)

En este capítulo nos referimos a la obra falsa que esta compuesta en su mayoría por elementos que están sujetos a compresión y los analizaremos en las alternativas de madera y acero.

VI.1.- ELEMENTOS VERTICALES SOMETIDOS A FUERZAS DE COMPRESION

Un elemento estructural sometido a una fuerza de compresión, puede fallar al alcanzar el esfuerzo de ruptura, ya sea como esfuerzo directo o como una combinación de esfuerzos, también puede fallar por pandeo de la pieza, si el esfuerzo de compresión en la misma, alcanza el valor correspondiente a la carga crítica. En este caso la falla de la pieza puede llegar a ser elástica, si los esfuerzos que se presentan son inferiores al límite elástico.

En mecánica de materiales, se estudia la forma de falla de una columna esbelta, si la carga axial excede el valor dado por la fórmula de Euler:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 E I}{(kL)^2} \quad (1)$$

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} \quad (2)$$

En donde:

P_{CR} = Carga crítica

F_{CR} = Esfuerzo crítico

E = Módulo de elasticidad

I = Momento de inercia

r = Radio de giro

KL = Longitud efectiva, teniendo en cuenta las restricciones en los apoyos

KL/r = Relación de esbeltez

La fórmula expresa, que la carga crítica es independiente de la resistencia del material, pero es función del módulo elástico y de la relación de esbeltez. Para que un miembro a compresión sea eficiente, requiere además de un valor alto de módulo de elasticidad, una relación de esbeltez pequeña.

Cuando el elemento alcanza la carga o el esfuerzo dado por las ecuaciones anteriores el miembro se deforma, adoptando una configuración sinusoidal, las fórmulas empleadas en el dimensionamiento de columnas, son fórmulas semiempíricas basadas en los principales señalamientos.

VI.2.- ANALISIS

Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla durante su vida útil.

En la etapa del análisis se realiza la determinación de la respuesta estructural, o sea de los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, esfuerzos, flechas y deformaciones. En el contexto de los métodos de diseño por estado límite, el análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las diferentes secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas internas resistentes, a fin de verificar si se cuenta con la seguridad adecuada. Ocasionalmente, se hace necesario obtener como producto del análisis las deformaciones verticales y horizontales de algunos elementos estructurales para su comparación con los valores que definen estados límite de servicio.

El análisis constituye la etapa más "científica" del proceso de diseño, aquella en que se emplean métodos de la mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas frecuentemente muy refinadas. El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas con el desarrollo de los métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procedimientos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración. Con estos procedimientos se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructuras, por más compleja que ésta sea, recurriendo al empleo de programas de cómputo, con los que se pueden realizar en poco tiempo y a un costo razonable las millones de operaciones numéricas que una solución de este tipo implica.

Para los ejemplos de esta tesis utilizaremos uno de los métodos más exactos que se han empleado para resolver estructuras continuas que es el método de Cross.

VI.3.- METODO DE CROSS (METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS)

Fue de Ritter la idea original que más adelante habrá de desarrollar Hardy Cross, en la invención del método de análisis de estructuras continuas, que lleva su nombre o de Distribución de Momentos.

El método consiste en esencia, en suponer una estructura virtual cuyos nudos son absolutamente rígidos, en otras palabras, no se admiten desplazamientos ni giros de las extremidades de las piezas, que concurren en los nudos y después se llega a la estructura real permitiendo sucesivamente giros y desplazamientos, deshaciendo paulatinamente la rigidez supuesta.

En forma resumida el método se desarrolla así: Supóngase que se trata de analizar la viga continua mostrada en la figura 31, la cual está sujeta a la acción de las cargas indicadas, longitudes y momentos de inercia diferentes.

Ahora partimos de la suposición de que los tramos L_1 , L_2 y L_3 estén incomunicados y sus extremos perfectamente empotrados (la determinación de los momentos de empotramiento perfecto no ofrece dificultad).

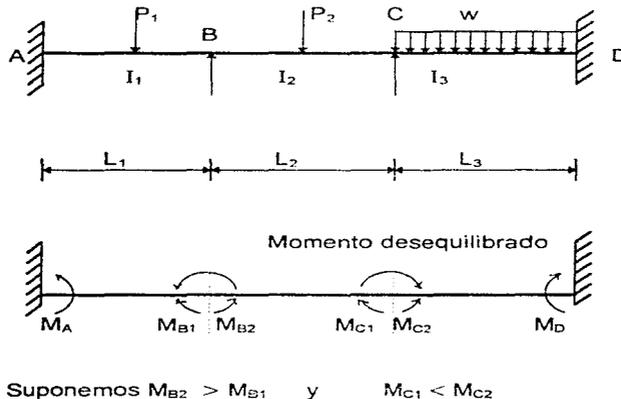


Figura No. 31
Viga continua

Si a continuación liberamos un nudo restableciendo la continuidad, en este se sumarán algebraicamente los momentos de empotramiento perfecto, que actuaban en los extremos de las piezas que concurren en el nudo, cuando se consideraban incomunicados, así en la figura 31, en el apoyo B al liberar el nudo aparecerá un momento que no estará equilibrado si la suma algebraica de momento en B no es cero, por los extremos de las piezas L_1 y L_2 , que concurren en B tratarán de girar.

Ahora bien, para evitar dicho giro es indispensable aplicar en el nudo B un momento igual y de sentido contrario al desequilibrado, momento que las piezas tomarán entre ellas proporcionalmente a su capacidad a resistir flexión, es decir a su rigidez.

Pero cuando los extremos de las piezas que concurren en el nudo liberado, se reparten el momento equilibrante, en los extremos opuestos aparecen dos efectos de la repartición anterior, unos momentos, cuya intensidad es necesario determinar y que producen nuevo desequilibrio, siendo preciso nuevamente en todos los nudos realizar el equilibrio por nueva distribución de los momentos transmitidos y repetir la operación de transporte de cierta cantidad de los momentos a los extremos opuestos.

Ahora bien, existen 2 cuestiones importantes por resolver:

- ¿De que intensidad son los momentos que aparecen en los extremos opuestos a aquellos que concurren en un nudo, el cual se ha liberado?
- ¿Qué cantidad del momento equivalente le corresponde a cada extremo de las piezas que concurren en el nudo liberado?

Supóngase que tomamos el claro BC de la (figura 32) y que llamamos M_2 al momento que le correspondió al extremo B de la pieza BC, por efecto de la distribución del momento equilibrante en B; pues bien, por efecto de M_2 aparecerá en C un momento M_c , cuyo valor podemos determinar si recordamos que la deformación angular en C vale cero cuando en C hay empotramiento.

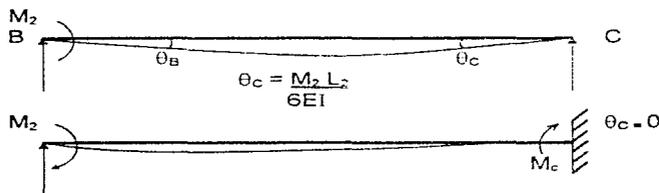


Figura No. 32 Deformación angular entre los apoyos B y C

Así pues, aplicando el primer teorema de Mohr encontramos que:

$$\theta_c = 0 = \frac{M_2 L_2}{6 E I_2} - \frac{M_c L_2}{3 E I_2}$$

$$M_2 = 2 M_c \quad \text{Y} \quad M_c = 1/2 M_2$$

Al coeficiente 1/2 le llamaremos factor de transporte o α y siempre es igual a 1/2, tratándose de piezas de sección constante.

Por lo tanto, si en el extremo de una pieza o barra, se aplica un momento en el otro extremo aparecerá un momento, cuya intensidad es 1/2 del momento aplicado en el extremo opuesto.

La segunda cuestión por resolver, consiste en cuantificar los momentos que corresponden a los extremos de las piezas que concurren en nudo liberado.

Pues bien en la figura 33 se muestra el caso de que se ha tratado y en el punto B, se aplica el momento equilibrante M haciendo caso omiso de cargas y peso propio de la viga tratará de flexionarse como ahí se indica:

$$\theta_1 = \theta_2$$

Ahora el problema consiste en determinar las deformaciones angulares; recordando el 1er. teorema de las áreas, se tendrá.

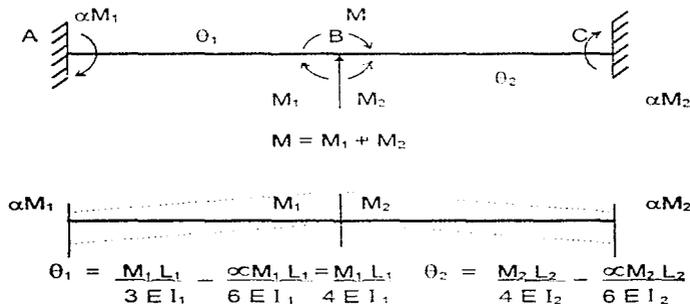


Figura No. 33
Deformación angular entre los puntos A y C

$$a) M = M_1 + M_2$$

$$b) \theta_1 = \frac{M_1 L_1}{3 E I_1} - \infty \frac{M_1 L_1}{6 E I_1}$$

$$c) \theta_2 = \frac{M_2 L_2}{3 E I_2} - \infty \frac{M_2 L_2}{6 E I_2}$$

Ahora bien $\infty = 1/2$

$$\therefore \theta_1 = \frac{M_1 L_1}{4 E I_1}$$

$$\theta_2 = \frac{M_2 L_2}{4 E I_2}$$

Y de lo que:

$$d) \frac{M_1 L_1}{4 E I_1} = \frac{M_2 L_2}{4 E I_2}$$

Del sistema a) y d) nos queda:

$$M_1 = M \frac{4 E I_1 / L_1}{\frac{4 E I_1}{L_1} + \frac{4 E I_2}{L_2}}$$

$$M_2 = M \frac{4 E I_2 / L_2}{\frac{4 E I_1}{L_1} + \frac{4 E I_2}{L_2}}$$

Ahora si a las cantidades $4 E I/L$ les designamos con el nombre de **rigidez**, entonces, podemos expresar que el momento equilibrante se reparte **proporcional** a las rigideces de las piezas que concurren en el nudo.

Quedándose como expresión general la siguiente:

$$e) M_n = \frac{r_n}{\sum r} M$$

Expresión en la cual:

$$r = \frac{4 E I}{L}$$

Así pues, si tratamos de definir gramaticalmente la rigidez, diríamos que es la capacidad de una pieza a resistir la flexión.

Por otra parte para nuestros fines, se definirá como el momento que habrá que aplicar en el extremo apoyado de una viga empotrada y apoyada para producir en él una deformación angular igual a 1.

Explicuemos. Supongamos que se tiene la viga libremente apoyada mostrada en la figura 34(a) y que se aplica en el extremo A un momento M.

