

GACETA OFICIAL

ORGANO DEL ESTADO

AÑO LXXXII

PANAMA, R. DE P., MIERCOLES, 23 DE ENERO DE 1985

Nº 20.230

CONTENIDO

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

Resolución Nº 196 de 5 de noviembre de 1984, por medio de la cual se adopta el Reglamento para el Diseño Estructural en la República de Panamá.

AVISOS Y EDICTOS

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

DANSE UNAS AUTORIZACIONES

RESOLUCION No. 196
5 de noviembre de 1984.
Por medio de la cual se adopta el
REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ES-
TRUCTURAL EN LA REPUBLICA DE
PANAMA. (REP-84).

LA JUNTA TECNICA DE INGENIERIA
Y ARQUITECTURA

CONSIDERANDO:

1. Que por medio de la Resolución
No. 183 de 9 de Febrero de 1983, se a-
probó el Reglamento para el Diseño
Estructural en la República de Panamá
(REP-81)

2. Que por medio de dicha resolución
se nombró un COMITE CONSULTIVO
para estudiar, reformar y actualizar
el Reglamento para el Diseño Estruk-
tural en la República de Panamá.

3. Que el Comité Consultivo le entre-
gó a la Junta Técnica de Ingeniería y Ar-
quitectura, el Reglamento para el Dise-
ño Estructural, en la República de Pa-
namá (REP-84), el cual reforma y ac-
tualiza el (REP-81).

4. Que el Colegio de Ingenieros Civi-
les de la Sociedad Panameña de Inge-
nieros y Arquitectos revisó a cabalidad
dicho Reglamento para el Diseño Es-
tructural en la República de Panamá

(REP-84) y en su reunión celebrada el 31
de Mayo de 1984 decidió recomendar su
adopción al pleno de la Junta Técnica de
Ingeniería y Arquitectura, según consta
en la Nota S/N de 22 de junio de 1984.

5. Que la Junta Técnica de Ingeniería
y Arquitectura, en la Reunión No. 84-12
celebrada el doce (12) de Julio de 1984
aprobó la recomendación del Colegio
de Ingenieros Civiles.

RESUELVE:

1. Adoptar el Reglamento para el Di-
seño Estructural en la República de
Panamá (REP-84), cuyo texto es el
siguiente:

JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA

REPUBLICA DE PANAMA

REP-84

Resolución Nº188 del 9 de febrero de
1983, por la cual se adopta el Regla-
mento para el Diseño Estructural de
la República de Panamá y se nombra un
Comité Consultivo para el estudio y
actualización del mismo.

GACETA OFICIAL

ORGANO DEL ESTADO

DIRECTOR:
HUMBERTO SPADAFORA
PINILLA

MATILDE DUFAU DE LEON
Subdirectora

OFICINA:
Editora Renovación, S. A. Vía Fernández de Córdoba
(Vista Hermosa) Teléfono 61-7894 Apartado Postal B-4
Panamá 9-A República de Panamá.

LEYES, AVISOS, EDICTOS Y OTRAS PUBLICACIONES

NUMERO SUELTO: B.O.25

Subscripciones en la
Dirección General de Ingresos
IMPORTE DE LAS SUSCRIPCIONES:
Mínima: 6 meses. En la República: B.18.00
En el Exterior B.18.00 más porte aéreo Un año en la República: B.36.00
En el Exterior: B.36.00 más porte aéreo
Ta. o page adelantado

REPUBLICA DE PANAMA



MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

JUNTA TECNICA DE
INGENIERIA Y ARQUITECTURA
LEY N° 15 (DE 26 DE ENERO DE 1959)

Panamá, 31 de enero de 1984.

JUNTA TECNICA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
REGLAMENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA

REPUBLICA DE PANAMA

REP-84

PREPARADO POR:

Ing. Diego E. Pardo Jr. - Presidente
Ing. Victor M. Cano - Secretario
Ing. César Kiamco
Ing. Juan A. Vinh
Ing. Martin Isaac
Ing. René A. Henríquez
Ing. Julio Davis
Ing. Adolfo Quelquejeu
Ing. Alvaro Calvo
Ing. Ernesto Ng.

Ing. George Berman
Ing. Luis D. Alfaro
Ing. Amador Hassell

Panamá, 31 de enero de 1984

REGLAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA REPUBLICA DE PANAMA

REP-84

INDICE

	<u>Página</u>
<u>CAPITULO 1 - REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO</u>	1
SECCION 101 - ALCANCE	1
SECCION 102 - DEFINICIONES	1
SECCION 103 - METODOS DE DISEÑO	1
a) General	1
b) Racionalidad	2
c) Distribución Crítica de Cargas Vivas	2
d) Incrementos de Esfuerzos	2
e) Factores de Cargas	2
f) Efectos de Viento y Sismo Combinados	2
SECCION 104 - DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PISOS	3
a) General	3
b) Distribución de Cargas Uniformes en Pisos	3
c) Cargas Concentradas	4
d) Cargas de Paredes Divisorias	5

e) Letreros de Cargas Vivas

5

II

	<u>Página</u>
SECCION 105 - DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS	5
a) General	5
b) Techos Metálicos Ligeros	6
c) Distribución de Cargas	6
d) Cargas Parciales	7
e) Techos Especiales	7
f) Acumulación de Agua	7
SECCION 106 - REDUCCION DE CARGAS VIVAS	8
SECCION 107 - DEFLEXION	9
SECCION 108 - DISEÑO ESPECIAL	10
a) General	10
b) Muros de Retén	10
c) Areas de Helipuerto y Heliaterrizaje	10
SECCION 109 - DISEÑO PARA VIENTO	11
a) General	11
b) Presión Horizontal de Viento	11
c) Presión de Levantamiento del Viento	12
d) Techos con Inclinationes Mayores de 30 grados	13
e) Requisitos de Anclaje	13
f) Torres Sólidas	13
g) Torres de Armazón Abierto	13

III

	<u>Página</u>
h) Estructuras Misceláneas	14
i) Momento de Volcamiento	14
j) Combinación de Carga Viva y de Viento	15
SECCION 110 - DISEÑO PARA SISMOS	15
a) Generalidades	15
b) Definiciones	16
c) Símbolos y Notaciones	17
d) Fuerzas Sísmicas mínimas para Estructuras	19
e) Distribución de las Fuerzas Laterales	21
1) Estructuras o Sistemas Estructurales Regulares	21
2) Retiros	22
3) Estructuras o Sistemas Estructurales Irregulares	22
4) Distribución del Esfuerzo Cortante Horizontal	22
5) Momentos Torsionales Horizontales	23
f) Volcamiento	23
g) La fuerza lateral sobre Elementos de las Estructuras	24

IV

	<u>Página</u>
h) Disposiciones para el Despla-	

zamiento.	24
1) Desplazamiento	24
2) Separaciones en la Construcción	25
i) Determinación Alternativa y Distribución de las Fuerzas Sísmicas	25
SECCION 111 - SISTEMAS ESTRUCTURALES	25
Requerimientos de Ductilidad	25
a) Factor de Fuerza	25
b) Edificios Altos	25
c) Marcos de Hormigón	26
d) Compatibilidad de Deformación	26
e) Elementos Rígidos Contiguos	26
f) Ductilidad de Marcos	27
g) Marcos Arriostrados	27
h) Muros Cortantes	27
i) El Armazón debajo de la Base	28
SECCION 112 - REQUISITOS PARA EL DISEÑO	28
a) Reformas Menores	28
b) Mampostería u Hormigón Reforzado	28
c) Fuerzas Horizontales y Verticales Combinadas	28
d) Diafragmas	29

V

Página

SECCION 113 - REQUERIMIENTOS ESPECIALES	29
a) Anclaje de Muros de Hormigón o de Mampostería	29

b)	Diafragmas de Madera utilizado para apoyar paredes de hormigón o mampostería	30
c)	Cabezales de Pilotes de tubos rellenos de hormigón	30
d)	Elementos Exteriores	30
SECCION 114 - MARCOS ESPACIALES MOMENTO RESISTENTE SEMIDUCTILES DE HORMIGON		31
a)	Criterio para el Diseño General	31
b)	Requisitos para marcos en regiones de riesgos sísmicos moderado	32
	Vigas	33
	Columnas	34
	Losas en dos direcciones sin vigas	35
c)	Modificaciones	36
d)	Láminas	39
SECCION 115 - MARCOS ESPACIALES MOMENTO RESISTENTE DUCTILES DE HORMIGON		40
a)	Criterio para el Diseño General	40
SECCION 116 - MUROS CORTANTES Y MARCOS ARRIOSTRADOS DE HORMIGON		40
a)	Criterio para el Diseño General	40

VI

Página

SECCION 117 - MARCO ESPACIAL MOMENTO RESISTENTE DUCTIL DE ACERO		40
a)	Generalidades	40
b)	Definiciones	40

c) Materiales	41
d) Conexiones	41
e) Pandeo Local	42
f) Pruebas de Soldadura no Destructivas.	42
SECCION 118 - VIVIENDAS PEQUEÑAS	43
a) Introducción	42
b) Recomendaciones	43
CUADRO # 1-A CARGAS VIVAS UNIFORMES Y CONCENTRADAS	45
Notas del Cuadro # 1-A	46
CUADRO # 1-B CARGAS ESPECIALES	47
Notas del Cuadro # 1-B	48
CUADRO # 1-C CARGAS VIVAS MINIMAS DE TECHO (1)	49
CUADRO # 1-D DEFLEXIONES PERMISIBLES MAXIMA PARA MIEMBROS ESTRUCTURALES	50
CUADRO # 1-E PRESIONES DE VIENTOS PARA DIVERSAS ZONAS DE ALTURA SOBRE EL SUELO (1)	51
TABLA # 1-F FACTORES MULTIPLICADORES PARA PRESIONES DE VIENTOS	52
TABLA # 1-G FACTORES DE FORMA PARA TORRES DE RADIO Y TORRES TIPO CERCHA	53

VII

Página

CUADRO # 1-H FACTOR DE FUERZA HORIZONTAL "K" PARA EDIFICIOS U OTRAS ESTRUCTURAS	54
CUADRO # 1-I FACTOR DE FUERZA HORIZONTAL "C _p " PARA ELEMENTOS DE ESTRUCTURAS	55
CUADRO # 1-J VALORES ESTIMADOS PARA EL PERIODO PREDOMINANTE DE LOS SUELOS	57

CUADRO # 1-K GRUPOS DE SUELOS	59
CUADRO # 1-L ZONIFICACION SISMICAS	60
<u>CAPITULO 2- CONCRETO</u>	61
SECCION 201- ALCANCE	61
SECCION 202 - DISEÑO	61
a) General	61
b) Factores de Seguridad	61
c) Diseño para Limitación de Esfuerzo de Trabajo	62
d) Efectos de Esbeltez en Miembros de Compresión.	62
Miembro de Compresión Arriostrados contra Ladeo	62
Miembro de Compresión No-Arriostrados contra Ladeo	64
e) Diseño Sísmico	65

VIII

	<u>Página</u>
<u>CAPITULO 3 - ACERO</u>	66
SECCION 301 - ALCANCE	66
SECCION 302 - DISEÑO	66
a) General	66
b) Factores de Seguridad	66
c) Deflexiones	67
<u>CAPITULO 4 - MADERA</u>	68
SECCION 401 - ALCANCE	68
SECCION 402 - DISEÑO	68

a) General	68
b) Propiedades Mecánicas	68
<u>CAPITULO 5 - SUELOS</u>	69
SECCION 501 - ALCANCE	69
SECCION 502 - EXPLORACION	69
SECCION 503 - DISEÑO DE ZAPATAS	71
SECCION 504 - DISEÑO DE PILOTES	72
SECCION 505 DISEÑO DE MUROS	73
TABLA # 5-A Propiedades Ingenieriles de Suelos	76
 ANEXO - COMENTARIOS GENERALES	77
I - COMENTARIOS DEL CAPITULO NO. 1	81
Requisitos Generales de Diseño	81
1) Cargas de Gravedad	81
 IX	
	<u>Página</u>
2) Deflexiones	81
3) Presiones de Vientos	81
4) Sismos	82
a) Criterio de la Comisión	82
b) Códigos Sísmicos Centroamericanos	82
c) Esfuerzos Cortante en la Base	83
 II COMENTARIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE FUERZA SISMICA "C".	84
 III COMENTARIOS SOBRE EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA "T".	85

IV	COMENTARIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE SISMICIDAD "Z".	85
V	COMENTARIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE DUCTILIDAD "K".	87
	Figura A - DISIPACION DE ENERGIA	90
VI	COMENTARIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE RESONANCIA SUELO-ESTRUCTURA "S".	92
VII	COMENTARIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE IMPORTANCIA PARA EL USO "T".	94
VIII	COMENTARIOS SOBRE MARCOS EN REGIONES DE RIESGOS SISMICOS MODERADOS	95
	COMENTARIOS AL CAPITULO 2 - CONCRETO	100
	COMENTARIOS AL CAPITULO 3 - ACERO	101
	COMENTARIOS AL CAPITULO 4 - MADERA	102

CAPITULO I

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

101 ALCANCE

Este Capítulo establece requisitos generales de diseño estructural aplicables a edificios y otras estructuras.

102 DEFINICIONES

Las siguientes definiciones estipulan el significado de ciertos términos tal como se utilizan en este Código.

Carga Muerta:

Es la carga debida al peso de todos los componentes permanentes estructurales y no estructurales de un edificio, tales como paredes, pisos, techos y equipo de servicio fijo.

Carga Viva:

Es la carga sobrepuesta por el uso y la ocupación del edificio, excluyendo la carga de viento, la carga de sismo, y la carga muerta.

Duración de Carga:

Es el período de aplicación continua de una carga dada, o la acumulación de períodos de aplicación intermitente de la misma carga.

