

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

POR

LUIS FERNANDO DE LEON REYES

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 1,999



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de noviembre de 1,994.

Atentamente,

Luis Fernando de León Reyes

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL 1o.: Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL 2o.: Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez
VOCAL 3o.: Ing. Jorge Benjamín Gutiérrez Quintana
VOCAL 4o.: Br. Oscar Estuardo Chinchilla Guzmán
VOCAL 5o.: Br. Mauricio Grajeda Mariscal
SECRETARIA: Ing. Gilda Marina Castellanos de Illescas

**TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO**

DECANO: Ing. Roberto Mayorga Rouge
EXAMINADOR: Ing. Leonel Pinot Leiva
EXAMINADOR: Ing. Arturo David Acajabón Mendoza
EXAMINADOR: Ing. Rafael Angel Bolaños Escobar
SECRETARIO: Ing. René Andrino Guzmán

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
octubre 20 de 1999

Ingeniero
Jorge Lam Lan
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingenieria Civil
Facultad de Ingenieria USAC

Estimado Ing.Lam:

De manera atenta envio a usted el trabajo de tesis elaborado por el señor: **LUIS FERNANDO DE LEON REYES**, titulado **GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL**.

En mi calidad de asesor le informo que he revisado el mencionado trabajo y considero que cumple con los objetivos planteados, por lo que recomiendo su impresión.

Por lo tanto, el autor de esta tesis y yo como su asesor, nos hacemos responsables por el contenido y conclusiones de la misma.

Atentamente,



Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Asesor

jdis/file

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, octubre 22 de 1999


Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Nilson
Director de la Escuela
de Ingenieria Civil
Facultad de Ingenieria
U S A C

Señor Director:

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL, elaborado por el estudiante universitario Luis Fernàndo de León Reyes, y asesorado por su persona.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y para la Ingenieria Civil en general, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo atentamente.



Ing. Jorge Lam La
Coordinador Area de Estructuras

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Jorge Lam Lan, del trabajo de tesis del estudiante Luis Fernando de León Reyes, titulado GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Sydney Alexander Samuels Nilson



Guatemala, octubre de 1999.

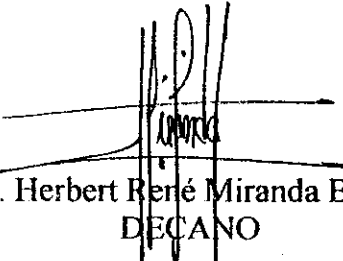
JDIS/bbdeb



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis **GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL**, del estudiante Luis Fernando de León Reyes, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. Herbert René Miranda Barrios
DECANO

Guatemala, octubre de 1999



/bbdeb

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano por la valiosa y desinteresada colaboración y apoyo brindado para el desarrollo de este trabajo.

A mis familiares y amigos que de una u otra forma, contribuyeron a la realización del mismo.

QUE DIOS LOS BENDIGA.

INDICE GENERAL

	PAG.
LISTA DE ILUSTRACIONES	i
GLOSARIO	ii
INTRODUCCION	iv
OBJETIVOS	v
CAPITULO 1.	
CONCEPTOS GENERALES Y CARGAS DE DISEÑO	1
1.1 QUE ES EL DISEÑO	1
1.2 SU RELACION CON EL ANALISIS	2
1.3 ELEMENTOS FUNDAMENTALES DE ESTRUCTURACION	2
1.4 TIPOS DE CARGAS USUALES	4
1.4.1 CARGAS MUERTAS	7
1.4.2 CARGAS VIVAS	8
1.4.3 CARGAS DE VIENTO	10
1.4.4 CARGAS DE SISMO	16
1.4.5 METODO SEAOC ACTUALIZADO (SEAOC-88)	28
CAPITULO 2.	
DISTRIBUCION DE CARGAS	32

2.1 DISTRIBUCION DE CARGAS GRAVITACIONALES	32
2.2 DISTRIBUCION DE CARGAS HORIZONTALES	33
2.3 COMBINACION DE CARGAS (RECOMENDACIONES)	35
2.4 ENVOLVENTES DE MOMENTO	37
2.5 FACTORES DE SEGURIDAD (ESFUERZOS DE TRABAJO Y CARGA ULTIMA)	38

CAPITULO 3.

DISEÑO EN MADERA	42
3.1 GENERALIDADES DE LA MADERA	42
3.2 ESFUERZOS EN LA MADERA	44
3.3 CALIDAD DE LA MADERA	50
3.4 DISEÑO A COMPRESION	52
3.5 DISEÑO A CORTE	58
3.6 DISEÑO A FLEXION	60
3.7 DISEÑO A DEFLEXION	63
3.8 DISEÑO A FLEXO-COMPRESION	66
3.9 JUNTAS	70
3.10 DISEÑO DE LAS FORMALETAS	79

CONCLUSIONES	vi
RECOMENDACIONES	vii
BIBLIOGRAFIA	ix

ANEXOS

- Anexo No. 1: Pesos Volumétricos de Materiales de Construcción.

- Anexo No. 2: Cargas Vivas para Edificios Según Diversos Reglamentos
- Anexo No. 3: Factores por Impacto y Vibración en Maquinaria y Equipo
- Anexo No. 4: Cargas Laterales de Viento (U.B.C.)
- Anexo No. 5: Valores del Coeficiente de Riesgo Sísmico Z
- Anexo No. 6: Factor K por Sistema Estructural
- Anexo No. 7: Esfuerzos de Trabajo Para Maderas Verdes y Maderas Secadas al Aire
- Anexo No. 8: Valores del Coeficiente S (SEAOO-88)
- Anexo No. 9: Valores del Coeficiente R_w (SEAOO-88)
- Anexo No. 10: Valores del Coeficiente R_w Para Otras Estructuras

LISTA DE ILUSTRACIONES

	PAG.
FIGURA No. 1	
Envolvente de Momentos	39
FIGURA No. 2	
Sección Crítica	76
FIGURA No. 3	
Ubicación de Pernos en Pieza con Tensión Paralela	78
FIGURA No. 4	
Ubicación de Pernos en Pieza con Tensión Perpendicular	78

GLOSARIO

ACABADOS: Son recubrimientos que se aplican a una superficie de muro, tabique, pared y cielo; para cubrir cualquier imperfección que esté presente y aumentar la vida útil de la estructura o por razones estéticas.

ANEMOGRAFO: Instrumento que sirve para medir la velocidad del viento y su dirección.

COSTANERA: Son vigas de metal o madera, que sostienen la cubierta y son separadas según su diseño.

EMPALME: Es un traslape de refuerzo, relacionado con la adherencia, el detallado total de los elementos estructurales y especificaciones generales.

ESTRUCTURA: Conjunto de elementos que conforman la armazón de una edificación, destinados a soportar las cargas y esfuerzos durante su vida útil.

ESPACIAMIENTO: Darle cierta separación a cualquier diseño estructural, especialmente en refuerzo con diseño sísmico.

PAÑUELO: Recubrimiento de mortero que se usa en una azotea en una forma de desnivel, para que el agua pluvial llegue al drenaje deseado.

RIGIDEZ: Es darle mayor seguridad o dureza al diseño estructural o análisis de un marco rígido.

TARIMA: Es un entablado movable que sirve para darle forma y seguridad a un diseño estructural.

TORSION: Acción y efecto de torcerse una sección en forma helicoidal, especialmente elementos que forman una estructura.

TRIBUTARIA: Cualquier carga continua o distribuida en una forma vertical aplicada a una estructura.

VIBRACION: Movimiento u oscilación de un marco estructural sin cambiar de lugar, provocando situaciones que pueden afectar un diseño estructural.

INTRODUCCION

Uno de los problemas que tienen que afrontar la mayoría de los estudiantes que cursan la carrera de Ingeniería Civil, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, es la falta de textos específicos para determinados cursos que componen el pensum de estudios, y entre éstos se encuentra actualmente el curso de Diseño Estructural.

Debido a la complejidad de aspectos que componen la materia en cuestión, es preciso abocarse a material bibliográfico de diversa índole a fin de poder ampliar lo recibido en la clase magistral.

Para coadyuvar a solucionar esta problemática se ha concebido el presente trabajo de tesis, el cual vendrá a constituirse en una herramienta auxiliar para el catedrático que se encuentre impartiendo el curso, un apoyo bibliográfico para el estudiante, y en soporte de referencia resumido para el ingeniero civil en el desenvolvimiento de su profesión.

OBJETIVOS

Proveer al docente del curso de DISEÑO ESTRUCTURAL de un instrumento específico que facilite la docencia del mismo.

Proporcionar a los estudiantes de dicho curso una fuente bibliográfica específica que les permita la mejor asimilación de la materia en una forma más práctica.

Permitir que mediante la aplicación en ejemplos, se aprecie el empleo de las distintas fórmulas y métodos tratados a lo largo del curso de DISEÑO ESTRUCTURAL.

CAPITULO 1

CONCEPTOS GENERALES Y CARGAS DE DISEÑO

1.1 QUE ES EL DISEÑO

Diseño es la actividad a realizar con el objeto de determinar formas y dimensiones de un objeto en cuestión, de tal forma que diseño estructural se refiere a lo realizado por un ingeniero civil con el fin de definir dimensiones y características detalladas de una estructura, entendiéndose como tal a la parte de una construcción que tiene como función absorber los esfuerzos que se presenten durante las distintas etapas de su existencia.

Así pues, el diseño estructural es una parte fundamental en el proceso general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar.

1.2 SU RELACION CON EL ANALISIS

El análisis estructural y el diseño estructural tienen una relación intrínseca. Para poder diseñar un elemento estructural, siempre será preciso realizar un análisis de los esfuerzos a los cuales se verá sometido. Dicho análisis proveerá las magnitudes de éstos, lo cual es una información de primer orden para realizar el diseño del elemento que habrá de soportar dichos esfuerzos.

La práctica del diseño estructural tiende en forma natural hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por la popularización del empleo de las computadoras. Es común el empleo de programas de cómputo en el análisis estructural y su uso se está difundiendo también en la etapa de dimensionamiento, hasta llegar a la elaboración misma de los planos estructurales y de las especificaciones.

1.3 ELEMENTOS FUNDAMENTALES DE ESTRUCTURACION

El diseño estructural es un proceso creativo, mediante el cual se definen las características de un sistema, de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos.

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento, los cuales se detallan a continuación:

- Estructuración: En esta parte del proceso es donde se determinan los materiales de los que habrá de estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos y dimensiones y características más esenciales.
- Análisis: Es la parte en la cual se determinan las respuestas de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que puedan afectarla. Así pues, trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Conlleva los siguientes pasos:
 - a) Idealizar la estructura real a través de un modelo teórico que pueda ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.
 - b) Determinar las cargas de diseño a emplear. Es de hacer notar que, en múltiples oportunidades, estas cargas estarán determinadas por códigos y normas.

c) Determinar los efectos de las cargas de diseño en el modelo teórico elegido. Esto significa encontrar los valores de las fuerzas axiales y cortantes, así como de los momentos flexionantes y de torsión. También deberán ser chequeadas las flechas y deformaciones de la estructura.

- Dimensionamiento: Es la etapa en la que se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Esta actividad está ligada a la aplicación de uno o más códigos.