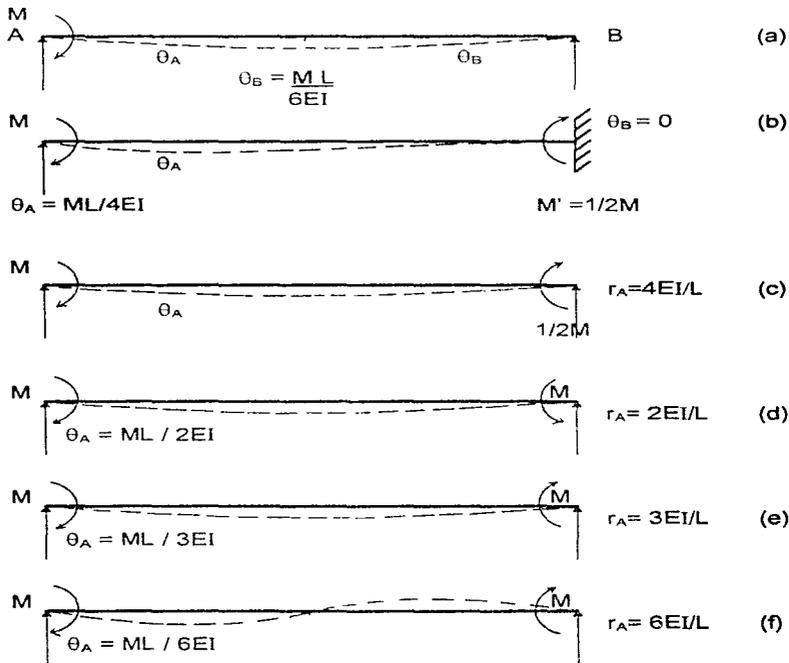


Figura No. 34
Viga libremente apoyada

Si calculamos las deformaciones angulares en A y B encontramos que:

$$\theta_A = \frac{ML}{3EI}$$

$$\theta_B = \frac{ML}{6EI}$$

Ahora bien, si consideramos que el extremo B está empotrado entonces la deformación angular valdría cero. Así pues, para lograr que θ_B sea cero, es necesario aplicar en B un momento del mismo sentido que M y una intensidad tal que nos anule la deformación producida por M.

Si llamamos M' al momento aplicado en B encontraremos (fig. 34b) que:

$$\theta_B = \frac{ML}{6EI} - \frac{M'L}{3EI} = 0$$

$$f) M' = 1/2 M$$

Resultado ya presentado.

Si además calculamos la deformación angular en A tendremos:

$$\theta_A = \frac{ML}{3EI} - \frac{M'L}{6EI} = \frac{M'L}{4EI}$$

Si de acuerdo con nuestra definición de rigidez igualando con 1, tendremos:

$$\theta_A = 1 = \frac{ML}{4EI}$$

Despejando el momento M nos quedará:

$$g) M = r = \frac{4EI}{L}$$

Cuando en uno solo de los extremos aparezca un momento M y en otro nada, es decir, si el momento en dicho extremo es nulo entonces la rigidez vale $3EI/L$ es decir 0.75 de $4EI/L$ que es la rigidez que tomaremos como tipo; véase fig. 34e.

Ahora cuando en los dos extremos aparezcan momentos de igual intensidad pero sentido contrario (fig. 34d), es decir en casos de simetría, la rigidez será $2EI/L$.

Y cuando aparezcan dos momentos iguales, y del mismo signo, en los extremos (fig. 34f), se tendrá una rigidez $6EI/L$, esto sucede en los casos de cargas antimétricas.

En síntesis podemos expresar los resultados obtenidos como sigue:

Al aplicarse a un nudo al cual concurren varias piezas, un momento equilibrante cuyo valor absoluto sea igual a la suma algebraica de los momentos que se presentan en los extremos que se juntan en el nudo considerando las piezas como doblemente empotradas, cada extremo concurrente absorberá una cantidad del momento absorbido multiplicado por el factor de transporte que en vigas de sección constante es igual a $1/2$.

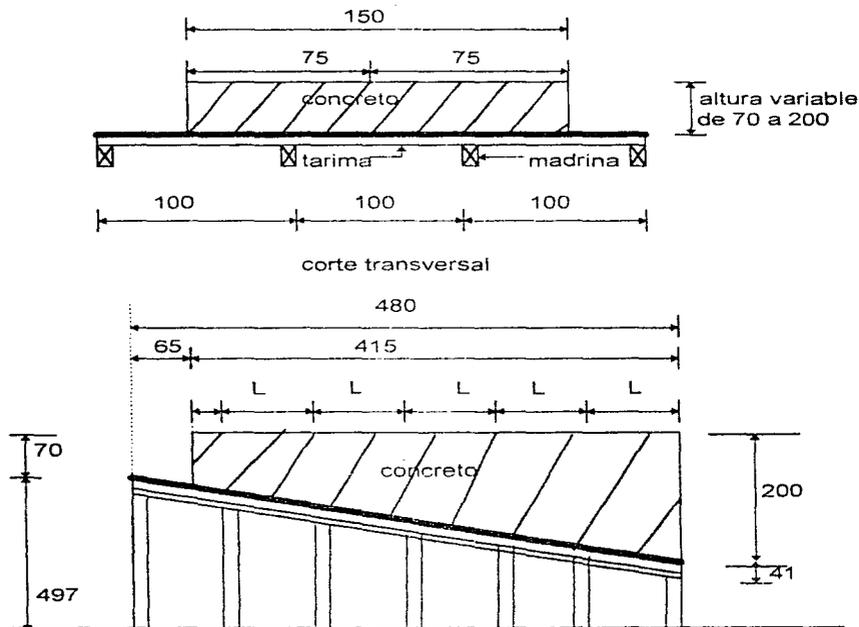
El método de distribución de momentos, puede reducirse a los siguientes pasos:

- 1° Calcular momentos de empotramiento en los extremos de cada pieza de la estructura, considerándolas como doblemente empotrada.
- 2° Sumar algebraicamente los valores de los momentos de empotramiento de los extremos de las piezas que concurren en un nudo.
- 3° Distribuir entre las piezas que concurren en el nudo proporcionalmente a las rigideces el momento equilibrante.
- 4° Transportar a los extremos opuestos de las piezas que concurren en el nudo, la mitad del momento que se obtuvo en la distribución.
- 5° Repetir los pasos 3 y 4, cuantas veces se crea conveniente teniendo la aproximación deseada.

VI.4.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO DE MADERA DEL CAPITEL DE PUENTE VEHICULAR

Para el diseño del apuntalamiento, lo primero que se hará es obtener la longitud de la separación de los puntales, teniendo en cuenta que la geometría del elemento en cuestión es variable, en función de la variación de carga y utilizando las herramientas que nos proporciona el diseño por flexión y flecha. Después se propondrá una sección y se revisará con las fórmulas de Euler que son las que se utilizan para elementos verticales sometidos a compresión.

Proponemos el siguiente arreglo geométrico:



Corte longitudinal
Figura No. 35 Puntales de capitel

Determinación de la longitud "L" de la madrina utilizando las fórmulas para diseño de piezas en flexión y flecha.

La carga total por el ancho tributario, según figura 36.

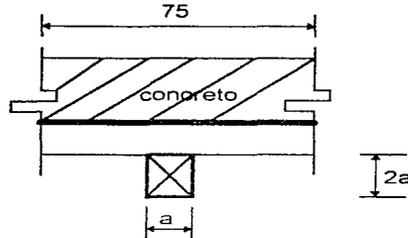


Figura No. 36
Corte transversal

El valor de la carga total $F = (147.9475) (75) = 11,096.06 \text{ kg}$

y la carga repartida $W = 11,096.06 / L' (\text{kg/cm})$

Recordando que L' es la proyección horizontal de la longitud diagonal de la separación entre tarimas.

El momento flexionante actuante:

$$M = \frac{WL'}{10} = \frac{11,096.06 \times L'}{10}$$

$$M = 1,109.61 \cdot L' \text{ (kg} \cdot \text{cm)}$$

Y el momento resistente:

$$M_R = F_R F_{tu} S \phi$$

$$\text{Donde: } S = 0.67 a^3$$

$$M_R = 0.80 \times 170 \times 0.80 \times 1.33 \times 1.15 \times 1.25 \times 0.80 \times 0.67 \times a^3$$

$$M_R = 11.4944 a^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Igualando los momentos: $M = M_R$

$$111.4944 a^3 = 1,109.61 L'$$

$$L' = \frac{11,4944 a^3}{1,109.61}$$

Sea $a = 4''$ (9.1 cm) $L' = 0.1005 a^3$ (4'' x 8'')

Entonces: $L' = 0.1005 (9.1)^3 = 78.4986$ cm

y $L = L' / \cos \alpha = 82.26$ cm

El valor por deflexión: $\Delta = \frac{3 W(L')^4}{384 EI}$

Donde: $E = 100,000$ (kg/cm²)
 $I = 0.67 a^4$ (cm⁴)
 $W = 11,096.06 / L'$

Igualando con la deflexión permisible $\frac{L'}{480}$

$$\frac{3 \times 11,096.06 L'^3}{384 \times 100,000 \times 0.67 a^4} = \frac{L'}{480}$$

$$\frac{0.0013 L'^2}{a^4} = 0.0021$$

$$L' = \sqrt{0.0021/0.0013} (a^2) = 1.27$$

Si $a = 4''$

$$L' = 1.27 (9.21)^2$$

$$L' = 107.81$$
 cm

Recordando que $\alpha = 17^\circ 23' 36''$

$$L = L' / \cos \alpha = 112.97$$
 cm

Se comparan las longitudes y se propone la mas corta para estar dentro de los parámetros del diseño, por lo tanto :

Se propone tomar $L = 80 \text{ cm}$

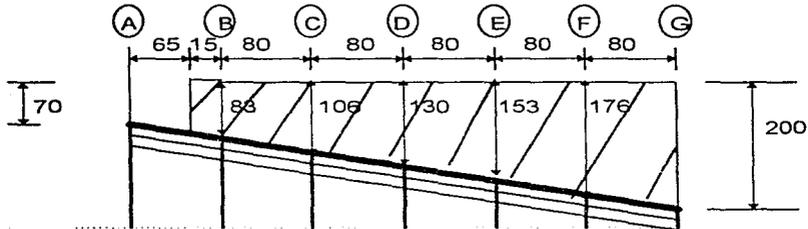


Figura No. 37
Distribución de apoyos

Con la distribución de apoyos, las alturas del concreto, así como los pesos que se tienen que tener en cuenta para la distribución de cortantes, apoyándonos en el método de Croos se obtienen los momentos para calcular las reacciones en los apoyos y utilizando las fórmulas de Euler se revisa la sección que se propondrá.