103 METODOS DE DISEÑOa) General:

Todo edificio y sus partes serán diseñados y construídos para resistir, dentro de las limitaciones establecidas en este Código, todas las cargas muertas y todas las otras cargas especificadas en el mismo. Las cargas de impacto serán consideradas en el diseño de cualquier estructura donde éstas ocurran.

b) Racionalidad:

Cualquier sistema o método de construcción que se emplee deberá admitir un análisis racional de acuerdo con los principio reconocidos de la Mecánica.

c) Distribución crítica de Cargas Vivas:

Cuando exista continuidad en el sistema estructural, se investigarán las condiciones de carga que causen esfuerzos cortantes y momentos flexionantes máximos a lo largo del miembro.

d) Incrementos de Esfuerzos:

Todos los esfuerzos admisibles especificados en este reglamento para el diseño de esfuerzos de trabajo, podrán ser incrementados en un tercio de sus valores cuando se consideren las fuerzas de viento o sismo actuando, ya sea solas o combinadas con fuerzas verticales.

No se permitirá el incremento del valor del esfuerzo para cargas verticales actuando solas.

e) Factores de Cargas:

Los factores de carga para diseño por resistencia última de concreto y diseño plástico de acero serán los que se indican en los Capítulos correspondientes a estos materiales.

f) Efectos de Viento y Sismo Combinados:

Las cargas de viento y sismo no se tendrán que suponer actuando simultáneamente.

104 DISEÑO EN ESTRUCTURAS PARA PISOS:a) General:

Los pisos serán diseñados para las cargas vivas unitarias dadas en el Cuadro No. 1-A. Estas serán las cargas mínimas en kilogramos por metro cuadrado de proyección horizontal que deberán emplearse en el diseño de edificios según las ocupaciones indicadas en la lista. Para los casos que no aparecen en la lista, se supondrán cargas por lo menos iguales a las de ocupaciones en la lista que produzcan o acepten cargas similares.

Excepción:

Cuando se diseñen pisos para uso industrial o comercial, la carga viva real causada por el uso que se le vaya a dar al edificio o sus partes será utilizada en el diseño de dicho edificio o sus partes, y se hará provisión éstos causen una carga mayor de la que específica para tal uso.

b) Distribución de Carga uniformes de pisos:

Cuando se trate de cargas uniformes de pisos, se podrá limitar su consideración a carga muerta completa en todos los tramos, combinada con carga viva completa en tramos adyacentes y en tramos alternados.

c) Cargas Concentradas:

En el diseño de pisos, se deberá considerar una carga concentrada según el Cuadro No. 1-A, colocada en cual-

quier cuadrado de 0.75 metro de lado, cuando esta carga actuando sola sobre un piso produzca mayores esfuerzos que aquellos causados por la carga uniforme requerida.

En las áreas donde se utilicen o se almacenen vehículos, se deberá considerar el efecto de dos o más cargas concentradas separadas 1.5 metros entre sí, y actuando sin cargas vivas uniformes. Cada carga concentrada será igual al 40 por ciento del peso bruto del vehículo de mayor tamaño que se vaya a acomodar. La condición de carga viva, concentrada o uniforme, que produzca los mayores esfuerzos controlará el diseño. Los garages para automóviles con capacidad máxima de 9 pasajeros tendrán el sistema de piso diseñado para soportar una carga de rueda concentrada no menor de 900 kilogramos, actuando sin carga viva uniforme. La condición de carga, viva concentrada o uniforme, que produzca los mayores esfuerzos controlará el diseño.

Se deberán considerar las cargas verticales y laterales especiales dadas en el cuadro No. 1-B.

d) Cargas de Paredes Divisorias:

Los pisos en edificios de oficina y en otros edificios donde las ubicaciones de las paredes divisorias estén sujetas a cambio serán diseñados para soportar, además de todas las otras cargas, una carga muerta uniformemente distribuida igual a 100 kilogramos por metro cuadrado, mínimo para paredes de mampostería.

e) Letreros de Cargas Vivas:

Las cargas vivas para las cuales cada piso o parte del piso de un edificio comercial o industrial se haya diseñado serán señalizadas en forma muy visible por parte del dueño, en aquella parte de cada piso en las cuales se aplican, utilizando letreros durables de metal, y será ilegal el remover o dañar dichos letreros. El ocupante del edificio será responsable por mantener la carga real por debajo de los límites establecidos.

105

DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA TECHOS:a) General:

Los techos soportarán, dentro de las limitaciones de este Código, todas las cargas muertas, más las cargas vivas dadas por la Sección 105 b) cuando son techos metálicos ligeros, y por el Cuadro No. 1-C para techos de otro tipo de construcción. Las cargas vivas se supondrán actuando verticalmente sobre el área proyectada a un plano horizontal.

b) Techos Metálicos Ligeros:

Para techos cuyas cubiertas están formadas por láminas de metal corrugado, los miembros que soportan no más de 5 metros cuadrados serán diseñados para una carga viva de 75 kilogramos por metro cuadrado. Los miembros que soportan más de 5 metros cuadrados serán diseñados para una carga viva uniforme ponderada determinada a razón de 75 kilogramos por metro cuadrado para los primeros 5 metros cuadrados y 25 kilogramos por metro cuadrado para el resto del área tributaria. Por ejemplo, un miembro que soporta 20 metros cuadrados se

diseñará para una carga viva uniforme de 37.5 kilogramos por metro cuadrado.

c) Distribución de Cargas Uniformes para Techos:

Cuando se trate de caras uniformes de techos en el diseño de miembros estructurales dispuestos para crear continuidad, se podrá limitar su consideración a carga muerta completa en todos los tramos, combinada con carga viva completa en tramos adyacentes y en tramos alternados.

Excepción:

La carga en tramos alternados no tendrán que considerarse cuando la carga viva uniforme de techo sea de 100 kilogramos por metro cuadrado o más.

d) Cargas Parciales:

Se deberán considerar las cargas parciales cuando éstas produzcan los efectos más críticos. Las cerchas y los arcos deberán ser diseñados para resistir los esfuerzos causados por cargas vivas unitarias sobre la mitad del tramo, si esta carga origina esfuerzos reversibles o esfuerzos mayores que aquellos producidos por la carga viva unitaria requerida colocada sobre todo el tramo completo. Para techos cuyas estructura esté compuesta por un cascarón reticulado o sólido sometido a esfuerzo, para el cual los esfuerzos causados de cualquier carga puntual se distribuyan a través del área del cascarón, los requisitos para el diseño con la carga viva unitaria parcial se podrán reducir en un 50 por ciento.

e) Techos Especiales:

Techos empleados para propósitos especiales serán diseñados para cargas aprobadas por el Ingeniero Municipal. Las barras, carriolas y pares de construcciones tipo invernadero serán diseñados para soportar una carga concentrada mínima de 50 kilogramos, además de la carga viva.

f) Acumulación de Agua:

Todos los techos serán diseñados con suficiente pendiente o contraflecha para asegurar un drenaje adecuado después de la deflexión debida a carga muerta, o serán diseñados para soportar las cargas máximas, incluyendo el posible empozamiento de agua debido a la deflexión. Ver Sección 107 para criterio de deflexión.

106

REDUCCION DE CARGAS VIVAS:

Las siguientes reducciones a las cargas vivas unitarias, presentadas en el Cuadro No. 1-A para pisos serán permitidas en el diseño de columnas, pilastras, muros, fundaciones, cerchas, vigas y losas.

Excepto para pisos que sirvan de asamblea pública, y para cargas vivas mayores de 500 kilogramos por metro cuadrado, la carga de diseño sobre cualquier miembro que soporte más de 15 metros cuadrados se podrá reducir según la siguiente ecuación:

$$R = r (A - 15) \dots \dots \dots (6-1)$$

La reducción no excederá 40 por ciento para miembros horizontales o para miembros verticales que reciban carga de un solo nivel, ni 60 por ciento para otros miembros verticales, ni R determinada según la siguiente ecuación:

$$R = 23.1 (1 + D/L) \dots \dots \dots (6-2)$$

Donde:

R = reducción en porcentaje

r = tasa de reducción igual a 0.8 para pisos.

A = área en metros cuadrados de piso soportado por el miembro (área tributaria).

D = carga muerta por metro cuadrado de área soportado por el miembro.

L = carga viva unitaria por metro cuadrado de área soportado por el miembro.

Para carga viva de almacenamiento o depósitos que excedan 500 kilogramos por metro cuadrado, no se hará reducción, excepto que las cargas vivas de diseño de columnas se podrán reducir en un 20 por ciento.

La reducción de carga viva no excederá 40 por ciento en garages para el almacenaje de automóviles o vehículos que tengan una capacidad de no más de nueve pasajeros.

107 DEFLEXION:

La deflexión de cualquier miembro estructural no excederá los valores presentados en el Cuadro No. 1-D. Se aplicará el criterio de deflexión que represente la condición más restrictiva.

108 DISEÑO ESPECIAL:a) General:

Además de las cargas de diseño especificados en este Capítulo, el diseño de todas las estructuras considerará las cargas especiales presentadas en el Cuadro 1-E y en esta Sección.

b) Muros de retén:

Los muros de retén serán diseñados para resistir la presión lateral del material retenido, según la práctica aceptada en la Ingeniería.

c) Áreas de Helipuerto y Heliaterrizaje:

Además de los otros requerimientos de diseño de este Capítulo, las áreas de helipuerto y heliaterrizaje serán diseñadas para el esfuerzo máximo inducido por lo siguiente :

- 1- Carga muerta más el peso real del helicóptero.
- 2- Carga muerta más una carga concentrada de impacto, cubriendo 0.1 metros cuadrado, de 0.75 veces el peso de un helicóptero completamente cargado, si está equipado con amortiguadores hidráulicos, o 1.5 veces el peso del helicóptero completamente cargado, si está equipado con un tren de aterrizaje rígido o de tipo patín.
- 3- La carga muerta más una carga viva uniforme de 500 kilogramos por metro cuadrado. La carga viva requerida se podrá reducir según la ecuación de la Sección 106.

109 DISEÑO PARA VIENTO:a) General:

Los edificios o estructuras serán diseñadas para resistir las presiones mínimas horizontales y de levantamiento presentadas en el Cuadro No. 1-E, y en esta Sección, admitiendo el viento desde cualquier dirección. Las presiones de viento presentadas en el Cuadro No. 1-E son valores mínimos y serán ajustados por el Ingeniero Municipal para áreas sujetas a presiones de viento más altas según la ecuación que aparece al final del Cuadro No. 1-E. Cuando el factor de forma, determinado por pruebas en túneles de viento u otros métodos reconocidos, indiquen cargas verticales u horizontales de menor o mayor severidad que aquellas producidas por las cargas aquí especificadas, la estructura se podrá diseñar correspondientemente a los nuevos valores establecidos.

b) Presión Horizontal del Viento:

Para propósitos de diseño, la presión de viento se tomará como aquella que actúa sobre el área bruta de la proyección vertical de aquella parte del edificio o estructura en consideración, medida sobre el nivel medio del suelo adyacente.

c) Presión de Levantamiento del Viento:

El techo de todo edificio o estructura cerrada será diseñada y construida para resistir presiones actuando hacia arriba, normales a la superficie, iguales a tres cuartos de los valores presentados en el Cuadro No. 1-E, para la zona de altura en consideración. Un edificio cerrado será definido como un edificio delimitado en su perímetro con paredes exteriores sin aberturas. Las ventanas y puertas que impidan el paso del viento, no alte-

rarán la condición de edificio cerrado.

Los techos de edificios abiertos, voladizos de techos, proyecciones arquitectónicas, aleros, cubiertas, cornisas marquesinas o estructuras similares abiertas en uno o dos lados serán diseñados y construídos para soportar presiones hacia arriba iguales a uno y un cuarto veces los valores presentados en el Cuadro No. 1-E.

Se supondrá que las presiones hacia arriba actúan sobre el área total del techo.

d) Techos con inclinaciones mayores de 30 grados:

Los techos o secciones de techo con inclinaciones mayores de 30 grados serán diseñados y construídos para resistir presiones, actuando hacia adentro y normales a la superficie, iguales a las especificadas para la zona de altura en la cual está localizado el techo, y aplicadas a la pendiente barlovento (hacia el viento) únicamente.

e) Requisitos de anclaje :

En todos los casos se anclará adecuadamente el techo a las paredes y columnas, y las paredes y columnas a las fundaciones, para resistir volteo, levantamiento y deslizamiento.

f) Torres sólidas:

Las chimeneas, tanques y torres sólidas serán diseñadas y construídas para resistir las presiones especificadas en esta Sección, multiplicadas por los factores presentados en el Cuadro No. 1-F.

g) Torres de armazón abierto:

Las torres de radio y otras torres de construcción,

tipo de cercha, serán diseñadas y construídas para resistir las presiones de viento especificadas en esta Sección, multiplicadas por los factores presentados en el Cuadro No. 1-G.

Las presiones de viento se aplicarán al área proyectada normal de todos los elementos de una cara (excluyendo escaleras, conductos, luces, ascensores y demás, los cuales serán tomados en cuenta por separado empleando el factor indicado para estos miembros individuales).

h) Estructuras Misceláneas:

Las cercas menores de 3.60 metros de altura, las construcciones tipo invernadero, las casas de entablado de listones y los edificios de agricultura serán diseñados para las presiones de viento horizontales, presentadas en el Cuadro No. 1-E, excepto que, si la zona de altura es 6 metros o menos, se podrá emplear dos tercios del valor especificado. Las estructuras serán diseñadas para resistir una presión de levantamiento de viento igual a tres cuartos de la presión horizontal.

i) Momento de volcamiento:

El momento de volteo derivado de la presión del viento en ningún caso excederá dos tercios del momento resistente de la carga muerta.

El peso del suelo sobrepuesto a las zapatas se podrá emplear para calcular el momento resistente de la carga muerta.

j) Combinación de Carga Viva y de Viento:

Para propósitos de la determinación de los efectos de carga, todas las cargas verticales de diseño, excepto la carga viva del techo y las cargas de grúa, se consi-

derarán como actuando simultáneamente con la presión de viento.

110 DISEÑO PARA SISMO:

a) Generalidades:

La finalidad de los requisitos presentados en este Código es la de proveer normas mínimas para el diseño y construcción antisísmicas de edificios y otras estructuras. Las disposiciones de esta Sección se aplican a la estructura como unidad, así como a todas sus partes, incluyendo el marco o las paredes estructurales, los sistemas de piso y de azoteas y otros elementos.

Toda la estructura será diseñada y construida para resistir los esfuerzos producidos por fuerzas laterales según lo dispuesto en esta Sección. Los esfuerzos se calcularán como el efecto de una fuerza aplicada horizontalmente en cada nivel de piso o azotea por encima de la base. Se supondrá que la fuerza puede venir de cualquier dirección horizontal.