1.4 TIPOS DE CARGAS USUALES

Toda estructura se encontrará a lo largo de su vida útil sometida a acciones o cargas de diferente índole, las cuales podrán ser muy variables en las diversas etapas de su existencia. Dichas cargas pueden ser clasificadas de varias maneras, entre las cuales se puede mencionar las siguientes:

Clasificación No. 1:

1. Cargas Estáticas: - Cargas gravitacionales
 - Empuje de tierras
 - Empuje de líquidos

2. Cargas Dinámicas: - Viento
 - Sismo
 - Maquinaria

3. Cargas Internas: - Producidas por temperatura
 - Contracción del concreto

Clasificación No. 2:

1. Cargas Permanentes:

Son las cargas que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía a lo largo del tiempo. Básicamente lo constituyen las cargas muertas, o sea el peso propio de la estructura y de los elementos no estructurales de la construcción como recubrimientos, acabados, etc. Se incluye en esta categoría además el empuje estático de líquidos y

tierras que sean de carácter permanente, las cargas realizadas por preesfuerzos, las debidas a contracciones producidas por fraguado del concreto, etc.

2. Cargas Variables:

También denominadas "cargas vivas" o sobrecargas. Aquí se encuentran las que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos determinados. O sea, que aquí se encuentran todas aquellas cargas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente. Dentro de éstas se incluyen además los efectos producidos por cambios de temperatura.

3. Cargas Excepcionales:

También denominadas "cargas accidentales", están constituidas por todas aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores muy significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura, tales como las cargas producidas por el viento, sismo, oleaje, explosiones, etc.

1.4.1 CARGAS MUERTAS

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción, esto incluye el peso propio de la estructura y también el de los elementos no estructurales tales como muros divisorios, revestimiento de pisos, losas, fachadas, etc., así como elementos que conservarán una posición fija en la construcción tales como maquinaria estacionaria, cajas fuertes, etc.

El valor de dicha carga es fácilmente calculable ya que sólo dependerá de la cuantificación de los volúmenes respectivos, los cuales habrán de ser multiplicados por los pesos específicos de los materiales que los constituyen.

Usualmente en el análisis, la carga muerta se representa por medio de cargas uniformemente distribuidas, aunque también se presentarán los casos de cargas lineales (muros divisorios) o de cargas puntuales (equipo fijo, columnas, etc.).

En el Anexo No. 1 se presenta un listado con los pesos volumétricos de algunos de los materiales de construcción más usados en nuestro medio.

1.4.2 CARGAS VIVAS

La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño y estará en relación directa con el uso a que esté destinada la edificación. Usualmente será representada por una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática, acompañada, ocasionalmente, por alguna carga concentrada.

Esta se produce debido a la operación y uso de la construcción e incluye todo aquello que no posee una posición fija y definitiva dentro de la misma y que no pueda ser considerado como carga muerta, de tal modo que como carga viva se considerará el peso de muebles, mercancías, equipos y personas.

Se pueden distinguir tres grandes grupos de construcciones en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Usualmente los edificios cumplen funciones muy diversas y dentro de un mismo edificio hay áreas destinadas a usos muy diferentes, por lo que es preciso definir una serie de cargas vivas que abarquen las diferentes situaciones. Los reglamentos de construcción incluyen tablas de cargas vivas para los distintos usos en las zonas de una edificación. En el Anexo No. 2 se presentan las cargas vivas para edificios

especificadas según diversos códigos.

La carga viva sobre puentes carreteros se debe principalmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que sobre ellos transitan. Su determinación dependerá del peso y de las características de los vehículos que puedan transitar sobre el puente, así como la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente. Una peculiaridad de la carga viva en puentes es que está formada por cargas móviles, lo que obliga a investigar la posición de la carga que presenta las acciones más críticas. Esto implica un proceso que llega a ser muy laborioso.

Al hablar de estructuras industriales se encuentra que las acciones que generan las operaciones son muy diversas según el tipo de actividad y no se prestan a generalizaciones. Es importante que los equipos que produzcan las acciones más intensas tengan posiciones fijas sobre la estructura, de manera que sus fuerzas puedan ser absorbidas con refuerzos locales, sin embargo, algunas actividades implican cambios de posición de equipos pesados con el tiempo, lo cual obliga a diseñar todas las zonas de la estructura con una carga viva alta, que puede variar desde 400 hasta 3,000 kg/m².

La operación de numerosos equipos produce efectos dinámicos debidos a vibraciones o a impactos que incrementan notablemente los esfuerzos en las estructuras. Cuando las

cargas que producen estas máquinas no son excesivas, comparadas con el efecto de otras acciones, es aceptable considerar los efectos dinámicos multiplicando su peso estático por factores de impacto. En el Anexo No. 3 se incluyen factores para algunas máquinas comunes. En estructuras que alojen grúas, además de las fuerzas verticales transmitidas por las ruedas de la grúa, se generan fuerzas horizontales en dirección del movimiento de la grúa debido a su frenado. Es usual determinar dichas fuerzas horizontales como un 10% de la carga total de la grúa.

1.4.3 CARGAS DE VIENTO

Los vientos no son más que movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales.

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean en la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de "barlovento", ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta, de "sotavento", las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre

el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía, de empuje a succión, según la geometría del objeto.

En los edificios de pocos pisos, los empujes laterales debidos al viento no suelen ser muy importantes y, si la estructura posee una mínima rigidez y resistencia ante cargas laterales, los efectos del viento no llegan a regir el diseño, excepto en zonas donde las velocidades del viento de diseño sean muy altas. En edificios altos, los empujes de viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto rigen el dimensionamiento de los elementos de la estructura principal, a menos que resulten todavía más críticos los efectos de sismo.

El viento es una acción crítica en el diseño de porciones de la construcción que son muy ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, como las cubiertas y fachadas de galeras industriales o bodegas y las estructuras para anuncios y señales.

Para determinar la presión del viento sobre una estructura, se suele utilizar la fórmula siguiente:

$$q = 0.004819 V^2 \quad * \quad (1-1)$$

* Según American Society of Civil Engineers (ASCE) - 1961

Donde : q = Presión ejercida en Kg/m^2
 V = Velocidad del viento en Km/h

Para ampliar estos conceptos se recomienda consultar las tesis: Análisis de las Cargas de Viento de la Ciudad de Guatemala del Ing. Agripino Zea Cordón y la tesis Estudio de las Velocidades del Viento en Guatemala y aplicación de las reglas NV 65 de la Ing. Ana Victoria Rodríguez.

Para calcular la velocidad del viento se recomienda emplear la fórmula siguiente:

$$V_z = V_n \left(\frac{z}{n}\right)^x \quad (1-2)$$

Donde : V_z = Velocidad del viento al nivel deseado
 V_n = Velocidad del viento al nivel del anemómetro
 z = Altura para V_z
 n = Altura para V_n
 x = Exponente determinado para cada lugar

En el trabajo de tesis del Ing. Zea Cordón se determinó que el valor de x para la ciudad de Guatemala es de 0.222, y ya que este valor se determinó mediante observaciones realizadas con un anemómetro ubicado a 10 mts. de altura, entonces la fórmula corregida queda así:

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{0.222} \quad (1-3)$$

Es de hacer notar que los valores de V_{10} estarán en función del tiempo de duración estimado durante el cual actúe el viento y en función del período de vida útil de la estructura.

EJEMPLO No. 1:

Determinar la presión que ejercerá el viento en un edificio de 8.75 mts. de altura, considerando que la vida útil de dicho edificio sea de 30 años.

SOLUCION:

Considerando que la vida útil del edificio será de 30 años, se tiene la probabilidad que se presente el valor máximo en este período de:

$$P_{30} = \frac{1}{30} = 0.033 = 3 \%$$

30

Asumiendo una duración del viento de menos de 3 minutos, según la tesis del Ing. Zea Córdón:

$$V_{10} = 64 \text{ Km/h}$$

$$\text{Entonces: } V_z = V_{10} (z/10)^{0.222}$$

$$V_z = 64 (8.75/10)^{0.222}$$

$$V_z = 62.13 \text{ Km/h.}$$

Con lo cual la presión sería la siguiente:

$$q = 0.0048199 V^2$$

$$q = 0.0048199 (62.13)^2$$

$$q = 19.74 \text{ kg/m}^2$$

Por otro lado, si se espera que la velocidad máxima de viento actúe menos de un minuto de duración, los resultados serían los siguientes:

$$V_{10} = 91 \text{ Km/h (según tablas)}$$

Entonces: $V_z = V_{10}(z/10)^{0.222}$

$$V_z = 91 (8.75/10)^{0.222}$$

$$V_z = 88.34 \text{ Km/h.}$$

Con lo cual la presión sería la siguiente:

$$q = 0.0048199 V^2$$

$$q = 0.0048199 (88.34)^2$$

$$q = 37.62 \text{ kg/m}^2$$

Si estos valores se comparan con el Uniform Building Code, el cual presenta una tabla de variación de las presiones del viento con respecto a distintas alturas sobre el nivel del suelo, se observa que para el estado de California, el cual presenta condiciones climáticas muy similares a las de Guatemala, la presión estimada sería de 97.85 kg/m² (20 lbs/pie²), lo cual es aún más conservador. En el Anexo No. 4 se reproduce la tabla antes mencionada.

1.4.4 CARGAS DE SISMO

Las cargas producidas por un sismo son un aspecto muy importante a ser considerados en el diseño estructural, y más aún en nuestro país, el cual posee una amplio record sísmico a lo largo de su historia.

A fin de ser enfocado este tema en una forma correcta es preciso comprender la mecánica de los sismos y tener muy claras las escalas con las cuales son medidos los movimientos telúricos o sismos.

La ciencia que se dedica al estudio de las características de los sismos es una rama de la geofísica que se llama sismología. Los sismos de gran magnitud se explican por una teoría que se llama tectónica de placas, y ésta se basa en el hecho de que la litósfera, de un espesor aproximado de 80 km., está subdividida en un buen número de placas a lo largo de todo el globo terráqueo y el continuo movimiento y choque entre éstas es el factor principal de la producción de los sismos.

Dos son las principales escalas que se emplean para medir los sismos. En primer término, se tiene la escala de "Richter", la cual es el estándar para medir la magnitud del movimiento. la magnitud de un sismo es una medida del tamaño del mismo, que es independiente del lugar donde se hace la

observación y que se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento. Cada incremento de una unidad en la escala de Richter implica un aumento de 31 veces en la cantidad de energía liberada. Fue establecida por Charles Richter del Instituto de Tecnología de California en 1,953.

La intensidad de un sismo es una medida de los efectos que éste produce en un sitio dado, o sea de las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo en ese lugar en particular y en lo que concierne a sus efectos en las construcciones. La escala más común para determinar la intensidad de un movimiento telúrico es la de Mercalli Modificada, en la que ésta se mide por una apreciación subjetiva del comportamiento de las construcciones en el sitio. Esta escala fue propuesta por primera vez en Europa en 1902 y posteriormente fue modificada por Wood y Newman en 1931. En esta escala las intensidades varían en grados que se designan con los números romanos de I a XII.

El foco de un sismo es el lugar donde comienza el corrimiento de la falla geológica que originó el sismo; epicentro es el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco. El foco y el epicentro se determinan a partir de mediciones instrumentales en diversos sitios.

La sismicidad de una zona se relaciona con la actividad sísmica de la región o, más propiamente, con la frecuencia con que se generan los sismos de diferentes magnitudes en el área considerada.

El riesgo sísmico de un sitio se relaciona con la intensidad de los movimientos sísmicos que se expresan en el lugar y con la frecuencia con que se exceden movimientos de distintas intensidades. El riesgo sísmico de un lugar dependerá de la sismicidad de las regiones que se encuentran a distancias tales que los sismos en ellas generados pueden producir efectos apreciables en el sitio. La acción sísmica de diseño para una estructura dada dependerá, por tanto, del riesgo sísmico del lugar donde ésta se va a construir.