Análisis de las descargas en los ejes "A" "B" "C" "D" "F" y "G"

Para las cargas:	Peso propio concreto	0.0024 kg/cm ²
	Peso propio cimbra	0.0075 kg/cm ²
	Carga viva (C.V.)	0.0250 kg/cm ²

Para cada tramo tenemos:

$$W_1 = 0.0024 [(70 + 83) / 2 + 13.42] \times 15 \times 75 = 243 \text{ kg}$$

$$W_2 = 0.0024 [(83 + 106) / 2 + 13.42] \times 80 \times 75 = 1.554 \text{ kg}$$

$$W_3 = 0.0024 [(106 + 130) / 2 + 13.42] \times 80 \times 75 = 1.893 \text{ kg}$$

$$W_4 = 0.0024 [(130 + 153) / 2 + 13.42] \times 80 \times 75 = 2.281 \text{ kg}$$

$$W_5 = 0.0024 [(153 + 176) / 2 + 13.42] \times 80 \times 75 = 2.562 \text{ kg}$$

$$W_6 = 0.0024 [(176 + 200) / 2 + 13.42] \times 80 \times 75 = 2.901 \text{ kg}$$

$$\text{SUMA: } 11.384 \text{ kg}$$

Si la variación de carga es:

Mínima 0.2005 kg/cm²

Máxima 0.5125 kg/cm²

Entonces la carga en cada apoyo será:

$$\frac{0.5125 - 0.2005}{415} = \frac{F_B}{15} = \frac{F_C}{95} = \frac{F_D}{175} = \frac{F_E}{255} = \frac{F_F}{335} = k$$

Así tenemos que:

$$F_A = 0$$

$$F_B = 15 k + 0.2005 = 0.2118 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_C = 95 k + 0.2005 = 0.2719 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_D = 175 k + 0.2005 = 0.3321 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_E = 255 k + 0.2005 = 0.3922 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_F = 335 k + 0.2005 = 0.4523 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_G = 415 k + 0.2005 = 0.5125 \text{ kg/cm}^2$$

y por el ancho tributario que es de 75 cm

$$F_A = 0$$

$$F_B = 0.2118 \times 75 = 15.88 \text{ kg/cm}$$

$$F_C = 0.2719 \times 75 = 20.39 \text{ kg/cm}$$

$$F_D = 0.3321 \times 75 = 24.91 \text{ kg/cm}$$

$$F_E = 0.3922 \times 75 = 29.41 \text{ kg/cm}$$

$$F_F = 0.4523 \times 75 = 33.92 \text{ kg/cm}$$

$$F_G = 0.5125 \times 75 = 38.44 \text{ kg/cm}$$

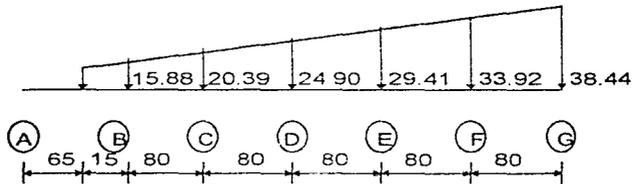
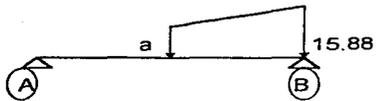


Figura No. 38
Diagrama de fuerzas

Donde en el tramo "A" "B":



$$a = 0.2005 \times 75 = 15.04 \text{ kg/cm}$$

Figura No. 39 Tramo "A" - "B"

y para los demás tramos tenemos:

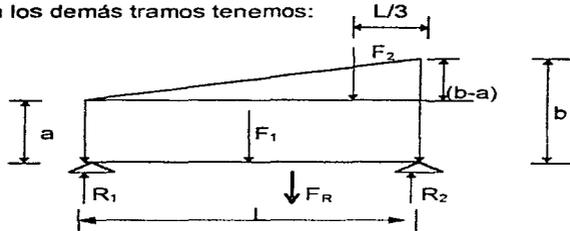


Figura No. 40 Diagrama de cuerpo libre

Donde $F_1 = a L$ y $F_2 = (b - a) L/2$

Si tomamos suma de momento:

$$a L \cdot L/2 + (b - a) L/2 = (2L) / 3 = R_2 L$$

$$a \frac{L}{2} + \frac{2(b-a)L}{6} = R_2 \quad \text{y} \quad R_2 = \frac{3aL + 2bL - 2aL}{6} = \frac{(a+2b)L}{6}$$

$$a L L/2 = (b - a) L/2 L/3 = R_1 L$$

$$a \frac{L}{2} - (b - a) \frac{L}{6} = R_1 \quad \text{y} \quad R_1 = \frac{-3aL - bL + aL}{6} = \frac{(2a + b)L}{6}$$

$$\text{y } F_R = F_1 + F_2 = aL + (b - a) L/2 = (a + b) L/2$$

Así tomamos suma de momentos en cada tramo, tenemos:

$$(65 + 7.5) 15.04 \times 15 + (65 + 10) (15.88 - 15.04) \times 15 \times 0.5 = 80 R_B$$

$$R_B \text{ izquierdo} = \frac{16,356 + 472.50}{80} = 210.4 \text{ kg}$$

$$-7.5 (15.04 \times 15) - 5 \times (15.88 - 15.04) \times 15 \times 0.5 + 80 R_A = 0$$

$$R_A = \frac{1,692 + 31.50}{80} = 21.50 \text{ kg}$$

Para los demás tramos:

$$R_B \text{ derecho} = \frac{(2 \times 15.88 + 20.39)}{6} \times 80 = 695.33$$

$$R_C \text{ izquierdo} = \frac{(15.88 + 2 \times 20.39)}{6} \times 80 = 755.47$$

$$R_C \text{ derecho} = \frac{(2 \times 20.39 + 24.91)}{6} \times 80 = 875.87$$

$$R_D \text{ izquierdo} = \frac{(20.39 + 2 \times 24.91)}{6} \times 80 = 936.13$$

$$R_D \text{ derecho} = \frac{(2 \times 24.91 + 29.41)}{6} \times 80 = 1,056.40$$

$$R_E \text{ izquierdo} = \frac{(24.91 + 2 \times 29.41)}{6} \times 80 = 1,116.40$$

$$R_E \text{ derecho} = \frac{(2 \times 29.41 + 33.91)}{6} \times 80 = 1,236.40$$

$$R_F \text{ izquierdo} = \frac{(29.41 + 2 \times 33.91)}{6} \times 80 = 1,296.40$$

$$R_F \text{ derecho} = \frac{(2 \times 33.91 + 38.44)}{6} \times 80 = 1,416.80$$

$$R_G \text{ izquierdo} = \frac{(33.91 + 2 \times 38.44)}{6} \times 80 = 1,477.20$$

Con los momentos que se obtuvieron con el método de Croos y haciendo suma de momentos en cada uno de los apoyos se tiene :

En el apoyo:	"B"	$R_A = 95.58 \text{ kg}$
	"C"	$R_B = 911.03 \text{ kg}$
	"D"	$R_C = 1,572.34 \text{ kg}$
	"E"	$R_D = 1,980.50 \text{ kg}$
	"F"	$R_E = 2,458.02 \text{ kg}$
	"G"	$R_F = 2,303.93 \text{ kg}$

Suma de fuerzas:

$$R_A + R_B + R_C + R_D + R_E + R_F + R_G = 11,384$$

$$R_G = 11,384 - 9,321.40 \text{ kg}$$

$$R_G = 2,062.60 \text{ kg}$$

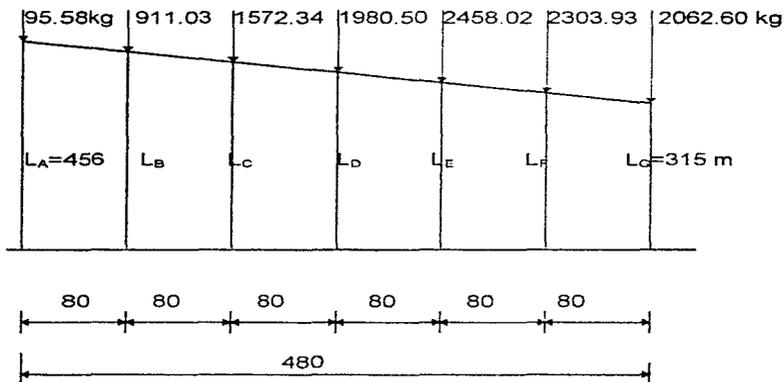


Figura No.41
Distribución de alturas

$$k = \frac{4.56 - 3.15}{4.80} = \frac{3.15 + h_B}{4.00} = \frac{3.15 + h_C}{3.20} = \frac{3.15 + h_D}{2.40} = \frac{3.15 + h_E}{1.60} = \frac{3.15 + h_F}{0.80} = \frac{3.15 + h_G}{0.00}$$

$$k_B = 3.15 \quad 4k = 3.15 \quad y \quad k = 0.29375$$

$$L_B = 4.00 k + 3.15 = 4.325 \text{ m}$$

$$L_C = 3.20 k + 3.15 = 4.090 \text{ m}$$

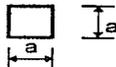
$$L_D = 2.40 k + 3.15 = 3.855 \text{ m}$$

$$L_E = 1.60 k + 3.15 = 3.620 \text{ m}$$

$$L_F = 0.80 k + 3.15 = 3.385 \text{ m}$$

$$L_G = 0.00 k + 3.15 = 3.150 \text{ m}$$

Se propone una sección rectangular:



Donde: $I = \frac{a^4}{12} = 0.083 a^4$, $A = a^2$

$$r = \sqrt{0.083 a^4 / a^2} = 0.29a \text{ cm}$$

Si $\frac{kL}{r} \leq 40$

Entonces: $kL = r \cdot 40$ y $r_{\min} = \frac{kL}{40}$

$$\frac{kL}{0.29a} = 40 \quad kL = 11.6 a$$

Sea: $a = 9.21$ (4" x 4")

$$kL = 106.8 \text{ cm}$$

y la carga crítica:

$$P_{CR} = F_R k_d k_C k_h \frac{\pi^2 E I}{(kL)^2} \quad (3.15) \text{ R.C.D.F.}$$

Donde:

$$\begin{aligned}F_R &= 0.7 \\k_d &= 1.33 \\k_c &= 1.15 \\k_h &= 0.80 \\E &= 65.000 \text{ kg/cm}^2 \\I &= 0.083 a^4 = 597 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

Se obtiene la carga crítica que resiste el elemento con la carga mas grande que actúa en los puntales y si la carga crítica P_{CR} es mayor, el elemento que se propone nos dará seguridad.

$$P_{CR} = 28,759 \text{ kg} \quad >> \quad 2,458.02 \text{ kg}$$

VI.5.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO DE MADERA DE LA LOSA DE EDIFICIO COMERCIAL

Para el diseño del apuntalamiento primero se obtiene la separación de los puntales que están en función de la flexión del cerco. Después se propone una sección y se revisa con las fórmulas de Euler que son las que se utilizan para elementos verticales sometidos a compresión.

Recordando del capítulo V.6 que la separación del cerco es de 238 cm .