NOTA: El factor "Z" de Zona de Riesgos Sísmicos, será el que indique el plano de Zonificación que aparece en la página No.60.

Cuando las cargas de viento de diseño produzcan esfuerzos mayores, dichas cargas serán utilizadas en lugar de las cargas debidas a las fuerzas sísmicas.

b) Definiciones:

Base es el nivel en el cual se considera que los movimientos sísmicos son transmitidos a la estructura o al nivel en el cual se apoya la estructura, cuando es considerado como un vibrador dinámico.

Sistema resistente a fuerzas laterales, es la parte del sistema estructural dispuesto para resistir las fuerzas laterales de acuerdo con lo establecido en el Artículo 110 d).

Marco espacial transmisor de cargas verticales, es un marco espacial diseñado para transmitir todas las cargas verticales.

Marco espacial momento resistente, es un marco espacial con capacidad de transmitir cargas verticales, en el cual los miembros y uniones son capaces de resistir esfuerzos principalmente por flexión.

Marco espacial momento resistente dúctil, es un marco espacial momento resistente que llena los requisitos descritos en los Artículos 115 y 117.

Marco espacial momento resistente semidúctil, es un marco espacial momento resistente que llena los requisitos descritos en el Artículo 114. Este tipo de marco podrá ser utilizado en regiones de riesgos sísmicos moderado.

Marco Arriostrado, es un sistema de cerchas o el equivalente, que se proporciona con el fin de resistir las fuerzas laterales y en el cual los miembros están sometidos primordialmente a esfuerzos axiales.

Muro cortante, es una pared diseñada para resistir las fuerzas laterales paralelas al plano de la pared.

Sistema de cajón, es un sistema estructural carente de un marco espacial completo transmisor de cargas verticales. En este sistema, las fuerzas laterales especificadas son resistidas por muros cortantes o por marcos arriostrados.

Instalaciones esenciales, son aquellas estructuras que deben ser funcionales durante y después de un terremoto para operaciones de emergencia.

c) Símbolos y Notaciones:

Los siguientes símbolos y notaciones se aplican a las disposiciones de este Artículo.

C = Coeficiente numérico según se especifica en la Sección d).

C_p = Coeficiente numérico según se especifica en la Sección g)., y según se anota en el Cuadro No. 1-I.

D = La dimensión del edificio en metros, en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

F_i, F_n, F_x = La fuerza lateral aplicada al nivel i, n. "o" x, respectivamente.

- F_p = Las fuerzas laterales sobre una parte de la estructura y en la dirección bajo consideración.
- F_t = Las partes de V , considerada como concentrada en la parte superior de la estructura, además de F_n (F_t se suma a F_n).
- g = Aceleración debida a la gravedad.
- h_i, h_n, h_x = Altura en metros por encima de la base hasta el nivel $i, n, \text{ ó } x$, respectivamente.
- I = El coeficiente de importancia por ocupación.
- K = El coeficiente numérico detallado en el Cuadro 1-H.
- Nivel i = Nivel de la estructura identificado por el subíndice i .
- $i = 1$ designa el primer nivel por encima de la base.
- Nivel n = Es el nivel que está en la parte superior del cuerpo principal de la estructura.
- Nivel x = Es el nivel que está bajo la consideración de diseño $x = 1$, designa el primer nivel por encima de la base.
- N = El número total de pisos por encima de la base hasta el nivel n .
- S = El coeficiente numérico para la resonancia suelo-estructura.
- T = Período fundamental de vibración elástica de la estructura en segundos en la dirección bajo consideración.
- T_s = Período característico del sitio.
- V = La fuerza lateral total o esfuerzo cortante en la base.
- W = La carga muerta total y las partes aplicables de otras cargas.
- w_i, w_x = Aquella parte de W ubicada en o asignada al nivel i ó x , respectivamente.
- W_p = El peso de una parte de la estructura.
- Z = El coeficiente numérico relacionado con la sismicidad de una región.
- d) Fuerza sísmicas mínimas para estructuras:
- Exceptuando lo establecido en los Artículos 110 g) y 110 h), toda estructura será diseñada y construida

para resistir el total de las fuerzas sísmicas laterales mínimas que se supone actúan no-concurrentemente en la dirección de cada uno de los ejes principales de la estructura de acuerdo con la fórmula:

$$V = 2 I K C S W \quad (110-1)$$

El valor de I es igual a 1.5 para instalaciones esenciales. Para todas las demás, I no será menor de 1.0.

El valor de K no será menor que aquel establecido en el Cuadro 1-H.

Los valores de C y S son como se indican más adelante, excepto que el valor máximo del producto CS se podrá tomar igual a 0.14.

W es la carga muerta total así como las partes aplicables de otras cargas tales como paredes divisorias, equipos permanentes y cargas de depósitos y bodegas, más un mínimo de 25% de la carga viva del piso en el caso de los dos últimos.

El valor de C será determinado según la fórmula:

$$C = \frac{1}{15 V T} \quad (110-2)$$

El valor máximo de C se podrá tomar igual a 0.12.

El valor de T para edificios podrá determinarse mediante la fórmula:

$$T = \frac{0.09 h_n}{V D} \quad (110-3)$$

o para aquellos edificios en los cuales el sistema de resistencia de fuerza lateral consiste de marcos espaciales momento resistentes capaces de resistir 100% de las fuerzas laterales requeridas, y dicho sistema no está encerrado por, ni contiguo a elementos más rígidos que tiendan a evitar que el marco resista las fuerzas laterales. T podrá ser determinado mediante la fórmula:

$$T = 0.10 \text{ N}$$

(110-4)

El valor de S será determinado por las siguientes fórmulas pero no será menor de 1.0:

$$\text{Para: } \frac{T}{T_s} \leq 1.0 \text{ o menor, } S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - 0.5 \left[\frac{T}{T_s} \right]^2 \quad (110-5)$$

$$\text{Para: } \frac{T}{T_s} > 1.0, \quad S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3 \left[\frac{T}{T_s} \right]^2 \quad (110-6)$$

T en las fórmulas (110-5) y (110-6) podrá ser establecido por un análisis debidamente comprobado, pero T no será tomado como menor de 0.3 segundos. Se podrá establecer la gama de valores de T_s de datos geotécnicos debidamente comprobados, excepto que T_s no será tomado menor que 0.5 segundos ni mayor que 2.5 segundos. T_s será aquel valor dentro de la gama de los períodos de sitio que es más próximo a T.

Cuando T_s no ha sido adecuadamente establecido, el valor de S será 1.5.

EXCEPCION:

Cuando T se ha establecido mediante un análisis debidamente comprobado y exceda 2.5 segundos, el valor de S podrá determinarse suponiendo un valor de 2.5 segundos para T_s .

e) Distribución de las fuerzas laterales:

1) Estructuras o Sistemas Estructurales Regulares:

La fuerza lateral total V será distribuída sobre la altura de la estructura según las fórmulas siguientes:

$$V = F_t + \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n 1} \quad (110-7)$$

La fuerza concentrada en la parte superior, F_t , será determinada por la fórmula:

$$F_t = 0.07 \text{ TV} \quad (110-8)$$

El valor máximo de la F_t se podrá tomar como 0.25 V y se puede considerara como cero cuanto T es 0.7 segundos o menos. La parte restante del esfuerzo cortante total en la base V será distribuida sobre la altura de la estructura incluyendo el nivel n según la fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (110-9)$$

En cada nivel designado como x, la fuerza F_x será aplicada sobre el área del edificio de acuerdo con la distribución de la masa en ese nivel.

2) Retiros

Los edificios con retiros para los cuales la dimensión de la planta de la torre en cada dirección es por lo menos 75% de la correspondiente dimensión de la planta de la parte inferior, podrán ser considerados como edificios uniformes sin retiros, siempre y cuando no existan otras irregularidades según lo definido en este Artículo.

3) Estructuras o Sistemas Estructurales Irregulares:

La distribución de los esfuerzos laterales en estructuras que posean formas muy irregulares, grandes diferencias apreciables en resistencia o rigidez lateral entre pisos adyacentes u otras características estructurales poco usuales será determinada tomando en cuenta las caracterísiticas dinámicas de la estructura.

4) Distribución del Esfuerzo Cortante Horizontal:

El esfuerzo cortante total en cualquier plano horizontal será distribuído entre los diversos elementos del sistema resistente a fuerza lateral en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del sistema de arriostamiento horizontal o diafragma. Los elementos rígidos que no se han supuesto parte del sistema resistente a fuerzas laterales, podrán incorporarse a los edificios

siempre y cuando su efecto sobre la acción del sistema sea considerado e incluido en el diseño.

5) Momentos Torsionales Horizontales:

Se deberán tomar las medidas necesarias para acomodar el aumento en el esfuerzo cortante que resulte de la torsión horizontal debida a una excentricidad entre el centro de la masa y el centro de la rigidez. Se despreciarán los esfuerzos cortantes torsionales negativos. Cuando los elementos resistentes verticales dependen de la acción del diafragma para la distribución del esfuerzo cortante en cualquier nivel, los elementos resistentes al esfuerzo cortante serán capaces de resistir por lo menos un momento de torsión que se supondrá equivalente al esfuerzo cortante de la planta actuando con una excentricidad no menor del cinco por ciento de la dimensión máxima del edificio en ese nivel.

f) Volcamiento:

Toda estructura se diseñará para resistir los efectos del volcamiento provocados por las fuerzas de viento y por las fuerzas sísmicas especificadas en esta Sección.

En cualquier nivel, los cambios incrementales en el momento de volcamiento de diseño en el piso bajo consideración, serán distribuidos entre los diversos elementos de resistencia en la misma proporción que la distribución de los esfuerzos cortantes dentro del sistema de resistencia. De exigir otros miembros verticales capaces de resistir parcialmente los momentos de volcamiento, podrá hacerse una redistribución de estos miembros si se proveen miembros de armazón de suficiente resistencia y rigidez como para poder transmitir las cargas requeridas.

Cuando un elemento de resistencia vertical no es continuo, el momento de volcamiento transmitido por el piso inferior de ese elemento se bajará hasta el cimiento como una carga.

g) La Fuerza Lateral sobre Elementos de las Estructuras:

Las partes de las estructuras así como su anclaje serán diseñadas para resistir las fuerzas laterales dadas por la fórmula:

$$F_p = Z I C_p S W \quad (110-10)$$

Los valores C_p aparecen en el Cuadro No. 1-I. Donde C_p es 1.0 o más, los valores de I y S no tienen que exceder 1.0. El valor del producto $I C_p S$ no será inferior a 0.50 para aquel equipo que debe permanecer en su lugar y ser funcional en las instalaciones esenciales. La distribución de estas fuerzas será de acuerdo con las cargas de gravedad correspondiente.

h) Disposiciones para el Desplazamiento:

1) Desplazamiento:

Las deflexiones laterales o el desplazamiento de un piso con relación a los pisos adyacentes no excederán 0.005 veces la altura del piso a menos que se pueda demostrar que el desplazamiento mayor se puede tolerar. El desplazamiento calculado de aplicación de las fuerzas laterales requeridas se multiplicará por (1.0/K) para obtener el desplazamiento. La relación (1.0/K) no será menor de 1.0.

2) Separaciones en la construcción:

Todas las partes de la estructura serán diseñadas y construidas para trabajar como una unidad integral en la resistencia a las fuerzas horizontales a menos que estén separadas estructuralmente por una distancia suficiente para evitar el contacto bajo desplazamiento producido por una acción sísmica o por fuerzas del viento.

i) Determinación-Alternativa y Distribución de las Fuerzas Sísmicas:

Nada de lo que aparece en estas recomendaciones será

considerado como impedimento para la presentación de información técnica adecuadamente comprobada para la determinación de las fuerzas laterales de diseño y la distribución por medio de análisis dinámicos. En dichos análisis, deberán considerarse las características dinámicas de la estructura.

111 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Requerimientos de Ductibilidad:

a) Factor de Fuerza:

Todos los edificios diseñados con un factor de fuerza horizontal $K = 0.67$ ó 0.80 , estarán dotados de marcos espaciales momento resistente dúctiles.

b) Edificios Altos:

Se recomienda que edificios de más de cincuenta metros de altura estén dotados de marcos espaciales momento resistente dúctiles capaces de resistir no menos del 25% de las fuerzas sísmicas requeridas para toda la estructura.

c) Marcos de Hormigón:

Todos los marcos espaciales de hormigón requeridos por el diseño para formar parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales, así como todos los marcos de hormigón ubicados en la línea perimetral de apoyo vertical serán marcos espaciales momento resistente dúctiles o semi-dúctiles.

EXCEPCION:

Los marcos ubicados en la línea perimetral de apoyo vertical en edificios diseñados con muros cortantes que absorban un 100% de las fuerzas laterales del diseño sólo deberán cumplir con el Artículo 111 d) de este Reglamento.

d) Compatibilidad de Deformación:

Todos los elementos de armazones no requeridos por el diseño para formar parte del sistema de resistencia a la fuerza lateral, serán investigados y comprobados como adecuados para soportar las cargas

verticales y los momentos inducidos debido a (3.0/K) veces las distorsiones que resultan de las fuerzas laterales requeridas. La rigidez de otros elementos se consideran de acuerdo con el Artículo 110.e.4.

e) Elementos Rígidos Contiguos:

Marcos espaciales momento resistente y marcos espaciales momento resistente dúctil y semi-dúctil, podrán estar encerrados por o adjuntos a elementos de mayor rigidez que tenderían evitar que el marco espacial resistiera las fuerzas laterales, siempre y cuando pueda indicarse que la acción o la falla de elementos de mayor rigidez no comprometerá la capacidad de resistencia a la carga lateral y vertical del marco espacial.

f) Ductilidad de Marcos:

La ductilidad necesaria para un marco espacial momento resistente dúctil será provista por un marco de acero estructural que llene los requisitos del Artículo 117, o por un marco de hormigón armado que llene los requisitos del Artículo 115 de este Reglamento.