A fin de poder determinar las acciones que podría producir un sismo en una estructura determinada, se han llegado a definir diversas fórmulas con las cuales se encuentran las fuerzas o cargas de sismo a aplicar a las estructuras en fase de diseño. Una de las más utilizadas fue la propuesta por SEADC '74 la cual era la siguiente:

$$V = Z I K C S W \quad (1-4)$$

- Donde :
- V = Es la fuerza de corte total en la base de la estructura causada directamente por el sismo
 - Z = Coeficiente de riesgo sísmico.
Ver tabla en Anexo No. 5
 - I = Factor que depende de la importancia y utilidad de la estructura
 - K = Factor que está en función del sistema estructural empleado. Ver tabla en Anexo No. 6
 - C = Coeficiente numérico en función de la flexibilidad de la estructura
 - S = Factor relativo al suelo donde se asienta la estructura
 - W = Carga muerta total más un 25% de la carga viva

Coeficiente Z:

Es el coeficiente de variaciones de sismicidad o de riesgo sísmico que ciertos códigos, principalmente el Uniform Building Code (U.B.C.), reconoce para las regiones o áreas donde se aplica el código, atendiendo a su sismicidad. Los valores son presentados en el Anexo No. 5.

Coefficiente I:

Se agrega este coeficiente a la fórmula del corte en la base, según sea la importancia de la utilidad de la estructura o si se trata de una estructura de uso inmediato después de que ha ocurrido un sismo. Para estructuras como hospitales, centros de comunicación, estación de bomberos y otros, se utiliza el valor de 1.5. Para otro tipo de estructuras, los valores quedan a discreción del diseñador estructural, pero nunca podrán ser menores de 1.0.

Coefficiente K:

El valor numérico de K depende del tipo de sistema estructural y de la naturaleza de la estructura en sí. Estos valores se basan en experiencias en diseño y construcción, al igual que en el análisis cuidadoso y evoluciones del comportamiento de estructuras durante la acción de sismos mayores y moderados. Ver valores en el Anexo No. 6.

Coefficiente C:

El coeficiente C está en función de la flexibilidad de la estructura cuando está sujeta a la acción de cualquier sismo. La medida de flexibilidad de la estructura estará

dada en base al período de vibración de la misma, mediante la fórmula siguiente:

$$C = \frac{1}{15 T} \quad (1-5)$$

Donde : T = Período de vibración de vibración de la estructura en seg.

Para el cálculo del período de vibración T de la estructura se han establecido tres ecuaciones para su posible determinación:

Fórmula No. 1:

Usando las propiedades de la estructura y tomando en cuenta las características de las deformaciones de los elementos resistentes se puede determinar el período de vibración, el cual será:

$$T = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g(\sum_{i=1}^n F_i d_i + (F_t + F_n) d_n)} \right) \quad (1-6)$$

Donde : n = Número de niveles de la estructura

Wi = Carga asignada al nivel "i"

di = Deflexión del nivel "i" con respecto a la base causada por la fuerza Fi

Fi = Fuerza lateral aplicada al nivel "i"

Fn = Fuerza lateral aplicada al último nivel "n"

Ft = Fuerza lateral concentrada en la parte más alta del edificio, es decir, el último nivel

dn = Deflexión del último nivel "n" con respecto a la base

g = Aceleración de la gravedad

Fórmula No. 2:

Si el período no se puede calcular en la forma anterior, se podrá calcular más fácilmente empleando la fórmula siguiente:

$$T = \frac{0.0906 h_n}{D} \quad (1-7)$$

Donde : T = Período de vibración

h_n = Altura del nivel "n" sobre la base del cimiento de la estructura

D = Dimensión en planta de la base del edificio, en dirección paralela a la línea de aplicación de las fuerzas laterales

Fórmula No. 3:

En el caso se tenga una estructura que está constituida por marcos rígidos (vigas, columnas) capaces de resistir el 100% de la fuerza lateral y un sistema tal que no esté encajonado o colinde con un elemento más rígido, T será determinado por la fórmula:

$$T = 0.10 N \quad (1-8)$$

Donde : T = Período de vibración

N = Número total de niveles sobre la base

Coefficiente S:

Este coeficiente numérico depende de la resonancia del suelo que soportará la estructura, atendiendo a qué distancia se encontrará el edificio de una posible falla geológica. El valor de S se determinará por las fórmulas siguientes:

$$a) \text{ Si } T/T_{\bullet} \leq 1.0 \Rightarrow S = 1.0 + (T/T_{\bullet}) - 0.5(T/T_{\bullet})^2 \quad (1-9)$$

$$b) \text{ Si } T/T_{\bullet} > 1.0 \Rightarrow S = 1.2 + 0.6(T/T_{\bullet}) - 0.3(T/T_{\bullet})^2 \quad (1-10)$$

Para ambos casos el valor mínimo de S será 1.0 y el valor mínimo de T será 0.3 segundos. T_{\bullet} será el período característico del suelo donde estará asentada la estructura, es obtenido de los datos geológicos, siendo su mínimo a usar de 0.5 segundos y su máximo valor de 2.5 segundos.

El período característico del suelo (T_{\bullet}) a tomar será aquel valor que más se asemeje al valor del período de la estructura (T).

En el caso de que T no pueda ser establecido, se puede tomar un valor S de 1.5.

Coefficiente W:

En este valor se incluirá:

- a) El valor total de la carga muerta producida por el peso de todos los elementos esstructurales y no esstructurales que permanecerán en el edificio.
- b) Otras cargas como separaciones no permanentes, equipo permanente de oficina, seguridad, etc.
- c) Por lo menos un 25% de la carga viva sobre cada piso, especialmente cuando se trate de bodegas o almacenes.

Limitaciones de la Fórmula:

El producto de todos los factores deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

- a) El producto $C S$ no será mayor que 0.1 d.
- b) Si el valor de T es mayor de 2.5 segundos, el valor de S se calculará tomando T_a con un valor de 2.5 segundos.

c) Los valores establecidos de K son mínimos permisibles, los cuales pueden ser mayores que éstos. Para estructuras que pueden ser tanques elevados, chimeneas y toda aquella que sea soportada por una sola columna o una hilera de columnas en dirección perpendicular al sismo: 0.12 CC 0.25.

Aplicación y Distribución a los Niveles:

El cortante en la base del edificio se distribuirá a lo alto de toda la estructura, de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (1-11)$$

La fuerza cortante en el último nivel (F_t) se calculará con la siguiente fórmula:

$$F_t = 0.07 T V \quad (1-12)$$

Donde : F_t = 0 si T es menor o igual a 0.7 seg.

V = Cortante en la base

T = Período fundamental de la estructura

Hay que hacer notar que el valor de F_t no debe ser mayor de 0.25 V. Este valor se incluye para tomar el efecto de chicoteo que se produce en una estructura durante un sismo.

Por eso, si el edificio es rígido, su período (T) será muy corto y el efecto de chicoteo será insignificante comparado con un edificio flexible, cuyo período es más largo, por lo que $F_t = 0$ cuando el período es muy corto.

El resto de la fuerza de corte es entonces distribuido en todos los niveles (de 1 a n) de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (1-13)$$

Donde : F_x = Fuerza aplicada al nivel "x"

W_x, W_i = Porciones de la carga total (W) asignadas al nivel "x" o "i" respectivamente

h_x, h_i = Altura desde la base hasta el nivel "x" o "i" respectivamente

1.4.5 METODO SEADC ACTUALIZADO (SEADC-88):

En esta versión actualizada, el corte total de la base en una dirección dada debe ser determinado según la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W \quad * \quad (1-14)$$

Donde: $C = 1.25 S/T^{2/3}$

C: Este valor no necesita exceder 2.75 y debe ser usado para cualquier estructura sin considerar el tipo de tierra o período de la estructura. Excepto en aquellas provisiones donde el código de las fuerzas son escaladas arriba de $3(R_w/8)$, el valor mínimo de radio C/R_w debe ser de 0.0075.

T: Período de la estructura. Su valor debe ser determinado por medio de la siguiente fórmula:

$$T = C_t(H_n)^{3/4} \quad (1-15)$$

Donde: $C_t = 0.035$ para momento resistente de marcos de acero.

* Structural Engineering Association of California SEADC-88

Ct = 0.030 para momento resistente de marcos de concreto.

Ct = 0.020 para todos los otros edificios.

S: Coeficiente situual para las características de tierra dada. Ver Anexo No. 8. El factor de sitio debe ser establecido de información geotécnica previamente substanciada. En ocasiones donde las propiedades de la tierra no son suficientemente conocidas en detalle para determinar el tipo de perfil de la tierra, debe ser usado S3.

Z: Es el factor de zona sísmica. La zona debe ser determinada en el mapa de zonas sísmicas. Según las zonas los valores son los siguientes:

Zona:	1	2A	3B	3	4
Valor Z:	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

I: Depende de la importancia de la estructura, la cual puede ser inferida de la siguiente categorización:

- Facilidades Esenciales 1.25
- Facilidades Peligrosas 1.25
- Estructuras Especiales de Ocupación 1.00
- Estructuras de Ocupación Promedio 1.00

Dentro del término Facilidades Esenciales se encuentran las siguientes:

- Hospitales y otras facilidades médicas tales como salas de emergencias, operación y áreas de tratamiento.
- Estaciones de bomberos y policías.
- Tanques y otras estructuras relativas al mantenimiento de agua u otros materiales de supresión o equipo requerido para la protección del fuego para estructuras especiales de emergencia.
- Estructuras y equipo en centros de atención para emergencias.
- Equipo de generación esencial para facilidades delicadas.
- Estructuras y equipo en centros de comunicación gubernamental y otra clase de facilidades requeridas para respuesta de emergencia.

El término Facilidades Peligrosas se refiere fundamentalmente a las estructuras de edificaciones sosteniendo o conteniendo sustancias tóxicas o explosivos, es decir, que son peligrosos para la seguridad pública en general.

Dentro de las Estructuras Especiales de Ocupación se encuentran las siguientes:

- Estructuras cubiertas, de las cuales la primera ocupación es pública.
- Salones de asamblea con capacidad mayor a 300 personas.
- Edificios para escuelas secundarias o centros de guardería con capacidad mayor de 250 estudiantes.
- Edificios para universidades o educación adulta con capacidad mayor de 500 estudiantes.
- Facilidades médicas con 50 o más residentes incapacitados, pero no incluidos antes.
- Cárceles y otras facilidades de detención y todas las estructuras con ocupación de 5,000 personas.
- Estructuras y equipo en estaciones generadoras de poder u otras utilidades públicas no incluidas antes, y requeridas para operación continua.

Finalmente, dentro del grupo de Estructuras de Ocupación se encuentran todas las estructuras con ocupaciones no contenidas en las anteriores.

Rw: Es un coeficiente numérico determinado a partir del sistema estructural utilizado. Ver valores en Anexos 9 y 10.

CAPITULO 2

DISTRIBUCION DE CARGAS

2.1 DISTRIBUCION DE CARGAS GRAVITACIONALES

Como fue definido con anterioridad, las cargas son las fuerzas externas que actúan sobre una estructura. En el caso de las cargas gravitacionales, se hace referencia a las cargas producidas básicamente por el peso de los elementos que habrá de soportar la estructura.

Estas cargas gravitacionales, usualmente son distribuidas uniformemente. Así pues, si se trata de una losa de entrepiso, se asumirá que tanto la carga muerta como la carga viva serán uniformes dentro del ambiente que se esté diseñando.

De igual manera, si se tratase de una viga, las cargas se tienden a distribuir uniformemente a lo largo de la misma.

Esto no significa que, en el caso de existir cargas puntuales, no deban ser tomadas en cuenta, pues es muy importante que el análisis que se hace de una estructura sea lo más aproximado a la realidad, a fin de poder llegar finalmente a un diseño óptimo de la misma.

2.2 DISTRIBUCION DE CARGAS HORIZONTALES

Las cargas horizontales no son nada raras dentro de la naturaleza, siendo las más usuales las de viento, empujes de líquidos y empujes de sólidos, y menos frecuente pero quizás más importante para el análisis de algunas estructuras, la fuerza de sismo.