Figura No.42
Puntales de losa local comercial

La carga en viga madrina:

$$W_L = 0.0853 \text{ kg/cm}^2 \times 238 \text{ cm} = 20.30 \text{ kg/cm} = 2,030 \text{ kg/m}$$

La sección (a) (2 a)

$$I = \frac{8 a^4}{12} = 0.67 a^4 \quad (\text{Momento inercia})$$

$$S = \frac{0.67 a^4}{0.0 a} = 1.33 a^3 \quad (\text{Módulo sección})$$

Se propone sección 2" x 4" (4.13 x 10.2 cm)

$$I = 195 \text{ cm}^4$$

$$S = 94 \text{ cm}^3$$

La longitud por flexión $L = 0.32 \sqrt{f/w}$

Donde:

$$f = F_R F_{tu} S$$

$$f = 0.80 \times 170 \times k_h \times k_d \times k_c \times k_p \times k_{CL} \times 94 \times 1.00$$

$$y \quad k_h = 0.80$$

$$k_d = 1.33$$

$$k_c = 1.15$$

$$k_p = 1.25$$

$$k_{CL} = 0.80$$

$$\text{Así } f = 15,643$$

$$y \quad L = 0.32 \sqrt{15,643 / 2,030} = 0.88 \text{ m} \cong 90 \text{ cm}$$

Por flecha:

$$L = 0.033 \sqrt[3]{EI/W} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{100,000 \times 195}{2,030}} = 70 \text{ cm}$$

$$E = 100,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Madera clase A}$$

Tomamos 70 cm

Así en planta:

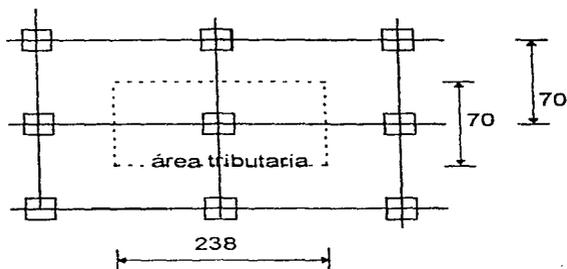


Figura No. 43 Area tributaria

CALCULO DE PUNTALES

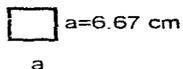
El área tributaria:

$$A = 0.70 \times 2.38 = 1.67 \text{ m}^2$$

$$\text{La carga} = 0.0853 \text{ kg/cm}^2 = 853 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 853 \times 1.67 = 1,424.51 \text{ kg}$$

Para puntal de 3" x 3"



$$A = 44.46 \text{ cm}^2$$

La altura de entrepiso es de $H = 2.40 \text{ m}$

y la altura neta $h = 2.40 - (\text{espesor de cimbra})$

$$h = 2.40 - (1.3 + 0.102 + 0.102) = 2.183 \text{ m}$$

$$\text{y } \frac{h}{a} = \frac{218.3}{6.67} = 33$$

La compresión admisible P_R en kg

$$P_R = F_R F_{tu} A$$

Donde:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.7 \text{ Factor de reducción de resistencia} \\ F_{tu} &= f_{cu} k_h k_d \\ f_{cu} &= 120 \text{ kg/cm}^2 \\ k_h &= 0.80 \\ k_d &= 1.25 \\ A &= 44.46 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Así tenemos: $P_R = 0.7 \times 120 \times 0.80 \times 1.25 \times 44.46$

$$P_R = 3,734.6 \text{ kg}$$

El factor de seguridad: $F.S. = \frac{3,734.6}{1,424.5} = 2.6$

El valor de carga crítica de pandeo:

$$P_{CR} = F_R \frac{\pi^2 E_{005} I}{(k_L)^2} (k_d k_c k_h)$$

Donde:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.7 \\ E_{005} &= 65,000 \\ I &= \frac{(6.67)^3}{12} = 165 \text{ cm}^4 \\ k_L &= 1 \times L \\ k_d &= 1.25 \\ k_c &= 1.15 \\ k_h &= 0.80 \end{aligned}$$

Así tenemos que:

$$P_{CR} = 0.7 \frac{\pi^2 \times 65,000 \times 165}{(L)^2} \times (1.21 \times 1.19 \times 0.80)$$

Sea: $P_{CR} = 1,424.5$ Como valor mínimo

Despejando la longitud máxima para el apoyo de puntal, tenemos que:

$$L = \sqrt{\frac{0.7 \times \pi^2 \times 65,000 \times 165 \times 1.25 \times 1.15 \times 0.80}{1,424.5}}$$

$$L = 244 \text{ cm}$$

Comparando la longitud obtenida con la real se observa que está dentro de los parámetros y se concluye que la sección propuesta es la correcta.

$$L = 244 \text{ cm} > 240 > 218.3 \text{ cm}$$

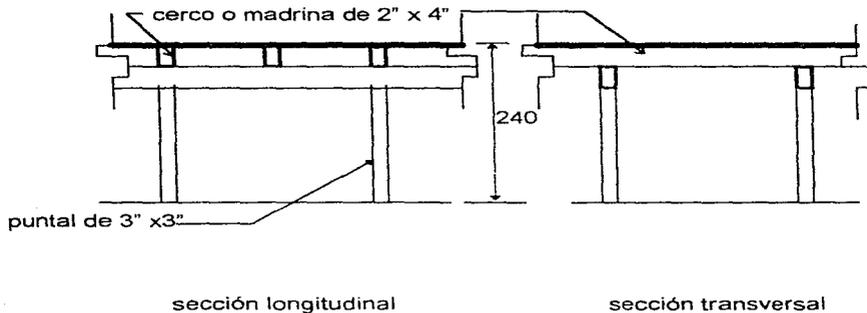


Figura No.44
Separación de puntales

VI.6.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO METALICO DEL CAPITEL DE PUENTE VEHICULAR

Sea la siguiente distribución propuesta con andamio metálico.

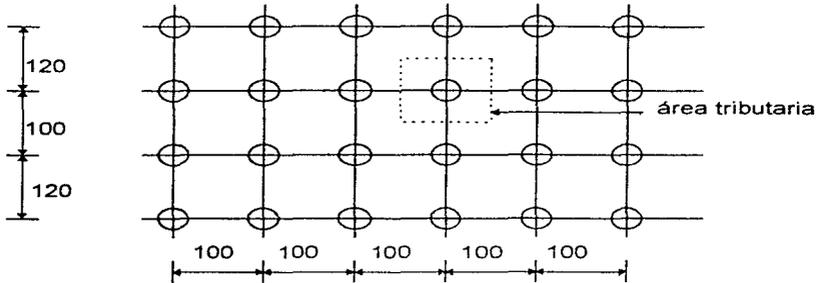


Figura No. 45
Planta de distribución de puntales metálicos

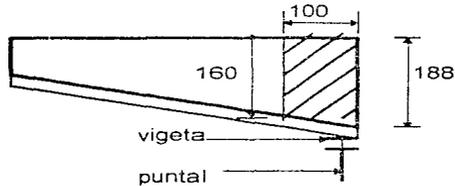


Figura No. 46
Sección de capitel

Se usará la tarima de madera como cimbra de concreto.

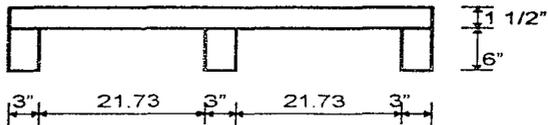


Figura No. 47
Sección de tarima

Con un polín cargador de 4" X 8"

La carga total:

$$\text{Muerta } (1.64 + 1.88) / 2 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.4 \text{ t/m} = 4.22 \text{ ton}$$

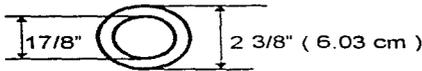
$$\text{Viva } 250 \text{ k/m}^2 = 0.25 \text{ t/m}^2 \times 1.00 \times 1.00 = 0.25 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio cimbra: } 75 \text{ kg/m}^2 = 0.075 \text{ t/m}^2 \times 1.00 \times 1.00 = \underline{0.075} \text{ ton}$$

4.545 ton

Si utilizamos tubo ϕ 2 3/8" (diámetro exterior) 6.03 cm = D

ϕ 1 7/8" (diámetro interno) 4.70 cm = d



$$\text{Area neta} = \pi/4 (D^2 - d^2) = 10.76 \text{ cm}^2$$

Las propiedades geométricas:

$$I = \frac{\pi (D^4 - d^4)}{64} = \frac{\pi (1,322 - 513)}{64} = 39.70 \text{ cm}^4$$

Acero grado estructural, alta resistencia con $f_y = 4,394 \text{ kg/cm}^2$

y módulo elástico $E = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$

La carga de pandeo: F_{CR}

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2'100,000 \times I}{L^2} = 2.07 \times 10^7 \frac{I}{L^2}$$

$$F_{CR} = \frac{2.07 \times 10^7 \times 39.70}{L^2} = \frac{8.2 \times 10^8}{L^2}$$

Para el I_{\min} tenemos que:

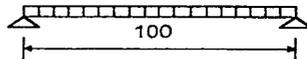
$$I_{\min} = \frac{F \times (F.s.) \times L^2}{\pi^2 \times E}$$

Donde: $I_{\min} = 39.70$
 $F.s. = 3$

Así $L = \sqrt{\frac{I_{\min} \times \pi^2 \times E}{F (F.s)}} = 245 \text{ cm}$

y $F_{CR} = \frac{8.2 \times 10^8}{(245)^2} = 13,661.00 \text{ kg}$

La carga para la vigueta



Sea una viga

Figura No. 48
Vigueta de 100 cm de claro

Donde: $w = 4.545 \text{ ton/m} = 45.45 \text{ kg/cm}$

El momento máximo: $M = \frac{wL^2}{8} = \frac{(4.545)(1.00)}{8} = 0.568 \text{ ton} \cdot \text{m}$

El esfuerzo actuante: $f = \frac{M}{S}$

Donde $S = \frac{I}{y}$

Si tenemos vigueta de 4" (10.16 cm)

$$A = 14.58 \text{ cm}^2$$

$$I = 253 \text{ cm}^4$$

$$S = 50 \text{ cm}^3$$

El esfuerzo permisible a tensión por flexión

$$f = 0.5 f_y = 0.5 \times 2,530 = 1,265 \text{ kg/cm}^2$$

Si $f = f$; $M/S = 1,265$

$$S = \frac{M}{2165} = \frac{56,800}{2165} = 45 \text{ cm}^3 < 50 \text{ cm}^3$$

Al comparar los módulos de sección y el módulo de las propiedades de la viga es mayor que el que se requiere se concluye que:

Viga 4" \Rightarrow BIEN

VI.7.- DISEÑO DEL APUNTALAMIENTO METALICO DE LOSA DE EDIFICIO COMERCIAL

Tenemos la carga total:

$$P = 0.0853 \times 238 \times 70 = 1,424.51 \text{ kg}$$

Proponemos equipo estándar donde $D = 5.40 \text{ cm}$ y $d = 3.48 \text{ cm}$



$$I = \frac{\pi (D^4 - d^4)}{64} = \frac{\pi (5.40^4 - 3.48^4)}{64} = 9.43 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{\pi (D^2 - d^2)}{4} = 3.60 \text{ cm}^2$$

La carga de pandeo:

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 E I}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,700,000 \times I}{L^2}$$

$$F_{CR} = \frac{1.95 \times 10.8}{L^2}$$

Para
$$I_{min} = \frac{F (F.s) L^2}{\pi^2 E}$$

$$I_{\min} = 9.43$$

$$F.S. = 3$$

$$L = \sqrt{\frac{I_{\min} \times \pi^2 E}{F (F.s)}} = 214 \text{ cm}$$

$$y \quad F_{CB} = \frac{1.95 \times 10.8}{(214)^2} = 4,258$$

La carga para la vigueta:

Sea una viga

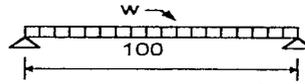


Figura No.49
Vigueta de 100 cm de claro

Donde: $w = 1.424 \text{ ton/m} = 14.24 \text{ kg/cm}$

El momento máximo: $M = \frac{wL^2}{8} = \frac{(1.424)(1.00)}{8} = 0.178 \text{ ton} \cdot \text{m}$

El esfuerzo actuante: $f = \frac{M}{S}$

Donde : $S = \frac{I}{y}$

$$A = 14.58 \text{ cm}^2$$

$$I = 253 \text{ cm}^4$$

$$S = 50 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible a tensión por flexión:

$$f = 0.5 f_y = 0.5 \times 2,530 = 1,265 \text{ kg/cm}^2$$

Si $f = f'$ $M / S = 1,265$

$$S = \frac{M}{1265} = \frac{17,800}{1265} = 14.07 \text{ cm}^3 < 50 \text{ cm}^3$$

Viga 4" \Rightarrow BIEN

VII.- COMPARATIVA DE COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCION

VII.- COMPARATIVA DE COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCION

VII.1.- CUANTIFICACION

La madera debería cuantificarse en el sistema métrico decimal, es decir, por metro cúbico, mas la práctica es hacerlo a base de "pie tablón", definiendo como pie tablón la cantidad de madera que integra un elemento de un pie de ancho por un pie de largo por una pulgada de espesor; por lo tanto, un pie tablón debe ser igual al volumen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones (ver figura 50).