La ductilidad necesaria para un marco espacial momento resistente semi-dúctil del hormigón será provista por un marco de hormigón armado que llene los requisitos del Artículo 114 de este Reglamento.

g) Marcos Arriostrados:

Todos los miembros de marcos arriostrados serán diseñados para resistir 1.25 veces la fuerza determinada en el Artículo 110 . d. Las conexiones serán diseñadas para desarrollar la capacidad completa de los miembros o serán basadas en las fuerzas arriba mencionadas sin el aumento de un tercio generalmente permitido para esfuerzos producidos por las fuerzas sísmicas. Los miembros de marcos arriostrados serán de acero estructural ASTM A36, A440, A441, A572 (con excepción de los grados 60 y 65) o del acero estructural A588; o de los miembros arriostrados de hormigón armado que llenan los requisitos del Artículo 116 de este Reglamento.

h) Muros Cortantes:

Los muros cortantes de hormigón armado para todas las estructuras llenarán los requisitos del Artículo 116 de este Reglamento. Para el cálculo del esfuerzo cortante solamente, todos los muros cortantes de mampostería serán diseñados para resistir 1.5 veces la fuerza determinada según el Artículo 110.d.

i) El armazón debajo de la base:

En edificios donde $K = 0.67$ ó 0.80 , y en edificios provistos de marcos semi-dúctiles de hormigón, donde $K = 1.00$, los requisitos especiales de ductilidad de los Artículos 114, 115, 116 y 117 de este Reglamento, (según sea apropiado) se aplicarán a todos los elementos estructurales por debajo de la base destinados a transmitir al cimiento las fuerzas producidas por las cargas laterales.

112

REQUISITOS PARA EL DISEÑO

a) Reformas Menores:

Se podrán efectuar reformas estructurales menores en los edificios y otras estructuras ya construídas, pero la resistencia a las fuerzas laterales no deberá ser menor de la que fue antes de efectuar las reformas, a menos que el edificio reformado cumpla con los requisitos de estas recomendaciones.

b) Mampostería u Hormigón Reforzado:

En aquellas zonas de alta sismicidad, todos los elementos de la estructura que se sean de mampostería o de hormigón serán reforzados para que puedan ser calificados como mampostería, u hormigón armado.

c) Fuerzas horizontales y verticales combinadas:

Al combinar el efecto de las fuerzas sísmicas con el efecto de las cargas verticales, se considerarán los esfuerzos debidos a las cargas de gravedad inducidos en los miembros por la carga muerta más la carga viva de diseño, con excepción de la carga viva del techo. Deben considerarse además, las cargas de gravedad mínima actuando conjuntamente con las fuerzas laterales.

d) Diafragma:

Los diafragmas de piso y el techo serán diseñados para resistir las fuerzas especificadas en el Cuadro No. 1-1. Los diafragmas que sirven de apoyo a las paredes de hormigón armado y mampostería estarán dotados de amarres continuos entre las cuerdas del diafragma para distribuir las fuerzas de anclaje especificadas en el Artículo 113.a diafragmas. Se podrán usar otras cuerdas para formar los sub-diafragmas para transmitir las fuerzas de anclaje a los amarres transversales principales. Las deformaciones del diafragma serán tomadas en cuenta en el diseño de los muros apoyados.

(Véase el Artículo 113 b), para los requerimientos especiales de anclaje de diafragmas de madera).

113 REQUERIMIENTOS ESPECIALES:a) Anclaje de muros de Hormigón o de Mampostería:

Las paredes de hormigón o de mampostería serán ancladas o aseguradas a todos los pisos y techos que suministren el apoyo lateral a la pared. El anclaje proveerá una conexión directa positiva entre la construcción de los muros y pisos o techos capaces de resistir las fuerzas horizontales especificadas en estas recomendaciones o una fuerza mínima de 300 kilogramos por metro lineal de pared; en todo caso, la que sea mayor.

Las paredes se diseñarán para resistir la flexión entre los anclajes donde la separación de los anclajes exceda de 1.20 metros. En casos de paredes de mampostería de unidades huecas o paredes con cavidades, el anclaje será incrustado en un elemento estructural armado de la pared que será rellenado. (Véase el Artículo 113 b), para los requerimientos especiales de anclaje para diafragmas de madera).

b) Diafragmas de madera utilizados para apoyar paredes de hormigón o mampostería.

Cuando se utilicen diafragmas de madera para apoyar lateralmente paredes de hormigón o mampostería, el an-

claje será según lo establecido en el Artículo 113 a). En aquellas zonas de alta sismicidad, no se anclará por medio de clavos oblicuos o de clavos que puedan ser retirados. Tampoco se usarán largueros de madera bajo flexión de fibra atravesada. Los amarres continuos requeridos por el Artículo 112 d), serán usados además del forro de diafragma, el cual no será utilizado para empatar estos amarres.

c) Cabezales de Pilotes de tubos rellenos de hormigón:

Los cabezales y los pilotes individuales de tubos rellenos de hormigón de todo edificio o estructura serán interconectados por vigas de amarre, cada una de las cuales podrá transmitir por tensión y compresión una fuerza horizontal mínima igual al 10% de la carga de la columna más cargada, a menos que demuestre que un apoyo equivalente puede proveerse por medio de otros métodos aprobados.

d) Elementos Exteriores:

Paneles de pared prefabricados, carentes de carga o de cortantes u otros elementos que están unidos a, o encierran el exterior, acomodarán los movimientos de estructuras debidos a las fuerzas laterales o a cambios de temperatura. Los paneles de hormigón u otros elementos serán apoyados por medio de hormigón vaciado "in situ" o por medio de conectores mecánicos según las siguientes disposiciones:

Las conexiones y uniones de paneles permitirán un movimiento relativo entre los pisos de no menos de dos veces el desplazamiento del piso causado por el viento, o $(3.0/K)$ veces el desplazamiento del piso causado por las fuerzas sísmicas requeridas; o 6.5 cm., o cualquiera que sea mayor de los tres. Las conexiones deberán poseer suficiente ductilidad y capacidad de rotación como para hacer improbable al fractura del hormigón o las fallas quebradizas en o cerca de las soldaduras. Los encastres de

de hormigón serán fijados a o enganchados alrededor del acero de refuerzo o anclados de alguna otra manera que pueda transferir eficazmente las fuerzas al acero de refuerzo. Las conexiones que permiten movimiento en el plano del panel cuando se produzca el desplazamiento del piso serán conexiones deslizantes diseñadas adecuadamente, utilizando ranuras o perforaciones sobre tamaño, o conexiones que permitan el movimiento a través de la flexión del acero.

114 Marcos espaciales momento resistente semi-dúctiles de hormigón.

a) Criterio para el diseño general:

El criterio que se debe utilizar en el diseño de marcos espaciales momento resistentes semi-dúctiles de hormigón será ACI318-83,

b) Requisitos para marcos en regiones de riesgos sísmicos moderados:

- 1) En regiones de riesgo sísmico moderado, los marcos estructurales deberán ser proporcionados para resistir los esfuerzos inducidos por la excitación de los sismos cumpliendo con los requisitos establecidos en esta Sección, además de aquellos incluidos en los Capítulos 1 al 18 inclusive del A.C.I. 318-77
- 2) Los detalles del refuerzo en los miembros de los marcos deberán satisfacer el Punto 4, si la carga axial factorizada del miembro no excede ($A_g f'_c / 10$). Si la carga axial de compresión factorizada es mayor, los detalles del refuerzo del marco deberán satisfacer el Punto 5, a menos que, el miembro esté reforzado en espiral, de acuerdo con la Eq. (10-5). Si se trata de un sistema de losa en ambas direcciones sin vigas como parte del marco resistente a los efectos del sismo, los detalles del refuerzo en cual-

quier tramo que resisten momentos causados por fuerzas laterales deberán satisfacer el Punto 6.

- 3) La resistencia al esfuerzo cortante de vigas, columnas, y losas en dos direcciones que resisten los efectos del sismo, no será menor que cualquiera de los siguientes valores:

- a) La suma de los cortantes asociados con el desarrollo de los momentos resistentes del miembro en cada extremo restringido de la luz libre, y el esfuerzo cortante calculado de acuerdo con las cargas de gravedad factorizadas o,
- b) El esfuerzo máximo cortante obtenido de los efectos de diseños de las cargas combinadas que incluyen los efectos de sismos (E), donde se asume E, a ser el doble del que prescribe el Código que gobierna para diseños de estructuras resistentes a sismos.

4) Vigas:

- 4.1 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no será menor que una tercera parte de la resistencia a momento negativo en esa cara del nudo. La resistencia a momento negativo a positivo, en cualquier Sección a lo largo del miembro, no será menor que la quinta parte de la máxima resistencia a momento dada en la cara de cualquiera de los nudos.

- 4.2 En ambos extremos del miembro se proveerán estribos a lo largo de una distancia igual a dos veces la profundidad (d), medido de la cara del miembro soportante hacia el centro de la luz.

El primer estribo se colocará a no más de 5 centímetros de la cara del soporte. La separación máxima de los estribos no excederá:

- a) $d/4$.
- b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña incorporada.
- c) Veinticuatro veces el diámetro de la barra del estribo.
- d) 30 centímetros.

4.3 Los estribos serán colocados a una distancia no mayor que $d/2$ a lo largo del miembro.

5) Columnas:

5.1 La separación máxima de estribos cerrados no excederá S_0 , a lo largo de l_0 medido desde la cara del nudo. El espaciamiento S_0 , no excederá:

- a) Ocho veces el diámetro menor de las barras longitudinal utilizadas en el miembro.
- b) Veinticuatro veces el diámetro del estribo cerrado.
- c) La mitad de la dimensión menor de la sección transversal del miembro.
- d) 30 centímetros.

El largo l_0 no será menor que:

- a) Un sexto de la luz libre del miembro.
- b) La dimensión máxima de la sección transversal del miembro.
- c) 45 centímetros.

5.2 El primer estribo será colocado a una distancia no mayor de $S_0/2$, a partir de la cara del nudo.

5.3 El refuerzo del nudo se hará conforme a lo establecido en la Sección 11, 12, y 13.

5.4 La separación de los estribos no deberá exceder dos veces S_0 .

6) Losas en dos direcciones sin vigas:

6.1 Los momentos factorizados en el soporte de la losa, relacionados con los efectos del sismo, serán determinados para las combinaciones de cargas definidas por las Ec. (9-2) y (9-3).
Todo el refuerzo suministrado para resistir M_s ,

la porción del momento de la losa balanceado por el momento del soporte, será colocado dentro de la franja de la columna definida en la Sección 13.2.1.

6.2 La fracción del momento M_s definida por la Ec. (13-1), será resistida por refuerzos colocados dentro del ancho efectivo especificado en la Sección 13.3.4.2.

6.3 No menos de la mitad del refuerzo colocado en la parte de la franja de la columna que coincide con el soporte, será colocado dentro del ancho efectivo de la losa especificado en la Sección 13.3.4.2.

6.4 No menos de un cuarto del refuerzo superior colocado en la parte de la franja de la columna que coincide con el soporte, será continuo a lo largo del tramo.

6.5 El refuerzo inferior continuo de la franja de la columna, no será menor que un tercio del refuerzo superior, en la parte de la franja de la columna que coincide con el soporte.

6.6 No menos de la mitad de todo el refuerzo inferior en el centro del tramo, será continuo y desarrollará su esfuerzo de cedencia en la cara del soporte, tal como se define en la Sección 13.6.2.5.

6.7 En los bordes no continuos de la losa, todo el refuerzo inferior y superior, el refuerzo, deberá desarrollarse en la cara del soporte como se define en la Sección 13.6.2.5.

c) Modificaciones:

- 1) El punto de cedencia especificado para el acero de refuerzo no excederá las $4,225 \text{ Kg/cm}^2$.

- 2) Los miembros del marco espacial momento resistente serán diseñados para el esfuerzo cortante que resulte de la formación de rotaciones inelásticas de los nudos en la misma dirección, en cada extremo del miembro.
- 3) Todos los miembros en flexión del marco tendrán una relación mínima de refuerzo, p , tanto para los refuerzos superiores como para los inferiores, de $10.56/f_y$, a través de todo su largo, excepto cuando A.C.I. 318- requiera un mínimo mayor. Se proveerán por lo menos dos barras en las partes superiores e inferiores a través de todo su largo.
- 4) En aquellos puntos donde la capacidad última de un miembro se desarrolla bajo un desplazamiento lateral inelástico del marco, el p máximo no excederá el 50% de aquel que produzca la condición balanceada.
- 5) Para miembros en flexión, la capacidad del momento positivo en la cara de la columna será por lo menos un 33% de la capacidad del momento negativo. Ver lámina II de esta Sección.
- 6) Los empalmes requeridos para el refuerzo de los miembros en flexión que intersectan columnas no se ubicarán dentro de la columna ni dentro de una distancia igual a dos veces la profundidad del miembro medido desde la cara de la columna. En todos los empalmes se proveerán por lo menos dos anillos. Ver lámina I de este Sección.
- 7) Los miembros en flexión que intersectan una columna donde no existen miembros en flexión en el lado opuesto de la columna llevarán refuerzos en las partes superiores e inferiores extendiéndose hasta la cara más lejana del área confinada y terminando con un gancho standard. Ver lámina I, II, V de este Artículo.

- 8) La longitud de anclaje en las áreas confinadas puede ser de $0.6 L_d$. En otras regiones, el largo del anclaje será de L_d . En ningún caso la longitud de anclaje será menos de 60 cm.
- 9) En cada extremo de cada miembro en flexión y donde quiera se pueden alcanzar las capacidades últimas bajo desplazamiento lateral del marco se proveerán estribos cerrados no menores que las barra No. 3 espaciadas a no menos de $d/4$ ni 30 cm. por una distancia de por lo menos la profundidad del miembro. El primer estribo cerrado será colocado a 5 cm. de la cara de la columna. Ver lámina V de este Artículo.
- 10) Se proveerán estribos corrientes con un espaciamiento máximo de $d/2$ a todo lo largo del miembro flexible. Ver Lámina V de este Artículo.
- 11) La relación de refuerzo, ρ , en columnas anilladas no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06.
- 12) Se harán empalmes traslapados dentro de la mitad central de la altura de la columna y la longitud del empalme no será menor que 1.7 veces la longitud de desarrollo en tensión o 40 centímetros. La continuidad podrá efectuarse por soldadura o por empalmes mecánicos aprobados siempre y cuando en un nivel dado no se empalmen por soldadura o por medios mecánicos más que barras alternadas, y que la distancia vertical entre estas soldaduras o empalmes de las barras adyacentes no sea menos de 60 centímetros. Ver lámina III de este Sección.
- 13) Los anillos perimetrales de las columnas consistirán de un refuerzo continuo, no menor que la barra No. 3, que encierre el refuerzo longitudinal y termine con un dobelz de 135 grados con una extensión de 10 diámetros de barras.