En toda construcción, ya sea pequeña o grande, se presentará el fenómeno de torsión como resultado de que la masa de la misma, en general, no estará localizada (teóricamente) de tal manera que coincida con el centro de rigidez de la estructura. La torsión consiste por lo tanto en el giro que experimentará la construcción por la razón apuntada anteriormente.

Lo anterior se puede visualizar más claro si se toma como ejemplo una losa que esté siendo soportada en un lado por dos columnas y en el otro por un muro.

Obviamente la masa de esta estructura se encontrará aplicada aproximadamente en el centro de gravedad de la losa. Por otra parte, se puede intuir que para que la losa no gire al momento de aplicársele una fuerza horizontal, se debe actuar más cerca del muro que de las columnas, con lo cual se observa que el centro de rigidez se encuentra localizado entre el centro de gravedad y el muro, llamándose excentricidad a la distancia entre estos dos puntos.

De tal manera, que cuando se hace el análisis de una estructura, deberá tomarse especial cuidado en el hecho de las diferentes rigideces que puedan tener los elementos que resistan los esfuerzos producidos por cargas horizontales.

Así pues, cuando se dá el caso de elementos verticales de diferente rigidez soportando el esfuerzo (por ejemplo un muro y una columna), se tiene que la rigidez resultante es igual a la suma de sus rigideces. Por otro lado, la rigidez de un elemento compuesto por partes de distinta rigidez (por ejemplo una columna apoyada en un muro), será el inverso de la suma de las rigideces inversas respectivas.

Es importante realizar análisis de torsión a las estructuras a fin de diseñar adecuadamente los miembros que la habrán de componer.

2.3 COMBINACIONES DE CARGAS (RECOMENDACIONES)

Debido a la complejidad que puede darse en el actuar de las diversas cargas en una estructura, a lo largo de su vida útil, existen ciertas combinaciones de carga que se han dado debido a estudios realizados con anterioridad y que conllevan a poder determinar en una mejor forma los esfuerzos que deberán soportar los diferentes elementos que compongan dicha estructura.

A continuación se presentan las combinaciones de carga que American Concrete Institute a dictaminado se deben realizar en el diseño en general:

a) 1a. Combinación:

Para cargas muertas y vivas, el Reglamento de la ACI especifica que cargas de diseño, cortantes de diseño y momentos de diseño, se pueden obtener de las cargas de servicio mediante la relación:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (2-1)$$

Donde: U = Carga última de diseño

D = Carga muerta total

L = Carga viva de diseño

b) 2a. Combinación:

Cuando se incluye la carga de sismo, la carga total puede ser más crítica, pero la probabilidad de que la carga máxima de sismo ocurra cuando se estén presentando además las cargas máximas viva y muerta, es menor que la probabilidad de que las sobrecargas existan solas. Por lo tanto, el Reglamento usa un coeficiente de 0.75 para la suma de las tres:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 S) \quad (2-2)$$

Donde: U = Carga última de diseño

D = Carga muerta total

L = Carga viva de diseño

S = Carga de sismo

En este caso es conveniente considerar L tanto con un valor de cero como con su valor máximo.

c) 3a. Combinación:

Si L actúa para reducir el total, esto también sugiere que D y W pueden actuar en sentido opuesto. Si esto sucede, un valor muy grande de D está del lado de la inseguridad y se hace necesaria la tercera combinación

del Reglamento:

$$U = 0.9 D + 1.3 S \quad (2-3)$$

Donde: U = Carga última de diseño

D = Carga muerta total

S = Carga de sismo

2.4 ENVOLVENTES DE MOMENTOS

De las combinaciones de cargas presentadas anteriormente se deduce que el análisis estructural que se le haga a una edificación presentará diferentes esfuerzos para los miembros que la compongan y se podrán dar incluso casos en que según una combinación un elemento, por ejemplo una viga, presente un momento positivo en algún tramo de la misma y según otra combinación presente momento negativo en el mismo tramo.

Esto conlleva a deducir que los diagramas de momentos que se logren efectuar con las diferentes combinaciones podrán ser muy disímiles entre sí, por lo que al momento de diseñar estructuralmente un elemento será preciso tomar en cuenta todas las diferentes sollicitaciones que se presenten.

Así pues, es en estos casos que se hace necesario realizar un diagrama de envolvente de momentos que no es otra cosa más que realizar una yuxtaposición de los diferentes diagramas obtenidos de las distintas combinaciones y así definir el contorno del resultante que será en definitiva, el que sirva para realizar el diseño estructural en cuestión.

En la siguiente página se presenta una gráfica para mejor visualizar lo anteriormente descrito.

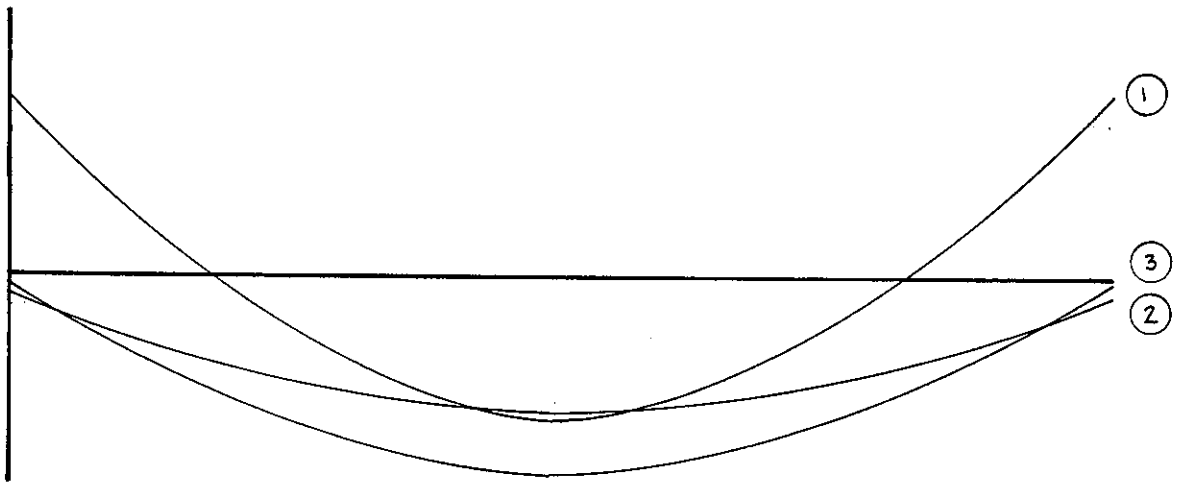
2.5 FACTORES DE SEGURIDAD

Un factor de seguridad es, un concepto por mucho tiempo establecido, alguna reserva de resistencia para tomar en cuenta cargas inusitadas mayores que las de diseño. Se ha considerado a menudo, como la relación del límite elástico al esfuerzo de la carga de servicio, aunque este concepto es inválido en donde existen respuestas no lineales. Cuando se define correctamente, el factor de seguridad es la relación de la carga que produciría colapso a la carga de servicio o de trabajo.

El diseño basado en la resistencia reconoce que es necesario utilizar un factor de seguridad para varias razones importantes. Algunas son cuestiones que quedan

FIGURA No.1

ENVOLVENTE DE MOMENTOS



- 1 Combinación Tipo 1
- 2 Combinación Tipo 2
- 3 Combinación Tipo 3

fuera del control del ingeniero, tales como la probabilidad de cargas futuras imprevistas.

Otras quedan en parte bajo el control del ingeniero, como podrían ser la calidad de los materiales, la cual puede ser especificada, las tolerancias usuales al dimensionar y colocar los refuerzos, que pueden ser inspeccionadas pero presentan limitaciones prácticas de construcción en campo, etc.

Otras razones se refieren a la importancia del miembro para mantener la integridad de la estructura, una falla local en una losa no es tan seria como el colapso de una columna.

A continuación se presentan los factores de seguridad que la ACI recomienda en su reglamento:

<u>ESFUERZO</u>	<u>FACTOR</u>
- Flexión con o sin carga axial	0.90
- Tensión	0.90
- Compresión axial:	
- Miembros con refuerzo en espiral	0.75
- Otros miembros reforzados	0.70
- Cortante y torsión	0.85
- Aplastamiento en concreto	0.70

El factor más alto es para flexión, porque la variabilidad del acero es menor que la del concreto; y se especifica que todos los miembros que trabajan a la flexión deben proyectarse para falla en tensión; es decir, en el acero. Los valores para columnas son los menores, favoreciendo un poco la resistencia de la columnas con refuerzo en espiral con respecto a las columnas con estribos, debido a que las columnas fallan a la compresión, en donde la resistencia del concreto es crítica; existe un poco de peligro de que en el análisis no se considere la peor combinación de carga axial y momento; y una columna es un elemento crítico en un edificio. Para cortante y torsión el factor tiene un valor intermedio porque depende de la resistencia del concreto, pero más bien de la raíz cuadrada de este valor, además que la teoría del cortante y torsión es, en cierto grado, todavía discutible.

CAPITULO 3

DISEÑO EN MADERA

3.1 GENERALIDADES DE LA MADERA

A diferencia de muchos materiales de construcción, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, que generalmente se usa en su estado natural. De los numerosos factores que influyen en su resistencia, los más importantes son:

- La Densidad
- Los Defectos Naturales
- Su Contenido de Humedad

A causa de los defectos y de las variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con el grado de precisión que se hace en el acero o en el concreto. Desde el punto de vista de la ingeniería, la madera presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales.

La madera en sí, es un polímero natural, compuesto por células en forma de tubos largos y delgados, con extremos ahusados. La pared de la célula consiste en celulosa cristalina, paralelamente alineada con el eje de la célula. La celulosa natural típica tiene varios miles de unidades moleculares de $C_{16}H_{16}O_2$ en cada cadena. Los cristales de la celulosa están ligados entre sí por una compleja lignina amorfa, formada por compuestos de hidrato de carbono. La sustancia de la madera es 50 a 60% de celulosa y 20 a 35% de lignina y el resto son hidratos de carbono y minerales.

El tronco del árbol crece por el desarrollo de capas concéntricas de células en el exterior de la madera y bajo la corteza. El ciclo anual de crecimiento, ocasionado por las variaciones estacionales en temperatura y humedad, produce los conocidos anillos y vetas de la madera. Las células formadas en la primavera tienen paredes delgadas y la madera tiene una textura abierta. Las células formadas durante el verano tienen paredes más gruesas con textura más cerrada y producen una sustancia más fuerte en la madera.

La mayoría de las células en la madera están orientadas en sentido vertical, pero algunas están orientadas en sentido radial, para servir como refuerzo en contra de la diseminación de las fibras verticales

bajo la carga natural de compresión del tronco del árbol. Debido a su estructura de células dirigidas, la madera tiene mayor resistencia y rigidez en el sentido longitudinal que en los otros sentidos.

Los árboles cuya madera se emplea en la construcción se clasifican en dos grupos principales: los de "madera blanda" y los de "madera dura". Los de madera blanda, como los pinos y los cipreses, son coníferas, mientras que los de madera dura, por ejemplo: los encinos y los arces, tienen hojas anchas. Los términos madera blanda y madera dura no indican el verdadero grado de dureza de las diferentes especies de árboles.

La madera es comercializada usualmente tomando como base el volumen del tamaño nominal expresado en "pies-tabla", siendo éste el volumen de un prisma de 12 x 12 x 1 plg. o sea, 144 plg³, o 1/12 de pie³.