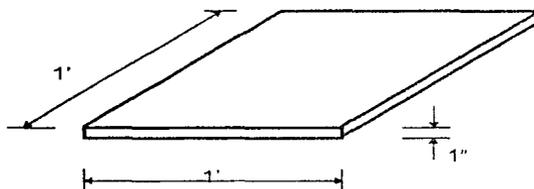


Figura No. 50
Pie tablón

De manera práctica, se proponen las siguientes fórmulas para cuantificar pies tablón:

$$A) \frac{a'' \times b'' \times c'}{12} = \text{P. T.}$$

$$B) \frac{a'' \times b'' \times c'}{3.657} = \text{P. T.}$$

a = Es la dimensión mínima de la pieza en pulgadas.

b = Es la dimensión media de la pieza en pulgadas.

c = Es la dimensión máxima de la pieza en pies o en metros.

Para facilitar la cuantificación de madera en cimbras, se propone el uso de factores, que son los siguientes:

Factor de contacto "F.C.".- Es el cociente expresado en forma de quebrado de la unidad a la cual queremos referir el estudio (m^2 en nuestro caso) entre el área de contacto real (en la misma unidad) de la porción del elemento analizado.

Factor de desperdicio "F.D.".- Es el porcentaje expresado en forma decimal de la cantidad total de madera rota o perdida en la elaboración y durante los diferentes usos de una cimbra.

Factor de usos "F.U.".- Es el cociente expresado en forma de quebrado del uso unitario de un elemento de cimbra entre el número de usos propuestos.

VII.2.-CUANTIFICACION DE TARIMA DE CABEZAL

Para la cuantificación de la tarima de cabezal tomamos una sección de 100 x 63.47 cm, con un área de $0.6347 m^2$ como se indica en la figura 51.

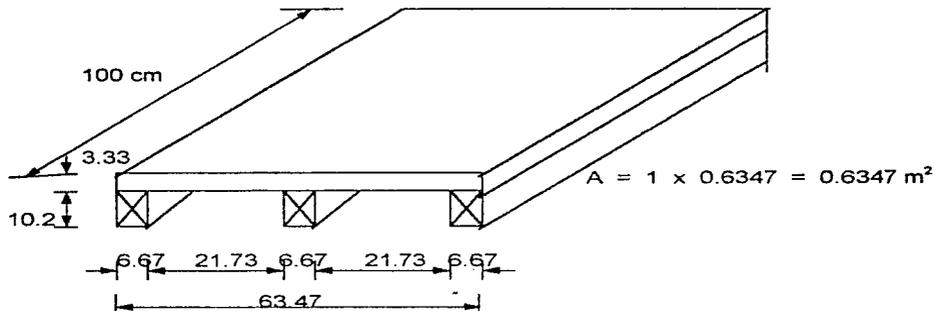


Figura No. 51
Sección tarima de cabezal

Obteniendo el volumen de la sección tenemos que:

$$\text{Cercos} \quad 3 \times 0.667 \times 0.152 \times 1.00 = 0.0304 \text{ m}^3$$

$$\text{Tablón} \quad 0.0333 \times 1.00 \times 1.00 = \underline{0.0333 \text{ m}^3}$$
$$0.0637 \text{ m}^3$$

Y teniendo en cuenta que un pie tablón es:

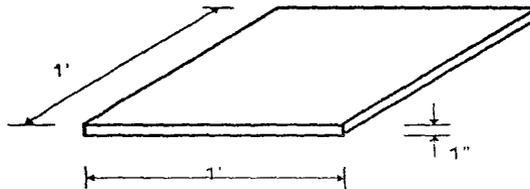


Figura No. 52
Pie tablón

$$0.0254 \times 12 \times 0.0254 \times 12 \times 0.0254 = 0.0024 \text{ m}^3/\text{pt}$$

Dividiendo los metros cúbicos que se obtienen de la sección entre los metros cúbicos por pie tablón, obtenemos el número de pies tablón por metro cuadrado.

$$\frac{0.0637}{0.0024} = 26.54 \text{ pt}$$

$$\text{área de sección} = 0.657 \text{ m}^2$$

$$\frac{26.54 \text{ pt}}{0.657 \text{ m}^2} = 41.81 \text{ pt/m}^2$$

Obtenemos los metros cuadrados de la tarima

$$\text{Area de fondo} = 3.00 \times 4.80 = 14.40 \text{ m}^2$$

Multiplicando el área por el número de alas y pie tablón por metro cuadrado, obtenemos el total para la tarima inferior.

$$14.40 \times 2 \times 41.81 = 1204.13 \text{ pt}$$

Considerando seis usos el pie tablón de consumo será:

$$\frac{1204.13}{6} = 200.69 \text{ pt por uso}$$

Quantificación de costados de cabezal.

Se toma una sección de 0.7116 x 1.00 m, tenemos que:

Tablón	0.7116 x 1.00 x 0.0381	= 0.0271 m ³
Cercos	2 x 0.0508 x 0.1010 x 1.0	= 0.0103 m ³
Refuerzo	4 x 0.0508 x 0.1016 x 1.00	= <u>0.0206 m³</u>
		0.0580 m ³

Obtenemos los pies tablón en metros cúbicos

$$\frac{0.058}{0.0024} = 24.17 \text{ pt}$$

Area sección = 0.7116 m

$$\frac{24.17}{0.7116} = 33.75 \text{ pt/m}^2$$

El área lateral de todo el elemento

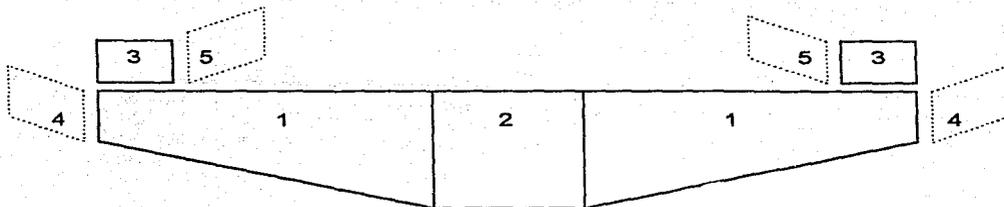


Figura No. 53
Cabezal seccionado por áreas

$$A_1 = \frac{0.70 + 2.00}{2} (4.15) 4 = 7.47 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.50 \times 2.00 \times 2 = 6.00 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \frac{(0.45 + 0.30)}{2} (0.45) 4 = 0.67 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 1.15 \times 1.60 \times 2 = 3.68 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 0.45 \times 1.60 \times 2 = \frac{1.44 \text{ m}^2}{2}$$

$$\text{Total } 19.26 \text{ m}^2$$

Obtenemos el total de pie tablón:

$$19.26 \times 33.75 = 650.025 \text{ pt}$$

Considerando seis usos el pie tablón de consumo será:

$$\frac{650.025}{6} = 108.33 \text{ pt por uso}$$

Para la adquisición de este material se cierra la cantidad en unidades comerciales a 110 pt

VII.3.-CUANTIFICACION DE TARIMA EN LOSA DE EDIFICIO COMERCIAL

Para la cuantificación de la tarima en losa de edificio comercial tomamos una sección de 1.00 x 0.5516 m con un área de 0.5516 m² como se indica en la figura 54.

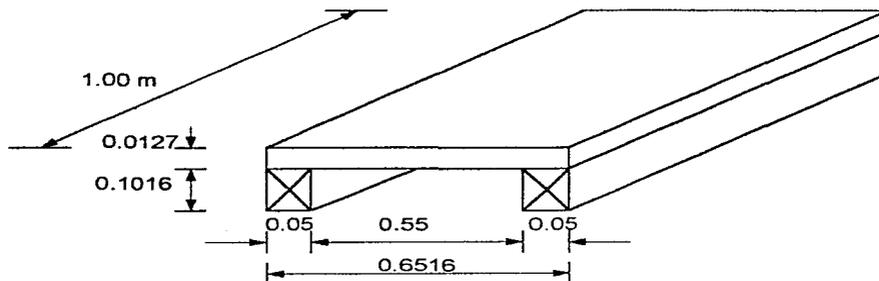


Figura No. 54
Sección de tarima de edificio comercial

Tomando la sección de 0.6326 x 1.00 m, obtendremos lo que le corresponde en metros cúbicos.

Tablón	0.6326 x 1.00 x 0.0127	= 0.008 m ³
Cercos	2 x 0.0508 x 0.1016 x 1.00	= 0.010 m ³
	Total	= 0.018 m ³

Obtenemos el número de pie tablón por sección:

$$\frac{0.018}{0.0024} = 7.5 \text{ pt}$$

Dividimos los pie tablón entre el área de la sección, obtenemos pie tablón por cada metro cuadrado de sección:

$$\frac{7.5}{0.6326} = 11.86 \text{ pt/m}^2$$

Tomando un claro de losa de 4.00 x 8.00 m, el área de contacto de la tarima de fondo es:

$$3.60 \times 7.60 = 27.36 \text{ m}^2$$

Multiplicando por pie tablón en cada metro cuadrado:

$$27.36 \times 11.86 = 324.48 \text{ pt}$$

Considerando seis usos el pie tablón de consumo será

$$\frac{324.48}{6} = 54.08 \text{ pt por uso}$$

Cuantificación de costados de traves

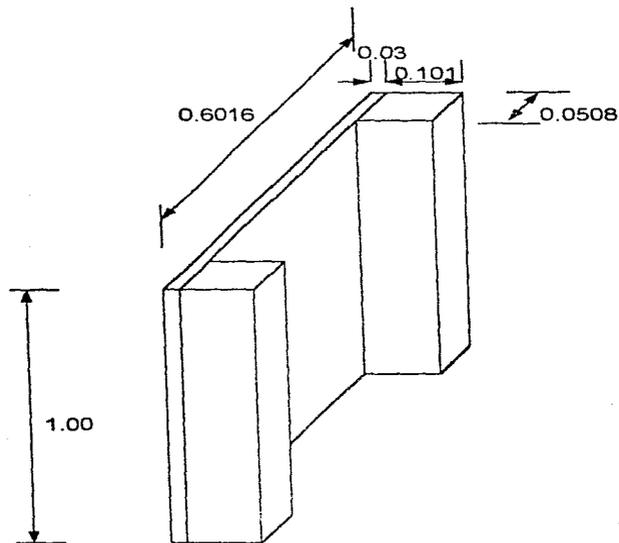


Figura No. 55
Sección costado de traves

Se toma una sección de 0.6016 x 1.00 m, tenemos que:

$$\begin{array}{lcl} \text{Tablón} & 0.0381 \times 0.6016 \times 1.00 & = 0.023 \text{ m}^3 \\ \text{Cerco} & 2 \times 0.0508 \times 0.1016 \times 1.00 & = \underline{0.010 \text{ m}^3} \\ & \text{Total} & = 0.033 \text{ m}^3 \end{array}$$