Otros estribos cruzados adicionales no serán menores que las barras No. 3 con ganchos standard en los extremos. Los estribos cruzados en una sola pata se podrán empalmar por traslape si existe un traslape con un largo mínimo de 20 diámetro.

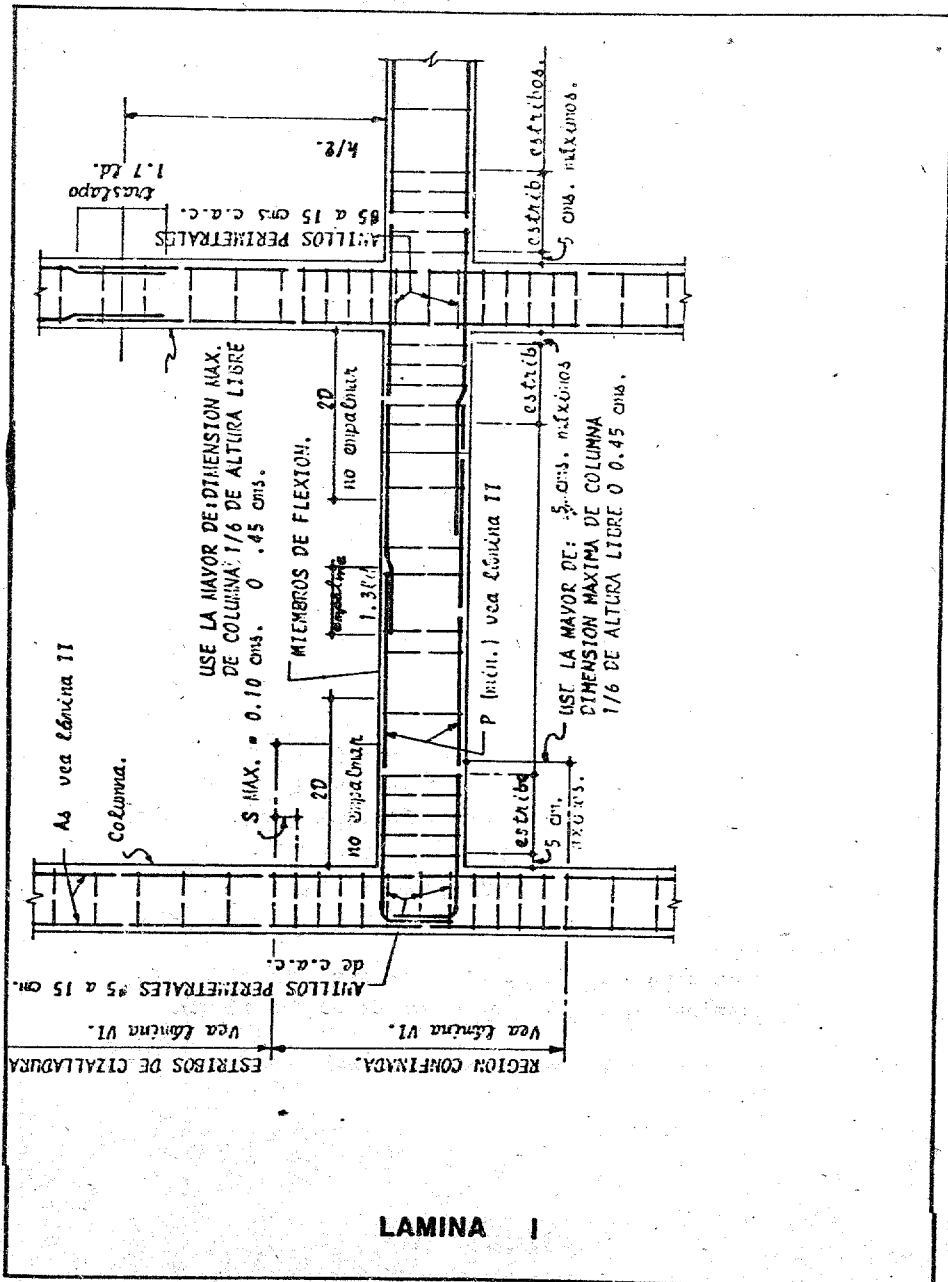
- 14) En los extremos de las columnas, se proveerán zunchos a través de un largo igual a la dimensión máxima de la columna, pero no menos de 45 cm. de cualquiera de las caras del nudo. Los zunchos consistirán de anillos perimetrales típicos y estribos cruzados o separados a distancia no mayor de 10 cm. centro a centro con un área transversal total no menor de:

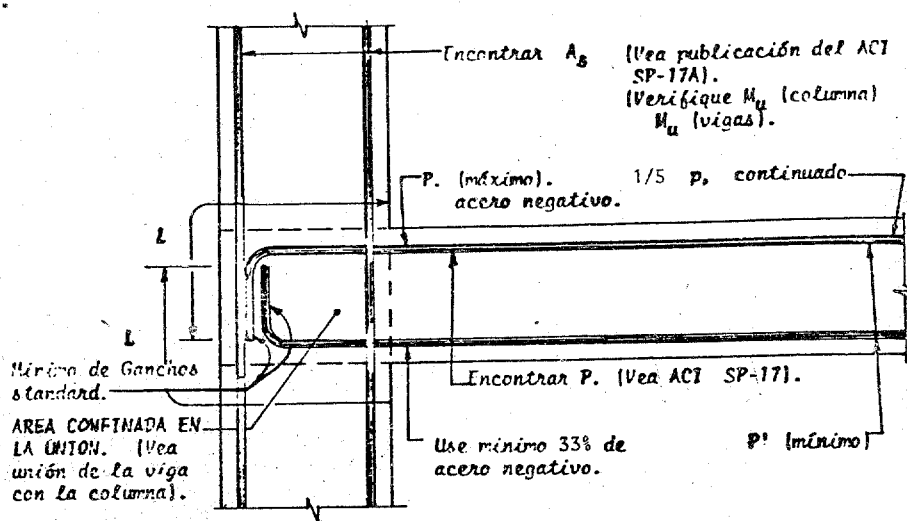
$$A_{sh} = 0.08 a_h'' \frac{f'_c}{f''_{yh}} \quad (\text{Ver lámina IV})$$

- 15) Se proveerá un mínimo de anillos perimetrales de barras No. 5 espaciado a 15 cm. centro a centro a través del nudo viga-columna. Los estribos cruzados requeridos en la sección de la columna por encima y por debajo del nudo serán utilizados dentro del nudo, a menos que las barras longitudinales sean confinadas por las vigas que intervienen en el nudo.

d) Láminas:

Para información adicional sobre semi-dúctiles, véase las láminas de I a VI inclusive de este Artículo.





MIEMBROS EN FLEXION.

$f'_c = 211 \text{ K/cm}^2$ a los 28 días mín.

$f_y = 4225 \text{ K/cm}^2$ (ASTM A615-60) Max.

$p' = \text{[Mínimo arriba y abajo]} = \frac{10.56}{f_y}$ y 2 barras continuas.

p (Max. acero negativo) no excederá el 50% del porcentaje de acero balanceado

L (Anclaje) = $0.6 l_d$ o mínimo 60 cms.

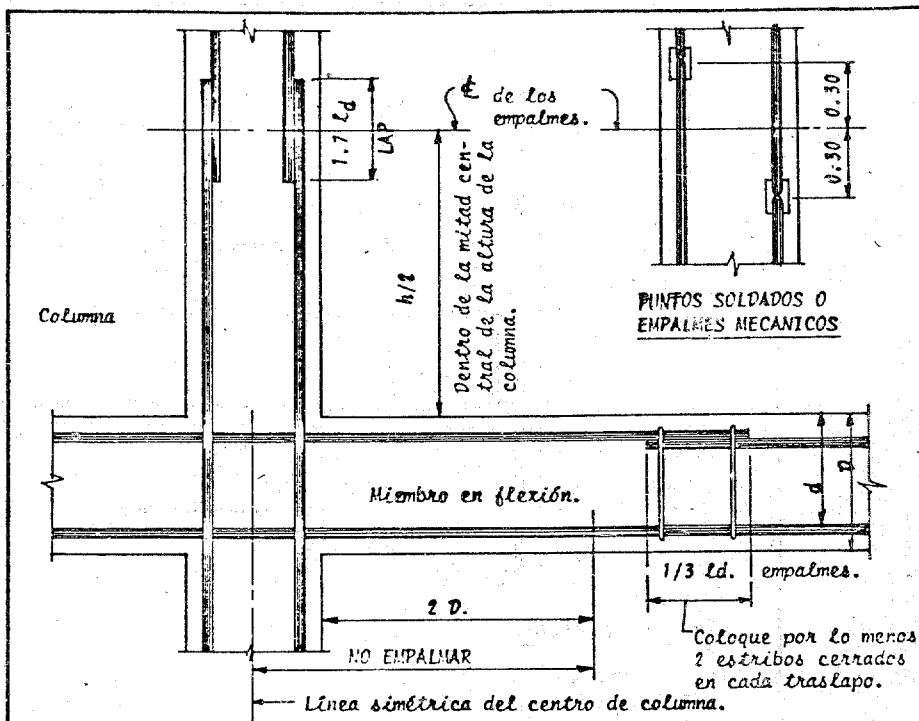
$L = l_d$ para los miembros de arriba (sin columna arriba).

COLUMNA:

$f'_c = 211 \text{ K/cm}^2$ a los 28 días mínimo.

$f_y = 4225 \text{ K/cm}^2$ (ASTM A615-60) Máximo.

Relación del refuerzo, p (para columnas cinchadas)
 ≥ 0.01 y ≤ 0.08 .



MIEMBROS EN FLEXION

El acero de tensión no se empalmara por traslapo en la región de tensión o de esfuerzo reversible a menos que la región sea confinada con estribos. No se harán empalmes localizados dentro de la columna o a una distancia menor de dos veces la profundidad del miembro medido de la cara de la columna.

Por lo menos dos estribos se colocaran en todos los empalmes.

COLUMNA:

L_d es la distancia de desarrollo de la tensión. Vea ACI 318-83.

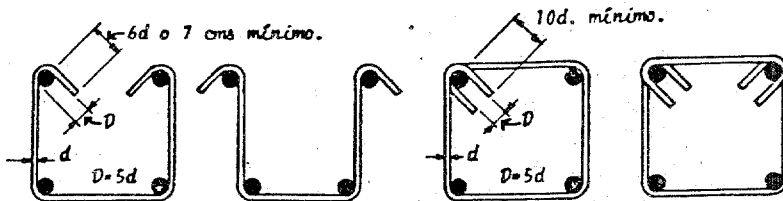
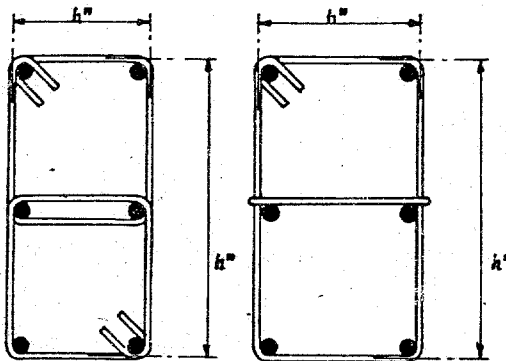
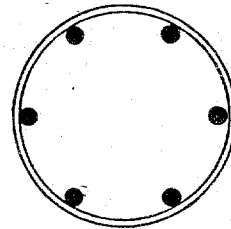
Los empalmes soldados o mecánicos se harán en barras alternadas, la distancia menor entre 2 empalmes adyacentes será de 0.60 cms.

ESTRUCTURA ESPACIAL RESISTENTE AL MOMENTO SEMI-DUCTIL

DETALLE DE LOS EMPALMES EN EL ACERO DE REFUERZO.

Para las barras # 14S y # 18S se recomiendan empalmes soldados. Los empalmes de traslapo no serán permitidos.

LAMINA III

**ESTRIBOS ABIERTOS****ESTRIBOS****USADOS EN VIGAS****ANTILLOS O ANARRES DE COLUMNAS****ESPIRALES****USADOS EN COLUMNAS****RELACION FEDERAL:**

$$\rho_s = 0.45 \frac{\delta'_c}{\delta_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \delta .08 \frac{\delta'_c}{\delta_y}$$

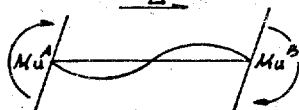
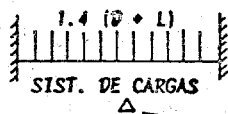
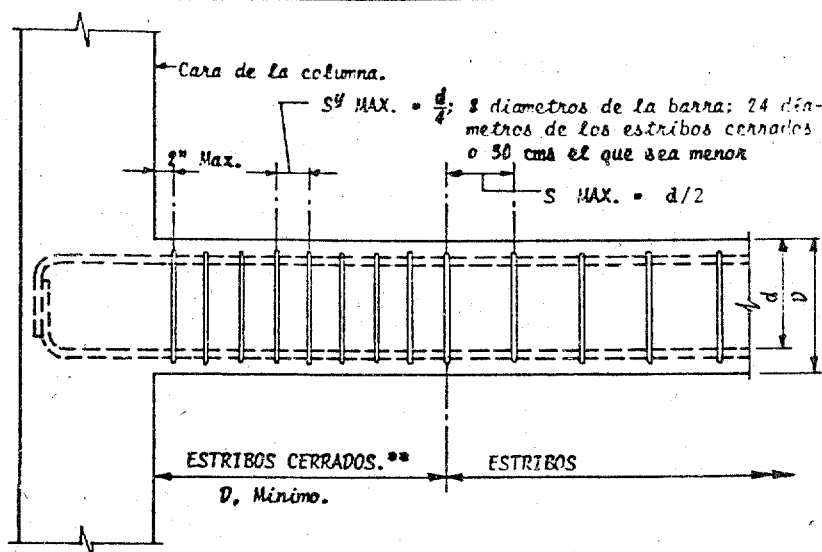
**REQUISITOS DE ANTILLOS
AREA TOTAL DE ANARRE.**

$$A''_{sh} = .08 a h'' \frac{\delta'_c}{\delta''_{yh}}$$

Barras #3 mínimo

Funciones.	estribos abiertos	estribos anarres de columna	antillos	espirales
Refuerzo de cizalladura y enjaulado	●	●	●	●
Restricción de pandeo al refuerzo longitudinal.		●	●	●
Confinamiento del hormigón.			●	●

**ESTRUCTURA ESPACIAL
RESISTENTE AL MOMENTO
SEMI-DUCTIL****DETALLE DE ESTRIBOS****LAMINA IV**



** Para los estribos cerrados se requiere acero #3 mínimo en los extremos; donde M_u pueda desarrollarse; donde se requiera colocar acero de compresión; y en todos los empalmes.