3.2 ESFUERZOS EN LA MADERA

Hay que considerar muchos factores al determinar los esfuerzos de trabajo de la madera. Mediante pruebas realizadas en materiales libres de defectos se ha obtenido un tabulador conocido con el nombre de "esfuerzos básicos". Para obtener esfuerzos de trabajo,

los esfuerzos básicos se reducen por medio de factores que toman en cuenta la pérdida de resistencia por defectos, tamaño del miembro, su densidad, condiciones de exposición y magnitud de grietas radiales y circulares (rajaduras y reventaduras).

En el Anexo No. 7 se presenta una tabla de esfuerzos de trabajo para ciertos tipos de madera. Dichos esfuerzos de trabajo se pueden usar como datos generales para diseñar estructuras de madera y se refieren a condiciones de carga normales.

En los proyectos de madera estructural los esfuerzos de trabajo que se requieren como datos son los de la fibra de los extremos en flexión y tensión paralela a la veta, el cortante horizontal, la compresión paralela a la veta, la compresión perpendicular a la veta y el módulo de elasticidad.

Una de las características de la madera es que, al determinar las dimensiones del miembro, se debe tomar en cuenta el tiempo durante el cual se aplica la carga. Una fuerza aplicada repentinamente, de unos cuantos segundos de duración, quizás no produzca daños a un miembro, pero si la misma fuerza se aplica durante un período más largo puede producir la falla. Los esfuerzos de trabajo dados en el Anexo No. 7 son para condiciones de carga normales, siendo éstas, cuando se aplica toda la carga

máxima normal de proyecto durante 10 años, o 90% de la carga máxima de proyecto aplicada continuamente durante la vida de la estructura.

Analizando los esfuerzos que se pueden presentar en la madera, se tienen los siguientes:

Compresión Paralela a la Veta:

Los esfuerzos de trabajo que se dan para la compresión paralela al hilo se aplican a postes, columnas y puntales. Al proyectar una columna de madera, el esfuerzo calculado P/A no debe exceder el esfuerzo de compresión permisible paralelo a la veta.

Compresión Perpendicular a la Veta:

Los esfuerzos de compresión perpendicular al hilo se refieren a los que se producen en las partes de las vigas donde descansan en los apoyos, o donde las cargas concentradas están en contacto con las vigas.

Cargas en Superficies Inclınadas a la Veta:

En los entramados de madera ocurre con frecuencia que una pieza llegue a acoplarse a otra con cierto ángulo, como ocurre en el caso de las armaduras, cerchas y tijeras. La carga de la pieza inclinada produce un

esfuerzo de compresión en la pieza horizontal. La fórmula recomendada para calcular el esfuerzo unitario de trabajo en dichos casos se conoce con el nombre de Fórmula de Hankinson y es:

$$N = \frac{P Q}{P \operatorname{sen}^2 \phi + Q \operatorname{cos}^2 \phi} \quad (3-1)$$

- Donde:
- N = Esfuerzo unitario de compresión permisible perpendicular a la superficie inclinada
 - P = Esfuerzo unitario permisible de compresión paralela a la veta
 - Q = Esfuerzo unitario permisible de compresión perpendicular a la veta
 - ϕ = Angulo entre la dirección de la carga y la dirección de la veta

EJEMPLO:

Dos piezas de madera de 6 pulg. de ancho se unen entre sí y el ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la veta es de 30 grados. Si previamente se ha determinado que el esfuerzo unitario de compresión permisible paralelo a la veta es de 1,500 lb/plg² y que el esfuerzo unitario de compresión

permisible perpendicular a la veta es de 455 lb/plg², hallar el esfuerzo unitario permisible en la superficie de apoyo inclinada.

SOLUCION:

$$N = \frac{P \cos^2 \phi + Q \sin^2 \phi}{1,500 \times 455}$$

$$N = \frac{(1,500 \times 0.25) + (455 \times 0.75)}{1,500 \times 455}$$

$$N = 950 \text{ lb/plg}^2$$

Tensión Paralela a la Veta:

Los esfuerzos de trabajo permisible para miembros en los que se aplican fuerzas de tensión paralelas a la veta es igual que el esfuerzo de trabajo permisible para la flexión. En el diseño de armaduras de madera se encontrará que la resistencia de los miembros en tensión se determina usualmente por la resistencia de la conexión en las uniones, y no en la sección transversal del miembro.

Esfuerzo Cortante Horizontal:

Toda viga sujeta a una fuerza cortante vertical está sujeta a fuerza cortante horizontal. La fuerza cortante horizontal es la tendencia de una parte de la viga a deslizarse horizontalmente sobre la parte adyacente. Los esfuerzos no están igualmente distribuidos en el área de la sección transversal y, en las vigas rectangulares, el mayor esfuerzo cortante unitario está en la superficie neutra.

La fórmula que se usa para calcular el esfuerzo cortante unitario horizontal máximo en una viga rectangular, que no tenga rajaduras es:

$$q = \frac{3 V}{2 b h} \quad (3-2)$$

Donde: q = Esfuerzo cortante máximo horizontal
en lbs. por pulg²

V = Fuerza cortante vertical máxima
en libras.

b = Ancho de la viga en pulgs.

h = Peralte de la viga en pulgs.

Esta fórmula se aplica únicamente a las secciones rectangulares. Produce un ligero error del lado de la seguridad, porque indica esfuerzos cortantes mayores que los existentes realmente.

3.3 CALIDAD DE LA MADERA

La calidad de la madera es un aspecto muy importante a cubrir al momento de realizar estructuras con este material. Siendo éste de características anisotrópicas, o más bien ortotrópicas, o sea que sus propiedades difieren en cada sentido, determinar la calidad es un aspecto muy complejo, máximo si se toma en cuenta que ésta estará dependiendo de muchas variables que influirán directamente en la misma y dentro de las cuales se podrían mencionar: la especie del árbol que la provee; la climatología de donde provenga; su vulnerabilidad ante el ataque de hongos, insectos u otros factores; etc.

La madera posee además una alta relación entre su resistencia y su peso, además de encontrarse muy afectada por la humedad, la cual influye grandemente en su resistencia. Para ser empleada en estructuras, su humedad relativa deberá ser menor del 19%.

En la determinación de la calidad de la madera, es preciso observar ciertos factores, dentro de los cuales se pueden encontrar:

Esfuerzo al Limite de Proporcionalidad:

Es el valor de esfuerzo en el cual la curva de Esfuerzo-Deformación deja de ser una recta.

Módulo de Ruptura (f):

$$f = \frac{M}{S} \quad (3-3)$$

Donde: f = Módulo de Ruptura
M = Momento flexionante
S = Módulo de sección, el cual en secciones rectangulares es $bh^2/6$.

Módulo de Elasticidad:

El módulo de elasticidad de un material es la medida de su rigidez. Una probeta de acero sufre cierta deformación cuando se le somete a una carga dada, pero la muestra de madera de las mismas dimensiones, sometida a las mismas cargas, probablemente se deforme 20 veces más. Se dice así que el acero es más rígido que la madera. Se

llama módulo de elasticidad del material a la relación entre el esfuerzo unitario y la deformación unitaria, con tal que dicho esfuerzo unitario no exceda el límite de elasticidad del material. El módulo de elasticidad de algunas maderas usadas en nuestro medio se presenta a continuación:

Ciprés	1320000 Lbs/pulg ²
Pino	1760000 Lbs/pulg ²

3.4 DISEÑO A COMPRESION

Como se pudo observar con anterioridad, existen dos tipos de esfuerzos de compresión a que puede estar sujeto un elemento de madera. La compresión paralela a la fibra es uno de ellos, el cual es característico que se presente en columnas y pedestales. El otro tipo de esfuerzo de compresión a encontrar en un elemento estructural de madera lo constituye el perpendicular a la fibra y éste se encuentra principalmente en el apoyo de las vigas.

Compresión Paralela:

Siempre se deberá tener en cuenta la "relación de

esbeltez (l/d)" al tratar este tipo de esfuerzo en una columna. Esta consiste en la relación de la longitud sin apoyo de la columna a la dimensión de su cara menor, este lado es la más angosta de las dos caras. En las columnas sólidas sencillas, l/d no deberá exceder de 50. Así, si se tiene una altura de 3.00 m o sea 188", el grosor mínimo del elemento deberá ser 2 1/2".

La fórmula recomendada para el diseño de piezas a compresión es:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.3 \times E}{(l/d)^2} \quad (3-4)$$

- Donde:
- P = Carga total axial en la columna expresada en lbs.
 - A = Area de la sección transversal de la columna en pulg²
 - E = Módulo de elasticidad de la madera en lbs/pulg²
 - l = Longitud de la columna en pulgs.
 - d = Dimensión del lado menor en pulgs.

Usualmente la tablas de propiedades de los diferentes tipos de madera, presentan el valor del esfuerzo unitario permisible de compresión paralela

identificándolo como "c".

EJEMPLO:

Se necesita determinar la sección de una columna que soportará una carga de 2,725 Kgs. y tendrá una longitud libre de 4.25 mts. Para el efecto se empleará madera de pino.

SOLUCION:

Primeramente se procederá a trasladar las medidas al sistema inglés, obteniendo los siguientes valores:

$$P = 2,725 \text{ Kgs} * 2.2 = 5,995 \text{ lbs}$$

$$L = 4.25 \text{ m} / .0254 = 167.3 \text{ pulg}$$

Se sabe además que para el pino el módulo de elasticidad es $E = 1,760,000 \text{ lbs/pulg}^2$, y asumiendo una relación l/d de 45, entonces se procederá a encontrar el área de la sección empleando la fórmula antes mencionada:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.3 \times E}{(l/d)^2}$$

$$\begin{aligned}
 & P \times (1/d)^2 \\
 \Rightarrow A &= \frac{\text{-----}}{0.3 \times E} \\
 & \frac{5,995 \times 2025}{\text{-----}} \\
 & \frac{0.3 \times 1,760,000}{\text{-----}} \\
 & = 22.99 \text{ pulg}^2
 \end{aligned}$$

Habiendo establecido una relación l/d de 45 se determina la dimensión del lado menor:

$$d = 167.3 / 45$$

$$d = 3.7 \text{ pulg} \Rightarrow \text{usar } 4 \text{ pulg}$$

Determinando la sección se tiene:

$$A = b \times d$$

$$\Rightarrow b = A / d$$

$$= 22.99 / 4$$

$$= 5.75 \text{ pulg} \Rightarrow \text{usar una sección de } 4 \times 6 \text{ pulg.}$$

Compresión Perpendicular:

Se presenta usualmente en los apoyos o al soportar una viga de madera a otro elemento que le produzca una carga puntual, como podría ser el caso de soportar a otra viga, tendal, etc.

Si la pieza se encuentra constantemente sumergida, disminuir en un 33% los valores de esfuerzo admisible, y por el contrario, si el apoyo en aplastamiento es menor de 6 pulg. se puede ponderar este esfuerzo con el siguiente factor f:

$$f = \frac{1 + 3/8}{l} \quad (3-5)$$

Donde: f = Factor de ponderación
l = longitud de apoyo

EJEMPLO:

Una viga de pino soporta una carga de un poste de 4 x 6 pulg en el centro del claro. Calcular la carga máxima admisible que el poste puede aplicar a la viga, si

se sabe según tablas que el esfuerzo de compresión unitario perpendicular permisible es de 390 lbs/pulg².

SOLUCION:

Ya que el poste tiene una longitud en el apoyo de 4 pulg., entonces se procede a determinar el factor de ponderación:

$$f = \frac{4 + 3/8}{4}$$

$$f = 1.094$$

Determinando entonces el esfuerzo permisible, se tiene:

$$c = 390 \times 1.094$$

$$c = 426.66 \text{ lbs/pulg}^2$$

Multiplicándolo por el área obtendremos la carga máxima, así:

$$P = 426.66 \times (6 \times 4)$$

$$P = 10,240 \text{ lbs.}$$

Y esta vendría a ser la carga máxima admisible que debería soportar la viga según la comprensión perpendicular a la veta que puede soportar.