Obtenemos los pies tablón en metros cúbicos:

$$\frac{0.033}{0.0024} = 13.88 \text{ pt}$$

Dividimos en pie tablón entre el área de la sección:

$$\frac{13.88}{0.6016} = 23.08 \text{ pt/m}^2$$

Obtenemos el área de trabe en todo el perímetro de la losa de 4.00 x 8.00 m

$$A_T = (0.70 + 0.40 + 0.70) (4 + 4 + 8 + 8) = 43.20 \text{ m}^2$$

Multiplicamos por pie tablón en cada metro cuadrado.

$$43.20 \times 23.08 = 997.05 \text{ pt}$$

Considerando seis usos el pie tablón de consumo será:

$$\frac{997.05}{6} = 160.17 \text{ pt por uso}$$

Para la adquisición de este material se cierra la cantidad en unidades comerciales a 165 pt

VII.4.- CUANTIFICACION DE PUNTALES DE MADERA EN CABEZAL

Recordando la distribución de los puntales de la mitad del cabezal como se indica en las figuras 56 y 57 obtenemos los volúmenes del apuntalamiento como se muestra en la tabla VI.I.

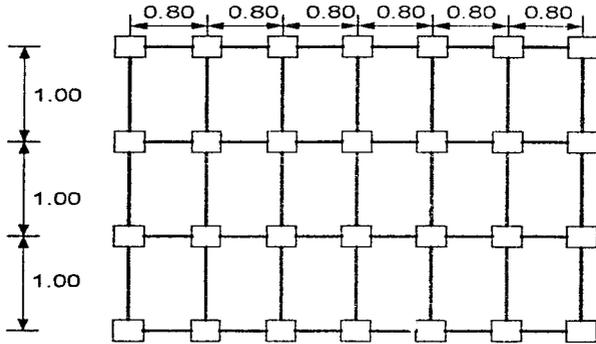
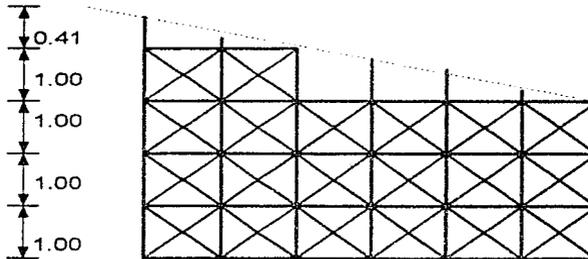


Figura No. 56
Planta de distribución de puntales



4" x 4" puntales
2" x 4" horizontales
2" x 4" contraventeos

Figura No. 57
Alzado de distribución de puntales

Para la obtención de los pie tablón que corresponden al apuntalamiento de madera en el cabezal, aplicamos la fórmula A) que se menciona en la sección VI.1 de este capítulo donde las unidades se manejan en pulgadas y pies dividiéndole entre doce y multiplicando por el número de piezas, así para todas los elementos que lo conforman obteniendo un total.

TABLA DE CUANTIFICACION DE VOLUMEN DE APUNTALAMIENTO DE CABEZAL			
ELEMENTO	DIMENSION	No. DE PIEZAS	pt
Puntal 1	4" x 4" x 14.45'	4	77.01
Puntal 2	4" x 4" x 13.73'	4	72.18
Puntal 3	4" x 4" x 13.08'	4	69.71
Puntal 4	4" x 4" x 12.26'	4	65.34
Puntal 5	4" x 4" x 11.44'	4	60.97
Puntal 6	4" x 4" x 10.62'	4	56.60
Puntal 7	4" x 4" x 9.81'	4	52.28
Horiz. b	2" x 4" x 6.54'	4	17.44
Horiz. c	2" x 4" x 19.62'	4	52.32
Horiz. d	2" x 4" x 19.62'	4	52.32
Horiz. e	2" x 4" x 19.62'	4	52.32
Horiz. f	2" x 4" x 19.62'	4	52.32
Horiz. 1	2" x 4" x 19.81'	1	13.08
Horiz. 2	2" x 4" x 19.81'	3	19.62
Horiz. 3	2" x 4" x 19.81'	7	45.78
Horiz. 4	2" x 4" x 19.81'	7	45.78
Horiz. 5	2" x 4" x 19.81'	7	45.78
Horiz. 6	2" x 4" x 19.81'	7	45.78
Horiz. 7	2" x 4" x 19.81'	7	45.78
Diag.	2" x 4" x 4.18'	328	914.02
TOTAL			1,805.03

TABLA VI.I

Se considera un 5% por cortes y desperdicios.

$$1,805.03 \times 0.05 = 90.25$$

En total se tiene:

$$1,805.03 + 90.25 = 1,895.28 \text{ pt}$$

Para el cabezal completo:

$$2 \times 1,895.28 = 3,790.56 \text{ pt}$$

Para la adquisición de este material se cierra la cantidad en unidades comerciales a 3795 pt

VI.5.- CUANTIFICACION DE PUNTALES DE MADERA EN LOSA DE EDIFICIO COMERCIAL

Recordando la distribución de los puntales de una sección de 9.52 x 4.20 m de la losa de edificio comercial como se indica en la planta y el corte de la figura 57 obtenemos los volúmenes del apuntalamiento como se muestra en la tabla VI.2.

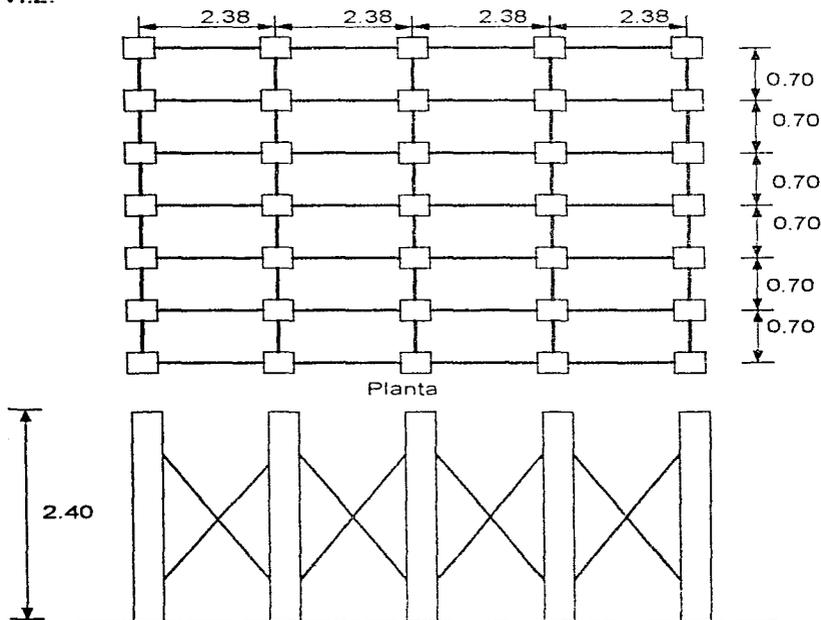


Figura No. 58
Corte distribución de puntales de edificio comercial

Para la obtención de los pie tablón que corresponden al apuntalamiento de madera en el cabezal, aplicamos la formula A) que se menciona en la sección VI.1 de este capítulo donde las unidades se manejan en pulgadas y pies dividiéndole entre doce y multiplicando por el número de piezas, así para todas los elementos que lo conforman obteniendo un total.

TABLA DE CUANTIFICACIÓN DE APUNTAMIENTO DE VOLUMEN DE APUNTAMIENTO DE LOSA DE EDIFICIO COMERCIAL			
ELEMENTO	DIMENSION	No. DE PIEZAS	pt
Puntal	3" x 3" x 11.14'	35	292.42
Contraventeo	1 ½" x 4" x 7.99'	30	119.85
	1 ½" x 4" x 9.83'	56	275.24
Rastras cuñas	4" x 4" x 13.11'	5	87.40
	2" x 4" x 1'	70	46.66
TOTAL			821.57

TABLA VI.2

Se considera un 5% por cortes y desperdicio.

$$821.57 \times 0.05 = 41.07 \text{ pt}$$

El total.

$$821.57 + 41.07 = 862.65 \text{ pt}$$

Para la adquisición de este material se cierra la cantidad en unidades comerciales a 865 pt.

VII.6.- CUANTIFICACION DE PUNTALES METALICOS EN CABEZAL

En la distribución de los marcos que apuntalan la cimbra de contacto del cabezal nos apoyamos para realizar una cuantificación de todos los elementos que intervienen en el apuntalamiento como lo indican las figuras 59 y 60.

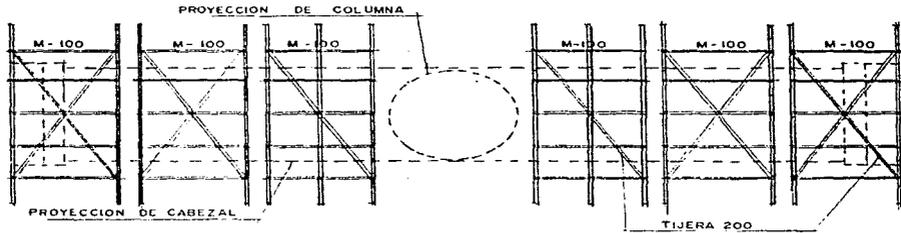


Figura No. 59
Planta croquis de distribución

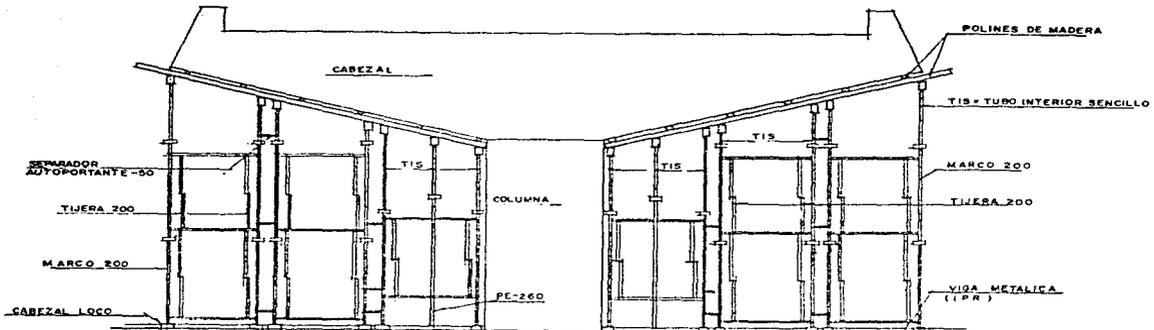


Figura No. 60
Alzado distribución apuntalamiento metálico en cabezal

Las figuras 59 y 60 muestran los diferentes elementos del equipo que se utilizan para apuntalar, como son marcos, tubos, postes, separadores autoportantes, tijeras, coples, cabezales locos, pernos y madrinas metálicas, las cuales conjuntamente son equipo de alta resistencia que se requiere por ser el elemento de concreto una pieza muy pesada y con algunos ajustes de altura por ser de geometría variable.