DISEÑO: Estribos verticales de acuerdo con el capítulo 11 del ACI 318-71, y los requisitos mínimos de la sección 2630(d) del código SAOC como se indica aquí:

NOTA: M_u^A & M_u^B = capacidad última de momento en sentido opuestos a cada extremo de la viga.

$$V_u^o = \frac{M_u^A + M_u^B}{L} + 1.4 V_D + L$$

CIZALLADURA COMBINADA:

$$V_u - V_c = V_u = \frac{A_v f_y d}{s}$$

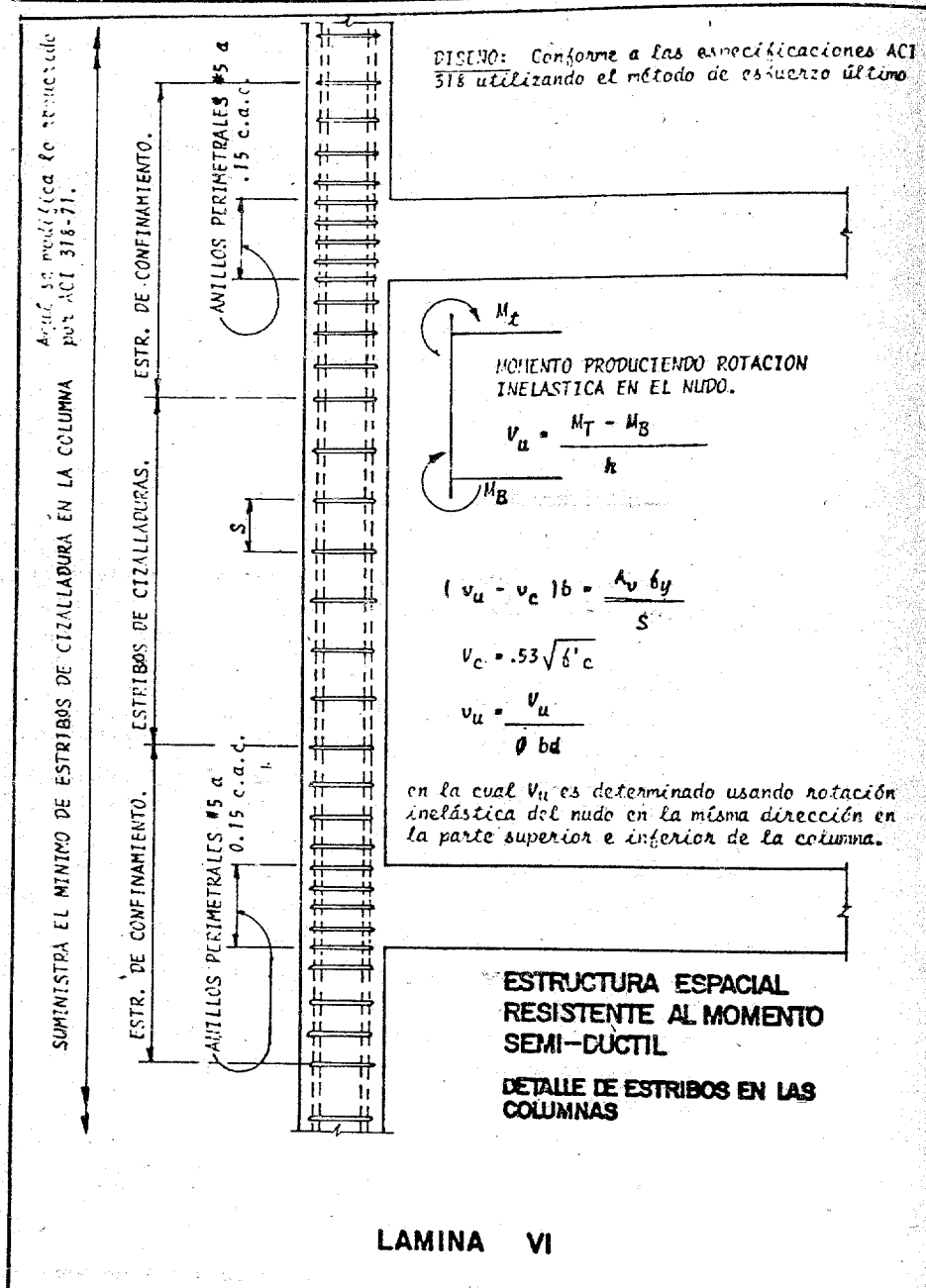
$$V_c = V_c b d \quad V_u = \frac{V_u}{\phi b d}$$

$$V_u \text{ MAX.} = 2.65 \sqrt{f'_c}$$

**ESTRUCTURA ESPACIAL
RESISTENTE AL MOMENTO
SEMI-DUCTIL**

DETALLES DE ESTRIBOS EN VIGAS

LAMINA V



115 Marcos espaciales momento resistentes dúctiles de Hormigón:a) Criterio para el Diseño General:

El criterio que debe emplearse en el diseño de marcos espaciales momento resistente dúctiles de hormigón, será A.C.I.-318-83, incluyendo el Apéndice A.

116 Muros cortantes y Marcos arriostrados de Hormigón:a) Criterio para el Diseño General:

El criterio que debe utilizarse en el diseño de muros cortantes y marcos arriostrados de hormigón será A.C.I. 318-83, incluyendo el Apéndice A.

117 Marco espacial momento resistente dúctil de Acero:a) Generalidades:

El diseño y la construcción de armazones de acero en marcos espaciales momento resistentes dúctiles, se llevará a cabo según la última edición del American Institute of Steel Construction, Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings y la última Edición del American Welding Society's Structural Welding Code AWS D1.1. (Instituto Americano de la Construcción en Acero, Especificaciones para el Diseño, Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero para Edificios), (El Código de Soldadura para Estructuras de la Sociedad Americana de Soldadura).

b) Definiciones:Conexión:

Consiste solamente de aquellos elementos que conectan el miembro al nudo.

Nudo o Unión:

Es todo el ensamblaje en las intersecciones de los miembros.

c) Materiales:

El acero estructural llenará los requisitos de una

de las siguientes especificaciones ASTM en su última Edición:

A36, A440, A441, A572 (Grados 42, 45, 50, y 55) o A588. Excepciones: El acero estructural ASTM A283 Grado D podrá utilizarse para planchas de base y para pernos de anclaje.

d) Conexiones:

Cada conexión de momento de viga o viga maestra a una columna será capaz de desarrollar en la viga la capacidad plástica completa de la viga a viga maestra.

Excepción:

No es necesario que la conexión desarrolle la capacidad plástica completa de la viga a viga maestra si se puede demostrar que una conexión menor provee una capacidad de desplazamiento de unión lo suficientemente dúctil.

En el caso del acero cuya resistencia última sea menos de 1.5 del esfuerzo de cedencia especificado, las bisagras plásticas en vigas formadas durante deformaciones inelásticas del marco no deberán ocurrir en lugares donde el área de la viga no se ha reducido debido por ejemplo, a huecos para pernos.

e) Pandeo Local:

Aquellos miembros en los cuales las bisagras se formarán durante un desplazamiento inelástico de los marcos seguirán los requisitos para Secciones de diseño plástico.

f) Pruebas de soldadura no destructivas:

Las conexiones soldadas de ranuras en tensión entre los miembros primarios de marcos espaciales momento resistentes dúctiles serán ensayados por medio de métodos no destructivos para comprobar que llenan las especificaciones de AWS D1.1 y las de la obra. El programa para dichas pruebas será establecido por el ingeniero.

118 Viviendas Pequeñas:a) Introducción:

Dada la sismicidad baja de Panamá, la Comisión no recomienda que se exija el diseño sísmico formal (debidamente cuantificado) para pequeñas viviendas-los chalets y los duplexes. Sin embargo, cuando el caso lo amerite, se aconseja llevar a cabo el diseño sísmico según las disposiciones de este Código.

Es importante aclarar que las recomendaciones presentadas en este Artículo, no aseguran contra todo daño a la propiedad. Más bien lo que pretende es aumentar la probabilidad de que no ocurran desprendimientos de elementos, tales como paredes, parapetos, techos, --- desprendimientos que atentan contra la vida de los habitantes. Evidentemente, si se logra este cometido, también se habrá minimizado el daño a la propiedad.

Las recomendaciones se presentan en forma conceptual únicamente, sin especificar tamaños mínimos, separaciones máximas o refuerzos mínimos. Le corresponderá al Ingeniero Estructural---- en base a la visualización del comportamiento estructural, la apreciación y la experiencia --- seleccionar los detalles necesarios para asegurar que la pequeña vivienda demuestre una resistencia y estabilidad adecuada durante un movimiento sísmico.

b) Recomendaciones:

- 1) La resistencia al volteo en el sentido perpendicular al plano de la pared se logrará preferentemente mediante la intersección con paredes normales al plano de la pared. Según sea posible, esta resistencia al volteo se complementará con la unión de la pared con el cimiento y el techo.
- 2) Las paredes deberán estar confinadas por elementos de borde verticales (las columnas de amarre) y

horizontales (las vigas de amarre). Deberá existir un elemento de borde por lo menos en los siguientes lugares:

- 2.1 En la intersección de paredes.
- 2.2 En ambos extremos de toda pared aislada.
- 2.3 En los bordes libres de toda pared exterior.
- 2.4 Alrededor de las aberturas de puertas y ventanas.

3) Cuando el ancho y/o la altura de la pared lo amerite, se emplearán vigas y/o columnas de amarre intermedias a manera de elementos rigidizantes para mejorar la resistencia al pandeo.

4) Los dos extremos del refuerzo longitudinal de toda columna o viga de amarre deberá anclarse adecuadamente por adherencia y/o ganchos en otro elemento de borde.

5) Las paredes se colocarán sobre vigas de fundación (vigas-de amarre). Dichas vigas deberán disponerse en planta formando un conjunto de rectángulos u otras configuraciones cerradas.

6) Las fundaciones deberán colocarse sobre suelo firme.

7) El techo deberá anclarse adecuadamente a las paredes que soportan el techo para asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales entre el techo y las paredes. En la selección de este detalle se tomará en cuenta la masa (el peso) del techo.

8) En paredes aisladas sin apoyo transversal, las columnas de amarre deberán poder acomodar la acción de las cargas sísmicas en la dirección perpendicular al plano de la pared. Dichas paredes deberán soportarse sobre cimientos que puedan absorber el momento de volteo causado por el sismo.

Cuadro No. 1-A
CARGAS VIVAS UNIFORMES Y CONCENTRADAS

U S O U O C U P A C I O N		Carga Uniforme (1)	Carga Concentrada
CATEGORIA	DESCRIPCION	Kg/M ²	Kg
1. Armerías		750	0
2. Areas de Asamblea (4)	Areas de Asientos Fijos	250	0
	Areas de Asientos Móviles	500	0
	Areas de Escenario y Plataformas encerradas	625	0
3. Cornisas, marquesinas y Balcones residenciales		300	0
4. Lugares de Egreso (5)		500	0 (8)
5. Garages	Almacenaje general y/o Reparación	500	(3)
	Almacenaje de automóviles con capacidad máxima de 9 pasajeros	250	(3)
6. Hospitales	Salas y Cuartos	200	450 (2)
7. Bibliotecas	Areas de Lectura	300	450 (2)
	Areas de Estantería	625	700 (2)
8. Manufactura	Liviana	375	900 (2)
	Pesada	625	1350 (2)
9. Oficinas		250	900 (2)
10. Imprentas	Areas de Impresión	750	1150 (2)
	Areas de Composición y Linotipo	500	900 (2)
11. Residencial (6)		200	0 (8)
12. Servicios Sanitarios (7)			
13. Tarimas para pasar revista, tribunas, gradas al aire libre		500	0
14. Azoteas	Igual al área servida o para el tipo de ocupación acomodada		
15. Escuelas	Aulas de clase	200	450 (2)
16. Aceras y entradas para automóviles	Acceso público	1250	(3)
17. Almacenaje	Liviano	625	
	Pesado	1250	
18. Almacenes	Ventas al por menor	375	900 (2)
	Ventas al por mayor	500	1350 (2)

Notas para el Cuadro No. 1-A

- (1) Ver Sección 106 para Reducciones de carga viva.
- (2) Ver Sección 104 (c), primer párrafo, para área de aplicación de carga.
- (3) Ver sección 104 (c), segundo párrafo, para cargas concentradas.

- (4) Las áreas de Asamblea incluyen salones de baile, cuartos de ejercicios militares, gimnasios, campos de deportes, plazas, terrazas y usos similares que generalmente son accesibles al público.
- (5) Los lugares de Egreso incluyen pasillos sirviendo una carga de ocupación de 10 o más personas, balcones exteriores de egreso, escaleras, escaleras de salvamento para incendios y usos similares.
- (6) Los usos residenciales incluyen viviendas privadas, apartamentos, y cuartos de huéspedes en hoteles.
- (7) Las cargas de servicios sanitarios no deberán ser inferiores a las cargas para el uso con el cual están asociados, pero no tienen que exceder 250 kilogramos por metro cuadrado.
- (8) Los escalones individuales serán diseñados para soportar una carga concentrada de 140 kilogramos colocadas en una posición que cause el esfuerzo máximo. Las vigas de escalera se podrán diseñar para la carga uniforme presentada en el cuadro.