3.5 DISEÑO A CORTE

Como se mencionó con anterioridad, toda viga cargada estará sometida a esfuerzos cortantes, usualmente transversales a la veta, sin embargo, rara vez se presentan fallas debido a estas fuerzas y ordinariamente no es necesario investigar los esfuerzos unitarios transversales al hilo. No obstante, se puede hacer el chequeo o diseño respectivo aplicando la fórmula descrita anteriormente.

EJEMPLO:

Una viga simple que presenta un claro de 14 pies tiene una carga uniformemente distribuida de 800 lbs. por pie lineal. Si la sección de ésta es de 10 x 14 plgs. y se sabe además que la madera empleada presenta un esfuerzo cortante unitario permisible de 105 lbs/pulg², determinar la seguridad de la viga con respecto a dicho

esfuerzo cortante horizontal.

SOLUCION:

La carga total sobre la viga es 14 pies x 800 lb/pie = 11,200 lbs. por lo tanto, cada reacción es de 11,200/2 = 5,600 lbs. Este es entonces el valor de V, la fuerza cortante vertical máxima. Para determinar el esfuerzo cortante unitario horizontal máximo se procede a usar la fórmula:

$$q = \frac{3 V}{2 b h} \quad (3-6)$$

$$\begin{aligned} &= \frac{3 \times 5,600}{2 \times 10 \times 14} \\ &= 60 \text{ lbs/pulg}^2 \end{aligned}$$

Se observa que esto es mucho menor que 105 lbs/pulg², que es el valor del esfuerzo permisible, por lo tanto la viga está segura en lo que respecta al esfuerzo cortante horizontal. Sin embargo, si se encontrara que el esfuerzo es mayor, puede investigarse el esfuerzo con el método de omitir una porción de la carga distribuida en

cada extremo de la viga para calcular V . Esto se hace omitiendo todas las cargas en una distancia igual al peralte de la viga en ambos apoyos.

Si así se hiciera, se hubiese obtenido que la carga total sería: $800 \times (14 - (1.166 \times 2)) / 2 = 4,667$ lbs y al aplicar este valor a la fórmula se hubiese obtenido un valor de 50 lbs/pulg².

3.6 DISEÑO A FLEXION

Para todo diseño de una viga, lo primero consiste en determinar por medio del cálculo las cargas que deberá de soportar y por ende los esfuerzos a que habrá de estar sometida. Posteriormente se determinará una sección transversal en la que no se exceda el esfuerzo permisible en la fibra extrema, según el material usado. Es por esta razón que se suele decir que una viga primero es diseñada por resistencia a la flexión y posteriormente se verifica su resistencia al corte. Si este último no se satisface, se procede a emplear una sección mayor hasta lograr dicha resistencia al corte. Ya satisfecho este requisito, se procede a determinar la flecha que presente y verificar que se encuentre dentro de los límites

prescritos, para finalmente verificar que la compresión en los apoyos también se encuentre dentro de los márgenes aceptables.

La fórmula a emplear para el diseño a flexión es la siguiente:

$$M = f \times S \quad (3-7)$$

Donde: M = Momento flexionante (lb-pulg)
f = Esfuerzo unitario en la fibra más alejada (lb/pulg²)
S = Módulo de la sección (pulg³)

EJEMPLO:

Se ha determinado que el momento flexionante máximo en una viga dada será de 250,000 lb-pulg. Si ésta será fabricada con una madera que posee un esfuerzo permisible en la fibra extrema de 1,200 lb/pulg², diseñar dicha viga con respecto a la flexión.

SOLUCION:

Dado que se conocen los valores del momento flexionante (M) y del esfuerzo permisible (f) para el

tipo de madera a emplear, el problema se reduce a calcular el valor del módulo de la sección y posteriormente encontrar una sección que satisfaga el mismo.

$$S = \frac{M}{f}$$

$$= \frac{250,000 \text{ lb-pulg}}{1,200 \text{ lb/pulg}^2}$$

$$= 208.33 \text{ pulg}^3$$

Si se sabe que $S=bh^2/6$ entonces se define una de las medidas para luego proceder a calcular la otra. Así, si se desea que la viga tenga 10 pulg. de ancho, se procede a determinar la altura:

$$S = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$\Rightarrow h = \sqrt{6S / b}$$

$$= 11.18 \text{ pulg}$$

Entonces se puede utilizar una sección de 10 x 12 pulg.

3.7 DISEÑO A DEFLEXION

La deformación que acompaña a la flexión se denomina flecha o deflexión. Es la distancia vertical que se mueve un punto de la superficie neutra cuando la viga se flexiona. En todas las vigas existe cierto grado de flexión y corresponde al diseñador verificar que ésta no exceda de ciertos límites previamente establecidos.

Es probable que al momento de definir una viga, se lleguen a tener dimensiones apropiadas para las cargas que manejará, pero puede ser que estas últimas produzcan flechas tan grandes que a su vez den una mala apariencia a la obra o generen problemas en los restantes miembros de la construcción.

El límite admisible para entrepisos que soportan cielos falsos enyesados o tabiques, usualmente se encontrará entre el rango de $1/360$ a $1/300$. Valores usuales para vigas que no soportan este tipo de elementos, tal como el caso de techos, usualmente estará

cerca del rango de 1/240 y habrán ocasiones especiales, como en el caso de puentes de carretera, donde el límite podrá andar por el rango de 1/200. Es preciso consultar las normas locales para definir correctamente estos límites.

Así pues, las fórmulas usuales para definir las flechas en vigas simplemente apoyadas son las siguientes:

$$D = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} \quad (3-8)$$

$$D = \frac{1}{48} \frac{PL^3}{EI}$$

- Donde:
- D = Flecha máxima vertical
 - W = Carga total uniformemente dist.
 - P = Carga concentrada
 - L = Longitud de la viga
 - E = Módulo de elasticidad del material de la viga.
 - I = Momento de inercia centroidal de la sección transversal de la viga.

La metodología para el diseño a deflexión consiste en calcular la flecha real teórica y compararla con la flecha admisible.

EJEMPLO:

Una viga de pino de 12x16 pulg. tiene una luz libre de 18 pies y una carga total uniforme de 21,600 lbs. Si se trata de un entrepiso, ¿ Presentará una flecha excesiva ?.

SOLUCION:

Habiendo definido que el módulo de elasticidad de esta madera es de 1,760,000 lbs/pulg² y que el momento de inercia es de 4,096 pulg⁴, se procede a calcular la flecha así:

$$D = \frac{5}{384} \frac{21,600 \times (18 \times 12)^3}{1,760,000 \times 4,096}$$

$$D = 0.39 \text{ pulg}$$

Calculando ahora la flecha máxima permisible:

$$D_{max} = \frac{L}{360} \quad (3-9)$$

$$= \frac{(18 \times 12)}{360}$$

$$= 0.60 \text{ pulg.}$$

Con lo cual se demuestra que la viga cargada presentará una flecha menor que la máxima permitida.

3.9 DISEÑO A FLEXO-COMPRESION

Es frecuente que se dé el caso que un elemento de madera se encuentre sujeto a esfuerzos tanto de compresión como de flexión, como es el caso de la armaduras de techo o el caso de columnas con cargas en ménsulas laterales.

Cuando esto sucede, el miembro deberá dimensionarse de tal modo que las cantidades:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq c + f \quad (3-10)$$

no excedan de uno, en donde:

- P = Fuerza axial en compresión
- A = Area de la sección transversal
- c = Esfuerzo permisible en compresión paralelo a la veta.
- M = Momento flexionante máximo
- S = Módulo de sección de la sección transversal
- f = Esfuerzo permisible en la fibra extrema en flexión

EJEMPLO:

Se tiene un tramo de 10 pies de una armadura que soporta una fuerza de compresión axial de 30,000 lbs. además de soportar una carga distribuida de 450 lbs/pie que le produce flexión. Se sabe que es una madera que presenta un esfuerzo admisible en la fibra extrema de

1,400 lbs./pulg², un esfuerzo permisible a la compresión paralela de 1,300 lbs/pulg² y un módulo de elasticidad de 1,760,000 lb/pulg² ¿Cuál deberá ser la sección de dicho miembro?

SOLUCION:

El diseño de estos miembros se efectúa investigando secciones por tanteos. En este caso, se supondrá que se dispone de una pieza de 5.5x9.5 pulg. lo cual implica que $A = 52.25$ pulg² y $S = 821.73$.

Sustituyendo estas cantidades en la fórmula de columna se tiene:

$$\begin{aligned} \frac{P}{A} &= \frac{0.3 \times E}{(l / d)^2} \\ &= \frac{0.3 \times 1,760,000}{(120 / 5.5)^2} \\ &= 1,110 \text{ lb/pulg}^2. \end{aligned}$$

Aquí se ve que este esfuerzo de compresión es menor que c , que es de 1,400 lb/pulg², entonces:

$$\frac{P / A}{c} = \frac{30,000 / 52.25}{1,110}$$

$$= 0.516$$

Calculando el momento generado por la carga distribuida se tiene:

$$M = \frac{W l^2}{10}$$

$$= \frac{450 \times 10 \times 10 \times 12}{10}$$

$$= 54,000 \text{ lb-pulg}$$

Calculando entonces la otra parte de la ecuación se tiene:

$$\frac{M / S}{f} = \frac{54,000 / 82.73}{1,400}$$

$$= 0.466$$

Realizando entonces la suma de estas dos cantidades se tiene:

$$0.516 + 0.466 = 0.982$$

Y como esta cantidad es menor que 1 entonces se considera que esta sección es aceptable para los esfuerzos que habrá de soportar.

3.9 JUNTAS

Las juntas o uniones entre piezas de madera o elementos de una estructura compuesta por este material es algo muy usual. Estas suelen realizarse empleando elementos tales como clavos, tornillos para madera, pernos o conectores propiamente dichos. Esto es algo a lo que debe ponerse especial atención, ya que una junta adecuada y eficiente permite mejor el aprovechamiento de las secciones de madera, a la vez de poder emplear mejor el esfuerzo permisible de ésta y, por el contrario, una junta deficiente puede ser la causante del colapso en una estructura.

Juntas con Clavos:

Suelen ser las más comunes. La resistencia de una unión clavada está influenciada por:

- Diámetro del clavo
- Penetración del clavo
- Gravedad específica de la madera

Este tipo de uniones se ve afectada por factores de seguridad altos. En éstas se pueden analizar dos casos específicos: resistencia lateral y resistencia al arrancamiento, dependiendo del esfuerzo que soporten.

Resistencia Lateral:

La fórmula usual para este caso es la siguiente:

$$P = K D^{3/2} \quad (3-11)$$

- Donde:
- P = Carga máxima admisible (Lbs.)
 - K = Constante que depende de G (gravedad específica del tipo de madera)
 - D = Diámetro del clavo a emplear

Para poder utilizar estos valores de P es preciso que la penetración de los clavos cumpla con los valores mínimos siguientes:

10 D para grupos de 4 clavos o más.

11 D para grupos de 3 clavos.

13 D para grupos de 2 clavos.

14 D para 1 clavo.

Si la conexión hace trabajar a los clavos en doble corte y las piezas secundarias presentan un espesor mayor a 1/3 del espesor de la pieza principal, la carga admisible P se incrementa en 1/3. Si los espesores de las piezas secundarias y la pieza principal son iguales, incrementar el valor de P en 2/3.

Resistencia al Arrancamiento:

Para el cálculo de la carga admisible de arrancamiento en una unión clavada, se emplea la siguiente fórmula:

$$P = 1380 G^{5/2} D \quad (3-12)$$

Donde: P = Carga admisible de arrancamiento por pulgada de penetración (lbs).