TABLA DE CUANTIFICACION APUNTALAMIENTO METALICO DE CABEZAL	
ELEMENTO	No. PIEZAS
Marco exterior-100	50
Tubo interior sencillo	90
Poste exterior-260	10
Separador autoportante-50	236
Tijera 200	20
Cople conector	40
Cabezal loco	50
Perno para poste	20
Madrina metálica	50

TABLA VI.3

El arreglo como el equipo especificado fue proporcionado por el distribuidor

VII.7.- CUANTIFICACION DE PUNTALES METALICOS EN LOSA DE EDIFICIO COMERCIAL

En la distribución de los marcos que apuntalan la cimbra de contacto de la losa del edificio comercial nos apoyamos para realizar una cuantificación de todos los elementos que intervienen en el apuntalamiento como lo indica la figura 61.

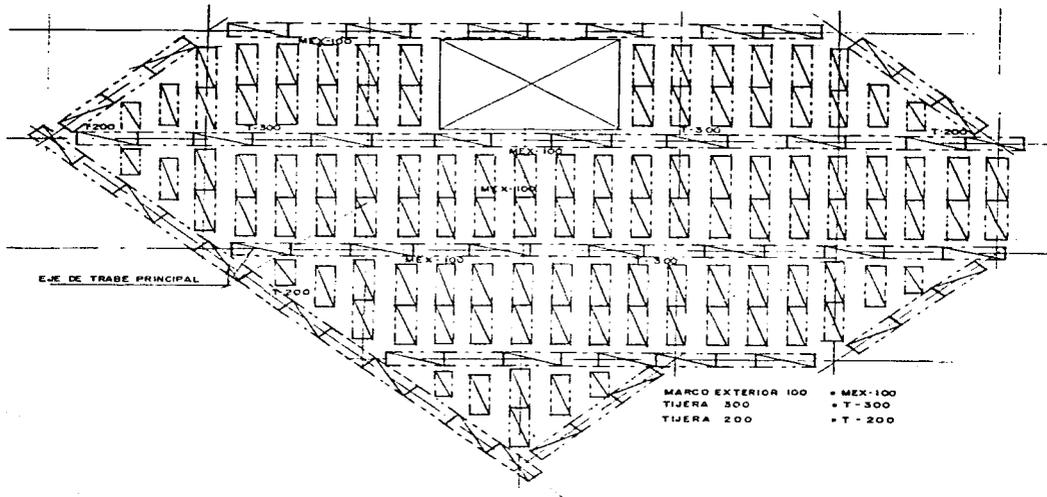


Figura No. 61
Planta croquis de distribución de puntales de losa comercial

La figura 61 muestra los diferentes elementos del equipo que se utilizan para apuntalar, como son marcos, tubos, separadores autoportante, tijeras, coples, y madrinas metálicas, las cuales conjuntamente son equipo estándar que se requiere para la estructura.

TABLA DE CUANTIFICACION APUNTALAMIENTO METALICO DE LOSA EDIFICIO COMERCIAL	
ELEMENTO	No. PIEZAS
Marco exterior-100	250
Tubo interior sencillo	500
Tijera 300	286
Tijera 200	14
Madrina metálica	1062

TABLA VI.4

VII.8.- COMPARATIVA DE COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCION

La comparativa que se establece en este capítulo será únicamente en lo referente al apuntalamiento realizado con madera y con equipo de acero seccional rentado ya que el encofrado para los dos elementos estructurales que hemos venido utilizando será de madera.

a) Comparativa de costos del apuntalamiento para el cabezal usando madera

Para apuntalar el cabezal con un fondo que desarrolla 28.80 m² se utilizan 3790.56 pt en total. Calculando el consumo de materiales y mano de obra por m² tenemos:

Madera por m² considerando 6 usos

$$3795 / 28.80 / 6 \text{ usos} = 22.00 \text{ pt/m}^2 / \text{uso}$$

Análisis del costo a precios del mercado según manual de costos BIMSA de febrero de 1996 y salarios mínimos profesionales vigentes a partir del 1° de abril de 1996 del diario oficial de la federación.

APUNTALAMIENTO CON MADERA				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO \$	IMPORTE \$
Madera de 2a	pt	22	2.22	48.84
Clavo	kg	0.310	5.50	1.70
Mano de obra				
1 Oficial carpintero	JOR	0.2036	52	10.58
1 Ayudante	JOR	0.2036	45	9.16
1/10 de cabo	JOR	0.2036	71	1.45
Herramienta	%	0.10	21.19	2.11
			COSTO	73.84

b) Para el cabezal usando madera rentada

Para la ciudad de México D.F. la renta de 100 polines de 3 1/2"x3 1/2"x8' que es equivalente a 816.67 pt es de \$513.33 por 20 días.

Obteniendo el costo por pie tablón al día es:

$$\$513.33 / 816.67 / 20 = \$0.31 / \text{pt} / \text{día}$$

Considerando 35 días de apuntalamiento el costo por pie tablón es de \$1.10

APUNTALAMIENTO CON MADERA RENTADA				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO \$	IMPORTE \$
Madera rentada	pt	22	1.10	24.20
Costo por reposición	pt	4.40	2.20	9.68
Clavo	kg	0.31	5.50	1.70
Mano de obra	jor	0.2036	104.10	21.19
Herramienta	%	0.10	10.60	1.06
			COSTO	57.83

c) Para cabezal utilizando equipo modular de alta resistencia rentado

EQUIPO DE ACERO RENTADO	
EQUIPO	CANTIDAD
Marco exterior - 100	50 pzas
Tubo interior sencillo	90 pzas
Poste exterior - 260	10 pzas
Separador autoportante - 50	236 pzas
Tijera 200	20 pzas
Coplee conector	40 pzas
Cabezal loco	50 pzas
Perno para poste	20 pzas
Madrina metálica	50 m

La renta mensual del equipo enlistado es de \$ 1,085.04

La renta por m² día es de \$ 1.25

Considerando un tiempo de apuntalamiento de 35 días

el costo es de \$ 43.75

mas la mano de obra con rendimiento de 80 m² / jor \$ 4.25

Total = \$ 48.00 / m²

Las especificaciones como el monto mensual del equipo fue proporcionado por el distribuidor.

d) Para losa de edificio comercial usando madera

Tomando una sección de área de 40 m² se requieren 865 pt, calculando el consumo de materiales y mano de obra por m² tenemos:

madera por m² considerando 6 usos

$$865 / 40 / 6 \text{ usos} = 3.60 \text{ pt} / \text{m}^2 / \text{uso}$$

Análisis del costo a precios del mercado según manual de costos Bimsa de febrero de 1996 y salarios mínimos profesionales vigentes a partir del 1° de abril de 1996 del diario oficial.

APUNTALAMIENTO CON MADERA				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO \$	IMPORTE \$
Madera de 2a	pt	3.60	2.22	8.00
Clavo	kg	0.30	5.50	1.65
Mano de obra				
1 Oficial carpintero	jor	0.16	52	8.35
1 Ayudante	jor	0.16	45	7.20
1/10 de cabo	jor	0.16	71	11.35
Herramienta	%	0.10	16	1.60
			COSTO	38.20

e) Para losa de edificio comercial usando madera rentada

Para la ciudad de México D. F. la renta de pie tablón día es de \$ 0.031

Considerando 20 días de apuntalamiento costo por pt es de \$ 0.62

APUNTALAMIENTO CON MADERA RENTADA				
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO \$	IMPORTE \$
Madera rentada	pt	3.60	0.62	2.33
Costo por reposición	pt	0.72	2.20	1.58
Clavo	kg	0.30	5.50	1.65
Mano de obra	jor	0.16	104.10	16.65
Herramienta	%	0.10	15.93	1.59
			COSTO	23.80

- f) Para losa de edificio comercial usando equipo modular estándar

EQUIPO DE ACERO RENTADO	
EQUIPO	CANTIDAD
Marco exterior - 100	250 pzas
Tubo interior sencillo	500 pzas
Tijera 300	286 pzas
Tijera 200	14 pzas
Madrina metálica	1,062 m

La renta mensual del equipo enlistado es de \$ 20,010.00

La renta por m² día es de \$ 0.55

Considerando un tiempo de apuntalamiento de 20 días

el costo es de \$ 11.11

mano de obra con un rendimiento de 80m²/jor \$ 1.53

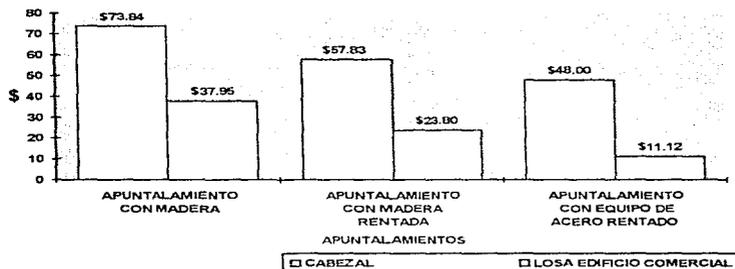
Total: \$ 12.64 / m²

Las especificaciones como el monto mensual del equipo fue proporcionado por el distribuidor.

Tabla comparativa de costos por metro cuadrado de los apuntalamientos usando madera adquirida , madera rentada y equipo de acero rentado de los dos ejemplos de este trabajo

COMPARATIVA DE COSTOS POR m ²			
ELEMENTO	APUNTALAMIENTO CON MADERA	APUNTALAMIENTO CON MADERA RENTADA	APUNTALAMIENTO CON EQUIPO DE ACERO RENTADO
CABEZAL	\$73.84	\$57.83	\$48.00
LOSA EDIFICIO COMERCIAL	\$37.95	\$23.80	\$11.12

COMPARATIVA DE COSTOS POR m²

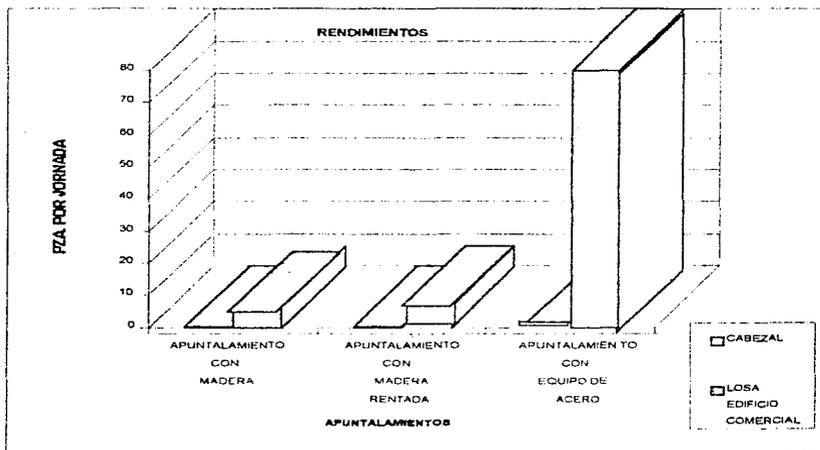


Para comparar las diferencias las presentamos en una gráfica de barras de costos por metro cuadrado para tener una idea mas clara.