Cuadro No. 1-B (1)
CARGAS ESPECIALES

U S O		Carga Vertical	Carga Lateral
CATEGORIA	DESCRIPCION	Kilogramos por metro cuadrado salvo que se indique lo contrario	
1. Construcción, acceso público en el sitio (carga viva)	Pasillo Cubierta	750 750	
2. Tribunas, tarimas para pasar revista, y gradas al aire libre (carga viva)	Asientos y Pisos	180 (2)	(3)
3. Estructura de cielo raso (carga viva)	Sobre escenarios Todos los usos excepto sobre escenarios	100 50 (4)	
4. Paredes divisorias y paredes interiores (carga viva)			25
5. Ascensores, y ascensores para comidas (Carga muerta y viva)		2 x Cargas Totales	
6. Equipo eléctrico y mecánico (carga muerta)		Cargas Totales	
7. Grúas (carga muerta y viva) (5)	Carga Total incluyendo aumento por impacto	1.25 x Carga Total (5)	0.10 x Carga Total (6)
8. Barandas de balcones, Guardarrieles, y pasamanos	Lugares de egreso sirviendo una carga de ocupación mayor de 50 Otro		75 (7) 30 (7)
9. Armarios de Almacenamiento	Altura mayor de 2.40 metro	Cargas Totales (8)	

Notas para el Cuadro No. 1-B

1. Las cargas tabuladas son cargas mínimas. Cuando otras cargas verticales requeridas por este código o requeridas por el diseño causarían esfuerzos mayores, se emplearán éstas.
2. Kilogramos por metro lineal.
3. Cargas impuestas al arriostramiento lateral contra ladeo de 35 kilogramos por metro lineal paralelo y 15 kilogramos por metro lineal perpendicular los asientos y pisos.
4. No se deberá aplicar a cielos rasos que tengan suficiente acceso total desde abajo, y que por tanto no requieren acceso dentro del espacio encima del cielo. No se aplicará a cielos si las áreas de desván por encima del cielo no tienen acceso. Esta carga viva no tendrá que considerarse como actuando simultáneamente con otras cargas vivas impuestas al armazón del cielo o la estructura que lo soporta.
5. Los factores de impacto incluidos serán para grúas con ruedas de acero montadas sobre rieles de acero. Podrán ser modificadas si se suministran datos técnicos corroborativos y aceptables al Ingeniero Municipal. Las cargas vivas sobre las vigas de soporte de la grúa y las conexiones de las vigas se tomarán como las cargas máximas de las ruedas de grúa. Para vigas de soporte de grúas móviles operadas en suspensión (cargas colgadas) y las conexiones de las vigas, los factores de impacto serán 1.10.
6. Esto se aplicará en la dirección paralela a los rieles de vía longitudinales. El factor para fuerzas perpendiculares al riel es de 0.20 x las cargas de recorrido transversal (trole cargador, cabina, ganchos y cargas levantadas). Las fuerzas se aplicarán en la parte superior del riel, y se podrán distribuir entre rieles de grúas de rieles múltiples, y se distribuirán tomando en cuenta la rigidez lateral de las estructuras que soportan estos rieles.
7. Carga por metro lineal que se aplicará horizontalmente y perpendicular a la parte superior del riel.
8. Los miembros verticales de armarios de almacenamiento se protegerán de las fuerzas de impacto del equipo en operación, o se diseñarán los armarios de manera que la falla de un miembro vertical no cause más que el colapso de la nave o las naves directamente soportadas por ese miembro.

Cuadro No. 1-C
CARGAS VIVAS MÍNIMAS DE TECHO (1)

INCLINACION DEL TECHO	AREA CARGADA TRIBUTARIA EN METROS CUADRADOS PARA CUALQUIER MIEMBRO ESTRUCTURAL		
	Menor que 20	Entre 20 y 60	Más de 60
1. Plano o subida menos de 0.30 metro por metro. Arco o cúpula con subida de menos de un octavo de la luz.	100	80	60

2. Subida de 0.30 metro por metro a menos de 1.00 metro por metro. Arco o cúpula con subida de un octavo a menos de tres octavos de la luz.	80	70	60
3. Subida de 1.00 metro por metro y mayor. Arco o cúpula con subida de tres octavos de luz o mayor.	60	60	60
4. Toldos o tiendas, excepto aquellas cubiertas con tela (2)	25	25	25
5. Invernaderos, casas de entablado de listones y edificios de agricultura (3)	50	50	50

Notas para el Cuadro No. 1-C

- (1) Referirse a Sección 105 (b) para Techos Metálicos Ligeros.
- (2) Para propósitos de esta Sección, un toldo será una cubierta temporal soportada enteramente por la pared exterior de un edificio.
- (3) Referirse a Sección 105 (e) para Requisitos de Cargas Concentradas para miembros de techos de construcción tipo invernadero.

Cuadro No. 1-D
DEFLEXIONES PERMISIBLES MAXIMAS PARA MIEMBROS ESTRUCTURALES

TIPO DE MIEMBRO	DEFLEXION POR CONSIDERAR	LIMITACION DE DEFLEXION
1. Techos planos que no soporten o estén adheridos a elementos no estructurales susceptibles a daños causados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/180 (1)
2. Pisos que no soporten o estén adheridos a elementos no estructurales susceptibles a daños causados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/360
3. Techos o pisos que soporten o estén adheridos a elementos no estructurales susceptibles a daños causados por grandes deflexiones	Aquella parte de la deflexión total que ocurra después de la fijación de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquiera carga viva adicional) (4)	L/480 (2)
4. Techos o pisos que soporten o estén adheridos a elementos no estructurales no susceptibles a daños causados por grandes deflexiones		L/240 (3)

Notas para el Cuadro No. 1-D

- (1) El límite no tiene como intención el proteger contra el empozamiento de agua. El empozamiento se deberá comprobar mediante cálculos apropiados de deflexión, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al agua empozada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas sostenidas, contraflecha, tolerancias de construcción y la confiabilidad de las provisiones de drenaje.
- (2) El límite se podrá exceder si se toman medidas adecuadas para impedir daño a los elementos soportados o adosados.
- (3) La deflexión a largo plazo (estructuras de concreto únicamente) podrá ser reducida por la cantidad de deflexión que se calcule haya ocurrido antes de la fijación de los elementos no estructurales. Esta cantidad se determinará sobre la base de datos de Ingeniería aceptados relacionados con las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.
- (4) Pero no mayor que la tolerancia provista para elementos no estructurales. El límite se podrá exceder si se provee una contraflecha tal que la deflexión total menos la contraflecha no exceda el límite.

Cuadro No. 1-E

PRESIONES DE VIENTO PARA DIVERSAS ZONAS DE ALTURA SOBRE EL SUELO (1)
(VELOCIDAD BASE DE 80 KILOMETROS POR HORA)

ZONAS DE ALTURA EN METROS		PRESION EN KILOGRAMOS POR METRO CUADRADO (2)
DE	HASTA	
0.0	9.0	40
9.1	15.0	50
15.1	25.0	60
25.1	30.0	65
30.1	45.0	76
45.1	60.0	86
60.1	75.0	94
75.1	90.0	101
90.1	105.0	107
105.1	120.0	113
120.1 o más		125

Notas para el Cuadro No. 1-E

- (1) Los valores son mínimos recomendados y no son suficientes para tornados.
- (2) Los valores se determinaron con la ecuación siguiente:

$$P_z = 0.0063 (V_{9.15})^2 (2/9.15)^{0.40} \leq 125 \text{ kilogramos/m}^2$$

- P_z = presión del viento en kilogramos por metro cuadrado en el nivel Z
- $V_{9,15}$ = Velocidad base del viento a 9.15 metros de altura y en kilómetros por hora
- Z = Altura a la que se determina la velocidad del Viento en metros.

Tabla No. 1-F

FACTORES MULTIPLICADORES PARA PRESIONES DE VIENTO
CHIMENEAS, TANQUES Y TORRES SOLIDAS

SECCION TRANSVERSAL HORIZONTAL	FACTOR
Cuadrada o Rectangular	1.00
Hexagonal u Octagonal	0.80
Redonda o Elíptica	0.60

Tabla No. 1-G

FACTORES DE FORMA PARA TORRES DE RADIO Y TORRES TIPO CERCHA

T I P O D E E X P O S I C I O N	FACTOR
1. Viento Normal a una cara	
(a) Torre de cuatro esquinas, perfiles planos o angulares, de acero o madera	2.20
(b) Torre de tres esquinas, perfiles planos o angulares, de acero o madera	2.00
2. Viento sobre una esquina de una torre de cuatro esquinas, perfiles planos o angulares	2.40
3. Viento paralelo a una cara de una torre de tres esquinas, perfiles planos o angulares	1.50
4. Los factores de torres con elementos cilíndricos son aproximadamente dos tercios de los de torres similares con perfiles planos o angulares	
5. Viento sobre miembros individuales	
(a) Miembros cilíndricos	
1) Cinco centímetros o menos de diámetro	1.00
2) Más de cinco centímetros de diámetro	0.80
(b) Perfiles planos o angulares	1.30

CUADRO 1-H
FACTOR DE FUERZA HORIZONTAL "K" PARA EDIFICIOS U OTRAS
ESTRUCTURAS

TIPO "O" DISPOSICION DE ELEMENTOS RESISTENTES	VALOR DE "K"	
Todos los sistemas de estructuración para edificios con excepción de los que aquí se clasifican	1.00	
Edificio con un sistema de cajón como se define en el Artículo 110.b.	1.33	
Edificios con un sistema doble de arriostramiento que consiste en un marco espacial momento resistente dúctil y muros cortantes o marcos arriostrados diseñados de acuerdo con el criterio que a continuación se define:	DUCTIL 0.80	SEMI DUCTIL 1.00
1.- El marco y muros cortantes o marcos arriostrados deberán resistir el total de la fuerza lateral de acuerdo con sus rigideces relativas tomando en cuenta la interacción entre los marcos y los muros cortantes.		
2.- Los muros cortantes o marcos arriostrados actuando independientemente del marco espacial momento resistente dúctil o semi-dúctil deberán resistir el total de la fuerza lateral requerida.		
3.- El marco espacial momento resistente dúctil o semi-dúctil deberá tener la capacidad para resistir no menos del 25% del total de la fuerza lateral requerida		
Edificios dotados de un marco espacial momento resistente dúctil o semi-dúctil y diseñado de acuerdo con este criterio: El marco espacial momento resistente dúctil o semi-dúctil deberá tener la capacidad para resistir el 100% de la carga lateral requerida.	DUCTIL 0.67	SEMI DUCTIL 1.00
Los tanques elevados más el total de su contenido sostenido sobre cuatro o más columnas arriostradas transversalmente y no soportadas por un edificio (1) (2)	2.5	
Estructuras que no sean edificios y otras no incluidas en el cuadro 1-I	2.0	

(1) Véase el Artículo 111.g para detalles adicionales.

(2) Los requisitos torsionales del Artículo 110.e.5, serán aplicables.

CUADRO 1-I

FACTOR DE FUERZA HORIZONTAL " C_p " PARA ELEMENTOS DE ESTRUCTURAS

PARTE O PORCION DE EDIFICIOS	DIRECCION DE FUERZA	VALOR DE C_p
Paredes exteriores soportantes y no soportantes, paredes interiores soportantes y divisiones, paredes interiores no soportantes y divisiones, y cercas de mamposteria.	Perpendicular a superficie plana	0.20
Parapetos en voladizo	Perpendicular a superficie plana	(1) 1.00
Ornamentos exteriores e interiores con sus agregados	Cualquier direcci3n	(1) 1.00
Cuando est3n unidos a o sean parte de un edificio, torres, tanques, torres y tanques m3s su contenido, anaqueles de almacenamiento m3s su contenido, chimeneas, y penthouses.	Cualquier direcci3n	(2) 0.20
Cuando est3n unidos a o sean parte de un edificio: Equipo r3gido y equipo rigidamente montado y maquinaria cuya operaci3n continua no sea requerida para instalaciones de ocupaci3n esencial. (4)	Cualquier direcci3n horizontal	(3) 0.20
Cuando descansen sobre el suelo: Tanques m3s la masa efectiva de su contenido	Cualquier direcci3n	0.12
Pisos y techos actuando como diafragmas	En el plano del diafragma	(5) 0.12
Conexiones para paneles exteriores o elementos que llenen los requisitos del Art3culo 113.d.	Cualquier direcci3n	(1) 2.00

- (1) El valor maximo del producto de $1 C_p S$ se podr3 tomar como el valor tabulado de C_p .
- (2) Cuando H_n/D de cualquier edificio es igual a o mayor que 5 a 1 se aumentar3 el valor en 50%.
- (3) Para equipo y maquinaria flexible o flexiblemente montado el valor apropiado de C_p ser3 determinado tomando en cuenta ambos las propiedades din3micas del equipo y maquinaria y del edificio o estructura sobre el cual reposa.

- (4) El diseño del equipo y maquinaria y su anclaje es una parte integral del diseño y las especificaciones de tal equipo y maquinaria. La estructura sobre la cual se montan el equipo y la maquinaria tendrá la capacidad de resistir las fuerzas de anclaje. Vea Artículo 110.g.
- (5) Pisos y Techos que actúan como diafragmas serán diseñados para el esfuerzo mínimo que resulte de un valor de C_p igual a 0.12 aplicado a W_x a menos que una fuerza mayor resultase de la distribución de esfuerzos laterales de acuerdo con el Artículo 110.e.

CUADRO 1-J

VALORES ESTIMADOS PARA EL PERIODO PREDOMINANTE DE LOS SUELOS

Grupo (1)	DESCRIPCION DEL SUELO (2)	T_s en segundos (3)
1	Roca (magnética, metamorfica o sedimentaria)	0.2
2	Igual que arriba o suelos bien cementados, endurecidos, cubiertos por suelos cohesivos compactos	0.4
3	Suelos cohesivos, compactos o arena densa desde 15m hasta 80m*	0.4--0.8 ^b
4	Suelos cohesivos blandos o arenas sueltas desde 5m hasta 140m o relleno de tierra desde 2m hasta 30m*	0.4--1.4 ^b
5	Suelos cohesivos blandos y arena suelta más de 140m de profundidad o rellenos de tierra de más de 30m de profundidad*	1.4

* Los suelos cohesivos se consideran compactos si su resistencia a la comprensión no confinada es por lo menos de 1 kg/cm²; y se les considera suaves si su resistencia a la comprensión no confinada es menor de 0.5 kg/cm². La arena se considera densa si su densidad relativa es por lo menos de 65%; se le considera suelta si su densidad es menor de 35%

^b Para valores intermedios de profundidades, se aplicará una interpolación lineal de T_s

El cuadro 1-J en su última columna se lee directamente el valor del período predominante del suelo " T_s ".