G = Gravedad específica de la madera empleada

D = Diámetro del clavo

Se asume que la resistencia de una unión clavada es igual a la suma de las resistencias individuales proporcionadas por cada clavo.

Juntas con Tornillos:

Los tornillos proporcionan un método fuerte, eficiente y económico para sujetar entre sí los miembros de madera.

Resistencia Lateral:

Suelen darse los dos casos, o sea, que el tornillo esté colocado perpendicular al grano o esté colocado paralelo al grano. En ambos casos la penetración mínima deberá ser de 7 veces el diámetro. Cuando se trata de una colocación perpendicular al grano, la fórmula a utilizar será:

$$P = K D^2 \quad (3-13)$$

Donde: P = Carga máxima admisible (Lbs.)
K = Constante que depende de G (gravedad específica del tipo de madera)

D = Diámetro del tornillo

Cuando el tornillo se encuentre colocado paralelo al grano, el valor admisible para P será 2/3 del valor obtenido para el tornillo colocado en forma perpendicular al grano.

Cuando el tornillo sirve para fijar piezas de metal, la carga admisible se incrementa en un 25%.

Si la conexión esta sometida a la humedad, tomar únicamente el 75% del valor de la carga admisible.

Si siempre está húmeda tomar sólo el 67% de la carga admisible.

Resistencia al Arrancamiento:

Cuando se trata de un esfuerzo perpendicular al grano, se usa la fórmula:

$$P = 2850 G^2 D \quad (3-14)$$

Donde: P = Carga admisible de arrancamiento
por pulgada de penetración (lbs.)
G = Gravedad específica de la madera
empleada
D = Diámetro nominal del tornillo

Los tornillos nunca deben usarse paralelos al grano.

Junta con Pernos:

Los pernos son elementos metálicos muy utilizados en las juntas de piezas de madera, sin embargo, el comportamiento de una unión pernada no es tan sencillo de predecir.

En este tipo de uniones el factor determinante lo constituye el grosor de las piezas que están siendo unidas, así como el ángulo que puede tener el esfuerzo con respecto a la fibra.

Así pues, cuando la carga se encuentre actuando a un ángulo específico respecto al grano, es preciso aplicar la fórmula de Hankinson, descrita con anterioridad, para determinar la carga admisible para la pieza principal.

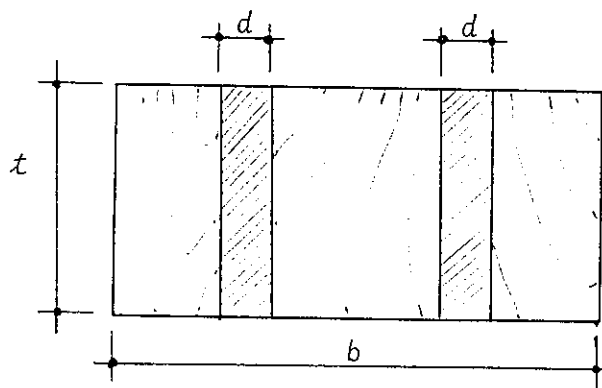
Es también de mucha importancia la colocación y separación entre pernos cuando se colocan en grupo (Ver figura en página siguiente).

El espaciamiento entre pernos en una misma fila no deberá ser menor de 4 veces el diámetro del perno. Para el espaciamiento entre filas de pernos, es preciso

observar lo siguiente:

- a) Si la carga es paralela a la fibra éste estará controlado por la reducción del área neta. puede determinarse satisfactoriamente si se divide el ancho de la pieza entre el número de filas de pernos, haciendo la distancia al margen igual a la mitad de este valor.
- b) Si la carga es perpendicular a la fibra y la relación espesor/diámetro es menor o igual a 2.5, dicho espaciamento deberá ser 2.5 veces el diámetro de los pernos; y si la relación espesor/diámetro se encuentra entre 2.5 y 6 entonces el espaciamento entre filas de pernos deberá ser 5 veces el diámetro de los pernos.

Existe además, el criterio de la sección crítica, debiendo ser ésta como mínimo un 80% del área en aplastamiento para las llamadas maderas blandas (coníferas) y el 100% del área en aplastamiento para maderas duras (hoja caduca).



SECCION CRITICA

FIGURA No. 2

Para calcular área neta y de aplastamiento se tiene:

$$A_{\text{neta}} = t * (b - n d) \quad (3-15)$$

$$A_{\text{aplast}} = n t d \quad (3-16)$$

$$A_{\text{neta}} \geq 0.80 A_{\text{apl.}} \quad (\text{suaves})$$

$$A_{\text{neta}} \geq 1.00 A_{\text{apl.}} \quad (\text{duras})$$

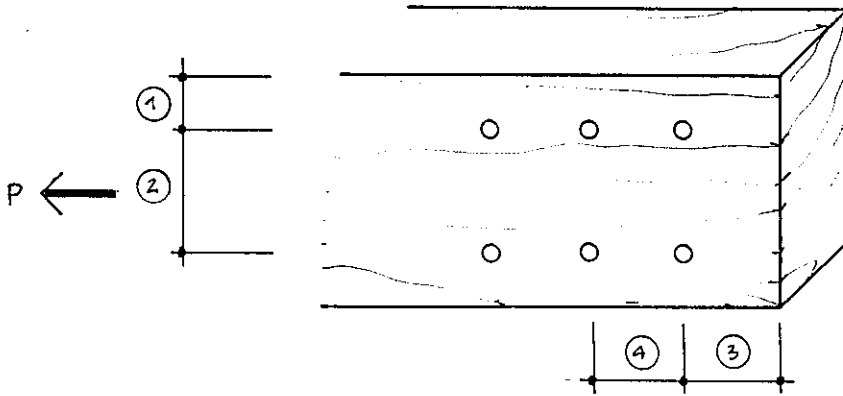
Para la distancia al borde de una unión pernada se deberán seguir los siguientes lineamientos:

a) Tensión: $e \geq 7 d$ (suaves)

$$e \geq 5 d \quad (\text{duras})$$

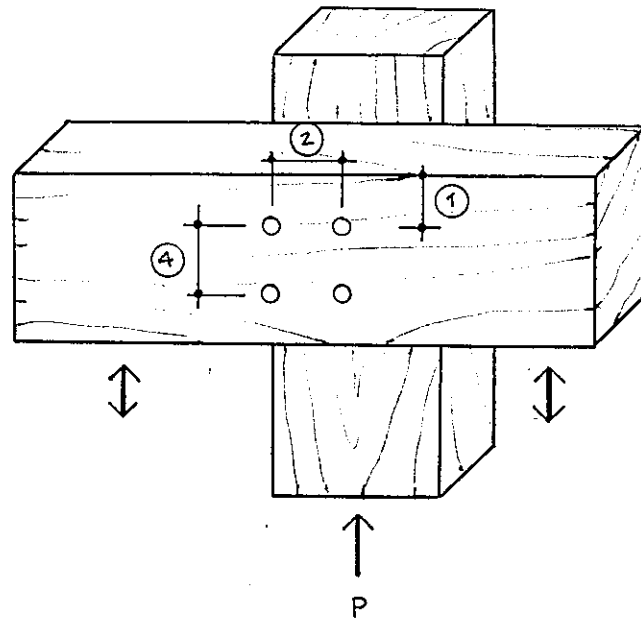
b) Compresión: $e \geq 4 d$

Para la distancia al margen de la pieza se deberán seguir las siguientes recomendaciones, entendiéndose que esta distancia es del centro del perno al margen de la pieza:



UBICACION DE PERNOS
 EN PIEZA CON TENSION PARARELA
 FIGURA No. 3

- 1 Distancia al margen
- 2 Distancia entre filas
- 3 Distancia al borde
- 4 Espaciamiento entre pernos



UBICACION DE PERNOS
 EN PIEZA CON TENSION PERPENDICULAR
 FIGURA No.4

a) Tensión o compresión paralela:

$$e \geq 1.5 d$$

Excepto si $l/d > 6$ en cuyo caso se deberá usar como mínimo la mitad de la distancia entre filas de pernos.

b) Tensión o compresión perpendicular:

$$e \geq 4 d$$

3.10 DISEÑO DE FORMALETAS

Para el diseño de formaletas, es preciso tener claro los esfuerzos a que habrá de estar sujeta la madera, así como los apoyos y uniones que habrán de estar actuando dentro del conjunto. Es también muy importante tener especial cuidado en las flechas que habrán de producirse al momento de contener el concreto fresco.

Así pues, se recomienda que la flecha máxima permisible sea cuidadosamente seleccionada por el diseñador, a fin de evitar gastos innecesarios en la corrección de curvaturas no deseadas en elementos de concreto.

Es práctica usual que para las losas se empleen tablonces de 1 1/2" y 2" dependiendo de las luces. Para los parales se acostumbra utilizar piezas de 3" x 3" separadas a 1 m. sin embargo, en losas prefabricadas, las filas de parales habrán de ser colocadas a 1.50 m.

Es muy importante el correcto arriostramiento de dichos elementos, ya que esto evitará los movimientos laterales que pudiesen darse, además de la colocación de polines en las bases de los parales, para evitar hundimientos de los mismos en terrenos no muy estables.

CONCLUSIONES

El curso de DISEÑO ESTRUCTURAL es uno de los principales dentro del pensum de estudios de la carrera de Ingeniería Civil, pues proporciona al estudiante los elementos necesarios y básicos para poder realizar el diseño de una estructura dada, independientemente del material que habrá de ser utilizado en su elaboración, además de ser prerrequisito para los cursos de Diseño Estructural en Mampostería, Métodos de Construcción, Obras Hidráulicas, Diseño Estructural Metal I y Diseño Estructural en Concreto Preesforzado.

El presente trabajo es una guía de estudio idónea ya que se han tocado los diversos tópicos de que consta el curso en mención y se presentan tablas de apoyo para las diversas partes que lo componen.

La realización de una guía de estudio es de mucha utilidad para cualquier curso y más aún para uno con la complejidad que posee el de DISEÑO ESTRUCTURAL, pues no es factible auxiliarse de un solo texto, sino es preciso consultar varias referencias bibliográficas dependiendo de cada uno de los temas.

RECOMENDACIONES

Se recomienda proveer de guías de estudio a los cursos principales dentro de la carrera de Ingeniería Civil, pues cumplen con el doble propósito de proveer una herramienta idónea al catedrático que imparta la materia, y ser la fuente de referencia apropiada y económica para el estudiantado en general.

En todo diseño estructural que se realice, es preciso poner especial énfasis en lo referente a las cargas de diseño, siendo las presentadas en esta guía una buena referencia, pero siempre deberá tomarse muy en cuenta lo dictaminado por las normas locales o específicas que apliquen a un proyecto en particular.

El método de análisis de sismo aquí presentado es apropiado para nuestra región pero no es el único existente, y al igual que fuese anotado en el párrafo anterior, es necesario observar las normas que habrán de regir los proyectos ya que, por ejemplo, si se hiciese una edificación que habrá de ser aprobada por el Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), la fuerza horizontal de sismo a emplear está normada en el reglamento elaborado por FHA y no deberá usarse el dato que arroje el análisis efectuado con el método SEAC-88, a pesar que los resultados no difieran grandemente.

En lo relacionado al diseño en madera, se recomienda hacer uso de los estudios y tablas elaboradas para las maderas propias del país ya que, a pesar de su similitud con especies de otras latitudes, las características genéticas y climatológicas pueden producir variaciones en la calidad de la misma.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83) y Comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F. 1990.

Parker, Harry. Diseño Simplificado de Estructuras de Madera. Editorial Limusa, México, D.F. - 1975.