Con respecto al tiempo usando los rendimientos mencionados en hojas anteriores la tabla de comparativa de rendimientos para los dos ejemplos de este trabajo quedará:

ELEMENTO	APUNTALAMIENTO CON MADERA	APUNTALAMIENTO CON MADERA RENTADA	APUNTALAMIENTO CON EQUIPO DE ACERO RENTADO
CABEZAL	0.17 pza / jor	0.17 pza / jor	1 pza / jor
LOSA EDIFICIO COMERCIAL	6.50 m ² / jor	6.50 m ² / jor	80 m ² / jor

La comparación en los rendimientos se observa mas claro en una gráfica en tercera dimensión ya que los rendimientos de el ejemplo del cabezal son pequeños en comparación de la losa comercial ya que ésta es una estructura muy común.



NOTA: Lo anterior considerando el rendimiento de una brigada compuesta de 1 carpintero, 1 ayudante y 0.10 de cabo.

VIII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VIII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente documento se han establecido los lineamientos generales para el diseño de estructuras "temporales" cuya función es la de soportar y/o confinar de una manera práctica y confiable los elementos definitivos que hayan sido considerados en un proyecto hasta que alcancen la resistencia suficiente para autoportarse.

Las cimbras (encofrados) deberán ser calculadas y construidas lo suficientemente fuertes para resistir satisfactoriamente, dentro de los límites estipulados en las correspondientes especificaciones, las presiones resultantes del vaciado y vibrado del concreto, para lo que deberán quedar suficientemente rígidas en su posición correcta, sin que sufran deformaciones ni desviaciones; deberán ser asimismo impermeables para evitar las pérdidas de lechada.

Comúnmente los encofrados para concreto implican importantes erogaciones que llegan a significar un porcentaje significativo en el costo de la fabricación y colocación del concreto, especialmente en algunos elementos estructurales caracterizados por formas poco comunes. Es por ello, que el criterio de diseño de toda estructura deberá tener muy en cuenta el aspecto económico de la misma, procurando evitar dentro de lo posible las cimbras que impliquen elevados costos, bien sean debidos al encarecimiento de los moldes, al limitado uso de los mismos, o a ambos factores conjugados.

Desde el punto de vista estructural, los encofrados para el concreto deberán cubrir los siguientes requisitos:

Ser lo suficientemente fuertes, para resistir las presiones derivadas, tanto del colado y vibración mecánica del concreto, como las de las cargas vivas que pueden presentarse durante e inmediatamente después del colado.

Tener la adecuada rigidez y quedar firmemente sujetas en su posición correcta, para que no se presenten deformaciones ni desviaciones que sobrepasen los límites señalados por las especificaciones de la obra de que se trate.

Ser lo suficientemente impermeables para evitar el escurrimiento de la lechada de cemento, puesto que en el caso contrario, el concreto sufriría un serio demérito, tanto en su resistencia mecánica, como en su acabado externo, llegando incluso al caso de poner en peligro a la estructura.

Por lo anterior, los encofrados para el concreto deberán ser calculados, analizando todos y cada uno de sus elementos estructurales, a fin de lograr un diseño que garantice un buen trabajo, procurando abatir los costos del mismo.

Por otra parte, en cada caso particular, se tienen por lo general múltiples alternativas que deberán ser analizadas a fin de diseñar y fabricar aquellas cimbras que, sin sacrificar el aspecto estructural arriba señalado, logren la máxima economía, para lo cual se deberán tener en cuenta las siguientes reglas generales y fundamentales; que todos los proyectistas de estructuras las habrán observado al diseñar éstas:

- a) Las estructuras de concreto deberán ser proyectadas reduciendo al mínimo formas y acabados irregulares en las mismas, procurando que sus diversos elementos se repitan el mayor número de veces posible, tanto en forma como en dimensiones, para dar oportunidad a que los moldes empleados en los colados puedan tener múltiples usos.
- b) En los diseños de las estructuras se deberán estudiar las posibilidades alternas de emplear moldes a base de materiales comerciales económicos, aunque por materiales económicos se deben entender aquellos que signifiquen precios unitarios más bajos, aún en el caso de tener mayores inversiones iniciales, puesto que una cimbra cara con múltiples usos, frecuentemente resulta más económica que otra barata con muy limitados usos. Generalmente la inclusión de juntas de construcción en las estructuras de concreto aumenta las posibilidades de darles a las cimbras múltiples usos.
- c) Por lo general, los miembros de estructuras, en tanto más robustos son, implican menores erogaciones unitarias por concepto de cimbras para sus colados.
- d) Por lo que respecta a los acabados de las superficies del concreto, son las especificaciones las que rigen la calidad, tanto de los forros o entablados de las cimbras, como la de mano de obra correspondiente.
- e) En el diseño de los moldes se deberá planear un sistema que pueda ser construido por el trabajador menos cuidadoso del que se disponga.
- f) Si existe alguna duda de la capacidad de carga del terreno, este debe ser compactado, estabilizado mediante la adición de cemento o cubierto con una capa de grava triturada.

El contratista, al fabricar las cimbras, deberá tener en cuenta que los factores que mayormente abaratan sus costos, residen en los siguientes principios generales:

1. Fabricar las cimbras de la resistencia y rigidez adecuadas para que las mismas puedan ser usadas el mayor número de veces posible, ya que aún tratándose de cimbras caras, en tanto mayor es el número de veces que se utilizan, más bajan los precios unitarios correspondientes.
2. Lo anterior va asociado con el empleo de los materiales más adecuados disponibles en las obras de que se trate, ya que frecuentemente, tanto el volumen de la obra como su localización geográfica imponen serias limitaciones que obligan al contratista a emplear los materiales disponibles, y no precisamente los que ortodoxamente resultarían teóricamente más adecuados y económicos.

Por materiales comerciales para cimbras de concreto, conviene entender aquellos de más fácil adquisición en una localidad, o en las inmediaciones de la obra. En medios muy apartados de zonas urbanas y de vías nacionales de comunicaciones, por lo general es más conveniente el empleo de materiales producidos en la propia localidad; lo mismo suele ocurrir con la mano de obra, cuando no se requiere que sea altamente especializada.

3. Siempre que sea posible, las cimbras deberán ser prefabricadas, bien sea en tableros integrales, o bien en parciales que se armen en el sitio de las estructuras, procurando como criterio básico el reducir al mínimo la mano de obra necesaria en la fabricación, erección y desmantelamiento de las formas en los sitios de los colados.

En toda obra de importancia, es necesario y conveniente disponer de un taller de carpintería destinado a la prefabricación y reparación de las formas, empleando al máximo las herramientas mecanizadas manuales y de banco y procurando orientar el trabajo hacia la producción en serie, dentro de lo posible; práctica que siempre abatirá los costos.

4. Deberá procurarse reducir al mínimo la fabricación de formas en el propio sitio de la estructura, y especialmente a elevaciones sobre el piso natural, ya que estos reduce el rendimiento del personal. Frecuentemente es preferible fabricar en el piso las formas, izándolas posteriormente a su posición correspondiente.
5. La seguridad y los procedimientos correctos de trabajo deberán ser garantizados por una supervisión cuidadosa en el sitio y una completa capacitación a los operarios.

6. El encofrado será seguro si esta adecuadamente arrojado y construido de forma que todas las cargas sean llevadas a terreno firme mediante los elementos verticales. para ello los puntales deberán estar a plomo y el suelo o apoyo deberá ser capaz de soportar las cargas sin asentarse.
7. Si el apuntalamiento esta desplantado sobre rastras gruesas y contraventado diagonalmente en dos direcciones, un asentamiento en el terreno puede causar desniveles pero la probabilidad de un colapso es menor.

Por lo que se refiere a los ejemplos que se utilizaron se concluye que la comparativa de costos solo se hace en los apuntalamientos de madera y metálico, ya que se decidió utilizar encofrado de madera en los dos ejemplos para los dos tipos de apuntalamiento.

La cantidad de pie tablón del apuntalamiento en cabezal por metro cuadrado considerando seis usos es de 22 pt/m²/uso, el cual tiene un importe de \$73.84, rentando la cimbra es de \$57.83 y del equipo de acero rentado necesario para apuntalar el cabezal es de \$48.00 por metro cuadrado.

Así mismo las cantidades para apuntalar la losa del edificio comercial es de 3.60 pt/m²/uso el cual tiene un importe de \$38.20, rentando la cimbra es de \$23.80 y del equipo de acero rentado necesario para apuntalar la losa es de \$12.64.

Comparando los importes y observando la gráfica de barras de costos por metro cuadrado se recomienda que se utilice apuntalamiento con equipo de acero rentado para los dos ejemplos, ya que es el que resulta el mas económico.

Por otra parte comparando los valores de la tabla y gráfica de rendimientos de una cuadrilla compuesta de un carpintero, un ayudante y un décimo de cabo, se observa que para el cabezal utilizando madera se apuntala 0.17 de pieza en una jornada y con equipo de acero rentado se apuntala una pieza en la misma jornada y para la losa del edificio comercial utilizando la cuadrilla mencionada con madera se apuntalan 6.50 metros cuadrados en una jornada y con equipo de acero rentado se apuntalan 80.00 metros cuadrados, por lo tanto el apuntalamiento con equipo de acero para los dos ejemplos es el que resulta el

mas adecuado, por que al realizar los apuntalamientos en menos tiempo se efectúa un ahorro de dinero.

También se concluye que cuando la construcción es grande los elementos metálicos son los mas ideales, por la cantidad de usos que se les da y lo durables que son, así como también por lo rápido que se arman.

Finalmente un buen manejo del diseño de encofrados,un análisis de las diferentes alternativas de materiales, el cuidado de la construcción, así como su uso correcto dan como resultado una construcción segura económica y eficiente.

BIBLIOGRAFIA

Ing. Federico Alcaraz Lozano
Diseño de Cimbras de Madera
Segunda edición
Fundación para la Enseñanza de la Construcción, A.C.
UNAM, julio 1990.

Howard J. Hansen
Diseño Moderno de Estructuras de Madera
Segunda edición.

Oscar de Buen y López de Heredia, Francisco de Pablo Galán,
Luis Esteva Maramoto, Carlos Olagaray Palacios
Apuntes de Diseño Estructural
División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de
Estructuras
UNAM, 1985.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de
Estructuras de Madera
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F. 10 de diciembre de 1987.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de
Estructuras de Acero
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México D.F. 10 de diciembre de 1987.

Características del Equipo de Fabricación, Transporte y Colocación de
Concreto
Primera edición
Secretaría de Recursos Hidráulicos
México D.F. 1964.