Merrit, Frederik. Manual del Ingeniero Civil. Editorial McGraw-Hill. México, D.F. 1984

Ferguson, Phil. Fundamentos del Concreto Reforzado. Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V. México, D.F. 1994

ANEXO No. 1
PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

MATERIALES	Peso Volumétrico (ton/m ³)		
	Máximo	Mínimo	
I. PIEDRAS NATURALES			
Areniscas	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Basaltos	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito		3.20	2.40
Mármol		2.60	2.55
Riolita	seca	2.50	2.00
	saturada	2.55	2.05
Pizarras	secas	2.60	2.30
	saturadas	2.65	2.35
Talpetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Caliza	seca	2.80	2.40
	saturada	2.85	2.45
II. SUELOS			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien tamizada	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla en condición natural	seca	1.50	1.20
	saturada	2.10	1.70
III. PIEDRAS ARTIFICIALES			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Estucado de yeso		1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Block de concreto ligero (volumen neto) ...		1.30	0.90
Block de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
Block de concreto pesado (volumen neto) ...		2.20	2.00
Vidrio plano		3.10	2.80

ANEXO No. 1
PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

MATERIALES	Peso Volumétrico (ton/m ³)		
	Máximo	Mínimo	
IV. MADERA			
Caoba	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Ciprés	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
V. RECUBRIMIENTOS			
Peso en kg/m ²			
Azulejo		15.00	10.00
Piso de cemento líquido		35.00	25.00
Piso de Granito de 20x20		45.00	35.00
.. 30x30		55.00	45.00
.. 40x40		65.00	55.00
Loseta asfáltica o vinílica		10.00	5.00
VI. OTROS MATERIALES			
Aluminio		2.75	2.55
Hierro Fundido		7.90	7.60
Acero		7.85	7.85
Papel		1.15	0.70
Asfalto		1.50	1.10
Petróleo		0.87	0.87
Gasolina		0.69	0.66

ANEXO No. 2
CARGAS VIVAS PARA EDIFICIOS SEGUN DIVERSOS REGLAMENTOS
En Kg/m²

USO	MEXICO RDF-76	U.S.A. ANSI-81	URSS SNIP-74
Habitación en casas y departamentos	190	195	150
- En hoteles	190	195	150
- En hospitales	190	195	200
Oficinas	190	244	200
Escaleras	350	488	300
Lugares de reunión con asientos fijos	300	293	400
Lugares de reunión sin asientos fijos	450	488	500
Balcones y terrazas al exterior	300	488	400
Garajes para automóviles	150	244	---
Comercios	>350	488(366)	400

USO	JAPON AIJ	ALEMANIA DIN-61	G. BRETAGA CPG-67
Habitación en casas y departamentos	180	150	153
- En hoteles	180	150	204
- En hospitales	180	---	204
Oficinas	300	200	255
Escaleras	---	---	300-500
Lugares de reunión con asientos fijos	300	500	408
Lugares de reunión sin asientos fijos	360	500	510
Balcones y terrazas al exterior	300	500	153
Garajes para automóviles	550	350	255
Comercios	300	500	408

ANEXO No. 3
FACTORES POR IMPACTO Y VIBRACION EN MAQUINARIA Y EQUIPO

TIPO DE MAQUINA	FACTOR
Elevadores y sus maquinarias	2.00
Máquinas reciprocantes y unidades de potencia	1.50
Grúas eléctricas (Factor aplicado a la carga vertical de cada rueda).....	1.25
Grúas de operación manual (Factor aplicado a la carga vertical de cada rueda).....	1.10
Maquinaria ligera	1.25

ANEXO No. 4
CARGAS LATERALES DE VIENTO (U.B.C.)

ALTURA EN PIES	PRESION DEL VIENTO EN LBS/PIE ²						
	20	25	30	35	40	45	50
0 a 29	15	20	25	25	30	35	40
30 a 49	20	25	30	35	40	45	50
50 a 99	25	30	40	45	50	55	60
100 a 499	30	40	45	55	60	70	75
500 a 1199	35	45	55	60	70	80	90
1200 ó más	40	50	60	70	80	90	100

ALTURA EN METROS	PRESION DEL VIENTO EN KG/M ²						
	100	120	145	170	195	220	245
0 a 9	73	98	122	122	146	171	195
9 a 15	98	122	146	171	195	220	244
15 a 30	122	146	195	220	244	269	293
30 a 150	146	195	220	269	293	342	366
150 a 365	171	220	269	293	342	391	439
366 ó más	195	244	293	342	391	439	488

ANEXO No. 5
VALORES DEL COEFICIENTE DE RIESGO SISMICO Z

ZONA	RIESGO SISMICO	Z
0	Ausencia de daños	---
1	Daño Menor Sismos lejanos que pueden causar daños a la estructura con períodos de vibración mayores de 1.0 seg. a los que corresponden intensidades de V y VI en la escala de Mercalli-Modificada	0.25
2	Daño Moderado Corresponde a sismos de intensidad de VII en la escala de Mercalli-Modificada	0.50
3	Daño Mayor Corresponde a sismos de intensidad de VIII en la escala de Mercalli-Modificada	1.00

ANEXO No. 6
FACTOR K POR SISTEMA ESTRUCTURAL

SISTEMA ESTRUCTURAL	K
Sistemas estructurales distintos de los listados abajo	1.00
Edificios con sistema de caja	1.33
Edificios con un marco espacial dúctil resistente a los momentos y muros resistentes a los esfuerzos cortantes de modo que: <ul style="list-style-type: none"> - Los marcos y muros para corte resistan la fuerza lateral total en proporción a sus rigideces - Los muros para corte que actúen independientes del marco espacial, resisten la fuerza lateral total - Los marcos espaciales dúctiles puedan tomar por lo menos el 25% de la carga lateral 	0.80
Edificaciones con un marco espacial dúctil, resistente a los momentos, con capacidad de tomar la totalidad del esfuerzo lateral requerido	0.67
Tanques elevados con su contenido total, en cuatro o más soportes con refuerzo en cruz y sin estar apoyados en una edificación	3.00
Otras estructuras	2.00

ANEXO No. 7

ESFUERZOS DE TRABAJO PARA MADERAS VERDES
Y MADERAS SECADAS AL AIRE

ESPECIE	Peso Seco Aparente gr/cm ³	Flexión Estática kg/cm ²	Módulo de Elasticidad kg/cm ²	Compresión Paralela kg/cm ²	Compresión Perpendicular kg/cm ²
Ciprés	0.51	136	75000	60	23
Pino	0.50	102	80000	60	30
Caoba	0.48	136	76000	60	45
Canoj	0.65	110	100000	30	20
Cedro	0.43	81	45000	34	35
Genicero	0.61	110	72000	55	45
Conacaste	0.42	81	56000	30	20
Chichique	0.72	206	138000	102	60
Chichipate	0.72	178	120000	89	55
Mario	0.62	85	85000	51	45
Volador	0.65	140	105000	64	35

ESPECIE	Tensión Paralela kg/cm ²	Tensión Perpendicular kg/cm ²	Corte Paralelo kg/cm ²	Clivaje kg/cm ²	Dureza kg
Ciprés	136	6.0	6.0	6.8	225
Pino	162	6.8	8.5	12.8	230
Caoba	106	6.0	8.5	13.6	265
Canoj	85	8.5	8.5	16.2	200
Cedro	68	8.5	6.0	13.6	180
Genicero	85	8.5	8.5	9.4	350
Conacaste	77	8.5	6.0	7.7	195
Chichique	200	6.0	7.7	10.2	450
Chichipate	136	8.5	12.8	21.3	730
Mario	124	6.8	10.2	17.0	360
Volador	132	8.5	9.4	20.4	430

ANEXO No. 8
VALORES DEL COEFICIENTE S (SEAO-88)

TIPO DE SUELO	DESCRIPCION	VALOR DE S
S1	Perfil de tierra con cualquiera de las siguientes características: a) Una roca como material caracterizado por una ola quebrada a velocidad mayor de 2500 pies/seg. o por otras clasificaciones. b) Condición de tierra dura y densa donde la tierra tiene menos de 200 pies de profundidad.	1
S2	Un perfil de tierra con condiciones duras o densas - donde la tierra excede los 200 pies de profundidad.	1.2
S3	Un perfil de tierra de 40 pies o más de profundidad, y conteniendo más de 20 pies de tierra suave a mediana, de plasticidad dura, pero no más de 40 pies de plasticidad suave.	1.5
S4	Un perfil de tierra conteniendo más de 40 pies de plasticidad suave.	2.0

ANEXO No. 9
VALORES DEL COEFICIENTE R_w (SEADC-88)

SISTEMAS BASICOS ESTRUCTURADOS	DESCRIPCION	R_w	H
A. Sistema de Pared Aguantadora	1. Paneles cortados con paredes no muy pesadas: a) Paredes para estructuras de madera contrachapeada de tres pisos o menos b) Toda otra clase de paredes no muy pesadas enmarcadas. 2. Paredes cortadas: a) Concreto b) Masonería 3. Paredes de acero no muy pesadas enmarcadas con tensión sólo fortificadas. 4. Enmarcaciones fortificadas en donde éstas cargan estructuras de: a) Acero b) Concreto c) Madera fuerte	 8 6 6 6 4 6 4 4	 65 65 160 160 65 160 6
B. Sistema de Enmarcación de Edificios	1. Enmarcación de acero excéntrico fortificado (EBF) 2. Paredes no muy pesadas con paneles cortados: a) Paredes de madera contrachapeada para estructura de tres pisos o menos. b) Todas las otras paredes no muy pesadas enmarcadas. 3. Paredes cortadas: a) Concreto b) Masonería 4. Enmarcaciones fortificadas concéntricas: a) Acero b) Concreto c) Madera fuerte	10 9 7 8 8 8 8 8	240 65 65 240 160 160 65
C. Sistemas de Enmarcación Momentos Resistentes	1. Enmarcaciones de espacio (SMRSF) especiales para momentos resistentes: a) Acero b) Concreto 2. Concreto Intermedio (IMRSF) de espacio enmarcado para momento resistente 3. Espacio enmarcado para momento (OMRSF) resistente ordinario: a) Acero b) Concreto	 12 12 7 6 5	 N.L. N.L. 160

ANEXO No. 9
VALORES DEL COEFICIENTE R_w (SEAO-88)

SISTEMAS BASICOS ESTRUCTURADOS	DESCRIPCION	R_w	H
D. Sistema Dual	1. Paredes cortadas:		
	a) Concreto con SMRSF	12	N.L.
	b) Concreto con concreto IMRIMRSF	9	160
	c) Masoneria con SMRSF	8	160
	d) Masoneria con concreto IMRSF	7	
	2. Acero EBF con acero SMRSF	12	N.L.
	3. Concreto de enmarcación fortificada:		
	a) Acero con acero AMRSF	10	N.L.
	b) Concreto con concreto SMRSF	9	N.L.
	c) Concreto con concreto IMRSF	6	

ANEXO No. 10
VALORES DEL COEFICIENTE R_w PARA OTRAS ESTRUCTURAS

TIPO DE ESTRUCTURA	R_w
1. Tanques, vasijas o esferas presionadas o patas fortificadas o no fortificadas.	3
2. Yeso en lugar de silos de concreto y chimeneas teniendo paredes continuas a la fundición.	5
3. Estructuras distribuidas de masa de vigas voladizas como estantes, chimeneas, silos y vasijas de faldas verticales sostenidas.	4
4. Torres de braguero, estantes, chimeneas con cadena de sostén.	4
5. Tipos de estructuras de péndulo invertidas.	4
6. Torres de enfriamiento.	3
7. Recipientes para patas fortificadas.	5
8. Estanques para guardar.	4
9. Signos y carteles.	5
10. Estructuras y monumentos de entretenimiento.	5
11. Todas estructuras que se detienen a si mismas sin ser cubiertas.	3