La Comisión quiere dejar al Ingeniero Estructural en libertad para calcular los valores de " T_s ", en una forma más exacta y por tal motivo se incluye aquí la del Cuarto Onda de Kanaí.

$$T_s = \frac{4}{V} H$$

T_s = Período fundamental del suelo

H = Altura de la capa o capas sobre la roca

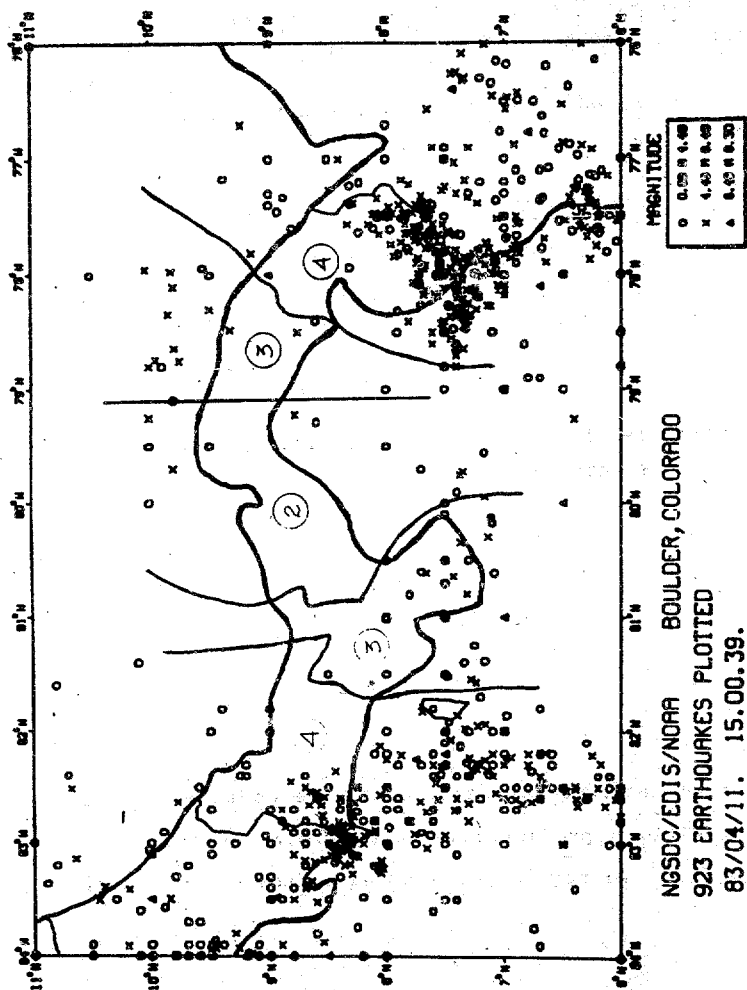
V = Velocidad de onda transversal

En cualquier caso lo establecido en la Sección d, será aplicable.

CUADRO 1-K

GRUPOS DE SUELOS

Tipo de Suelo (1)	DESCRIPCION	Velocidad de ondas "S" v, en m/seg. (3)	Penetración Standard N, en golpes/pie (4)	Densidad relativa en porcentajes (5)	Resistencia la compresión no confinada en kg/cm ²
I	Roca volcánica masiva y roca ígnea, roca metamórfica no oxidada y compacta, roca sedimentaria compacta. Arena y cascajo denso. (Muy denso) Arcilla dura.	>700 700 700	- 50 32	85-100 -	- - 4.0 A
II	Roca ígnea suelta (Tufos y aglomerados). Roca metamórfica oxidada y descontinua, roca sedimentaria oxidada. Arena y cascajo denso. Arcilla rígida	350-700 350-700 350-700	- 30-50 16-32	- 65-85 -	- - 2.0-4.0
III	Rocas metamórficas y sedimentarias suaves, descontinuas, y muy oxidadas. Arena y cascajo medio denso. Arcillas y limos medianos	200-350 200-350 200-350	- 10-30 8-16	- 35-65 -	- - 1.0-2.0
VI	Depósitos aluviales suaves y de gran espesor con capa freática alta, rellenos del mar, depósitos lamosos, y capas gruesas de relleno. Arenas flojas Arcillas y limos suaves	<200 <200 <200	- 0-10 0-8	- <35 -	- - 0-1.0



ZONIFICACION SISMICA
 REPUBLICA DE PANAMA
 FERRERO / 1984.

CUADRO No. 1-LZONIFICACION SISMICA

El valor "Z" es el factor de zona de riesgo sísmico.
El Ingeniero Municipal establecerá el factor "Z" por
empezar, dentro de su jurisdicción.

Dependiendo de la zona, los factores seran los si-
guientes:

<u>ZONA</u>	<u>Z</u>
4	1
3	3/4
2	3/8
1	3/16

El valor de "Z" será igual a 1.0 para las áreas de
mas alta sismicidad.

CAPITULO 2

CONCRETO

201 ALCANCE

El diseño de estructuras de concreto, de construcción va-
ciada en sitio o prefabricada, sin reforzar, reforzado o
pre-esforzado, se regirá por los requisitos de este capí-
tulo.

202 DISEÑO

(a) General: Las estructuras serán diseñadas según los

Requisitos De Normas Para La Construcción De Edificios De Concreto Reforzado (ACI 318-77), del Instituto Americano del Concreto, con las modificaciones señaladas en lo siguiente.

- (b) Factores de Seguridad: Los factores de carga y de reducción de capacidad serán los que se especifican en los Artículos 9.2 del ACI 318-77 y 9.3 del ACI 318-77, respectivamente, cuando la calidad de los materiales y la mano de obra sean comparables con lo especificado en los capítulos 3, 4, 5, 6 y 7 del ACI 318-77. En otros ámbitos, el Ingeniero Municipal establecerá los factores de reducción de capacidad a usarse. Se usará no más del 85% de los factores de reducción de capacidad establecidos, cuando no haya control de calidad.
- (c) Diseño por Limitación de Esfuerzos de Trabajo: Se admite el Anexo B del ACI 318-77 - Método Alternativo de Diseño.
- (d) Efectos de Esbeltez en Miembros de Compresión: Como una alternativa a la evaluación aproximada de efectos de esbeltez, 10.11 ACI 318-77, se admitirá el método R modificado. Tanto la carga axial como el momento se dividirán por el factor R apropiado, según se explica a continuación.

Miembros de compresión arriostrados contra ladeo

Si el desplazamiento lateral relativo de los extremos del miembro es impedido y los extremos del miembro están empotrados, o definitivamente restringidos de tal manera que ocurra un punto de inflexión entre los extremos, no

será necesario hacer una corrección por longitud a menos que lu/r exceda 54, donde lu es la longitud no-soportada real de la columna y r es el radio de giro del área de concreto bruto de las columnas. Para lu/r entre 54 y 100, se podrá utilizar el siguiente factor:

$$R = 1.32 - 0.006 lu/r \leq 1.0$$

Si el desplazamiento lateral relativo de los extremos del miembro es impedido y el miembro está flexionado en curvatura simple, se podrá utilizar el siguiente factor cuando la excentricidad no exceda $0.10 h$, donde h es el espesor total de la columna:

$$R = 1.23 - 0.008 lu/r \leq 1.0$$

Si la excentricidad excede $0.10 h$, el factor será

$$R = 1.07 - 0.008 lu/r \leq 1.0$$

Para ambos casos de curvatura, si la tensión controla el diseño y si la carga axial es menor que $0.10 f'c A_g$, donde $f'c$ es la resistencia cilíndrica del concreto a los 28 días y A_g es el área de concreto bruta de la columna, se podrá justificar un factor R mayor. La transición hacia $R=1$ para flexión sin carga axial se podrá llevar a cabo de la misma manera en que se aumentan los factores de reducción de capacidad en la Sección 9.3.2 (c) ACI 318-77.

MIEMBROS DE COMPRESION NO-ARRIOSTRADOS CONTRA LADEO

Para miembros en los cuales, (1) el desplazamiento lateral relativo de los extremos no esté impedido, (2) lu/r no exceda 40, y (3) las vigas de arriostamiento tengan una relación de refuerzo de momento negativo de por lo menos uno por ciento, el factor R será como sigue:

Cuando el diseño esté controlado por cargas laterales de poca duración:

$$R = 1.07 - 0.008 l'u/r \leq 1.0$$

Para otras cargas de mayor duración:

$$R = 0.97 - 0.008 l'u/r \leq 1.0$$

En ambos factores R,

$$l'u = (0.78 + 0.22 am) lu \geq lu,$$

donde am es el promedio de la relación (sumatoria de K de las columnas)/(sumatoria de K de las vigas) en los dos extremos de la columna. K es la rigidez relativa del miembro.

Para marcos no-arriostados contra lado, cada viga que ejerce fijación se deberá diseñar para la parte correspondiente de los momentos aumentados en los miembros de compresión en las uniones viga-columnas. El incremento en el momento de extremo de los miembros en compresión se

podrá computar según

$$M_l = (P_l) \quad (es) \quad (1 - P_l/P_o) \quad / \quad (R - P_l/P_o)$$

Donde

M_l = Resistencia flectora de columna larga

M_s = Resistencia flectora de columna corta

P_l = Resistencia axial de columna larga

P_s = Resistencia axial de columna corta

P_o = Resistencia axial bajo cero excentricidad

R = Factor de reducción de columna larga

es = Excentricidad basada en M_s .

- (e) Diseño Sísmico: En el diseño de marcos momento resistentes de concreto de ductilidad especial las disposiciones este Reglamento,

prevalecerán como mínimas sobre los requerimientos del Apéndice A - Provisiones Especiales para Diseño Sísmico, ACI 318-77.

CAPITULO 3

ACERO

301 ALCANCE

El diseño de estructuras de acero estructural se regirá por los requisitos de este capítulo.

302 DISEÑO

- (a) General: Las estructuras serán diseñadas según La Especificación Para El Diseño, Fabricación y Ejecución De Acero Estructural Para Edificios, noviembre 1, 1978, del Instituto Americano de Construcción de Acero, con las modificaciones señaladas en lo siguiente.
- (b) Factores de Seguridad: Los esfuerzos unitarios admisibles serán los que especifica la Sección 1.5, cuando la calidad de la mano de obra sea comparable con lo especificado en las secciones 1.23, 1.25 y 1.26. En otros ámbitos, el Ingeniero Municipal determinará los esfuerzos unitarios admisibles por emplear. Específicamente, se recomienda restarle 30% al esfuerzo unitario admisible de soldaduras cuando no haya control de calidad.
- No se permitirá el uso del diseño plástico en construcciones que no llenen los requisitos de las secciones 1.23, 1.25, 1.26 y 2.10
- (c) Deflexiones: Se observarán los valores máximos presentados en el Cuadro No. 1-D.

CAPITULO 4

MADERA

401 ALCANCE

El diseño de estructuras de madera se regirá por los requisitos de este capítulo.

402 DISEÑO

- (a) General: Las estructuras de madera serán diseñadas según las especificaciones del Instituto Americano De Construcción de Madera - 1977.
- (b) Propiedades Mecánicas: Cuando no se cuente con suficiente información estadística para establecer las propiedades mecánicas de la madera, se usarán los principios e intenciones de las especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Madera, y los valores establecidos por el Centro Experimental de Ingeniería de la Universidad Tecnológica de Panamá.

CAPITULO 5SUELOS501.- ALCANCE

El diseño de cimientos y muros se regirá por los requisitos de este Capítulo.

502.- EXPLORACION:

- a) El objetivo de exploración para el diseño de edificaciones es determinar la extensión, espesor y ubicación de los estratos de suelo y roca, tanto en planta como en elevación y las propiedades ingenieriles de estos materiales.
- El informe de la exploración debe ser sellado y firmado por un Ingeniero Civil idóneo, quién será responsable por el alcance y precisión de la investigación.
- b) El número mínimo de perforaciones a realizarse en la exploración de un sitio deberá determinarse en base al siguiente cálculo:

$$N = G * A * E$$

donde:

N = Número de perforaciones a realizarse.

G = Factor de complejidad geológica.

<u>CONDICION</u>	<u>G</u>
Estratificación uniforme	0.5
Estratificación algo variable	1.0
Estratificación muy variable	1.5

A = Área de la estructura en miles de metros cuadrados

E = Factor de características de la estructura.

<u>ESTRUCTURA</u>	<u>E</u>
Chalets	0.0
Estructuras de 2 pisos, galerías grandes	2.5
Edificios de 3 a 9 pisos	5.0
Edificios de 10 a 19 pisos	7.5
Edificios de 20 pisos o más	10.0

NOTA: Si la estructura tiene sótano súmele 2.5 al valor de E dado en la tabla.

El factor G debe corresponder a las condiciones encontradas al finalizar el estudio, por lo que puede ser necesario reevaluar este parámetro durante la ejecución del mismo.

- c) La profundidad de las perforaciones debe extenderse hasta penetrar 1.5 m. en roca competente, excepto en los siguientes casos:

- 1- Cuando se pueda utilizar zapatas, las perforaciones podrán discontinuarse a una profundidad igual a dos veces el ancho menor de la zapata, a partir del fondo de la zapata, pero una de las perforaciones debe llegar a una profundidad igual a cinco veces el ancho de la zapata o hasta la roca, cualquiera que sea menor.

2- Cuando se requiera usar pilotes de fricción por encontrarse la roca competente a gran profundidad, se podrá discontinuar las perforaciones a una profundidad igual al largo estimado de los pilotes.

- d) Los parámetros de resistencia del suelo (c, θ) deberán determinarse en base a: pruebas de laboratorio, pruebas de campo o estimación en base a experiencias previas. La Tabla 5-A presenta valores típicos de las propiedades ingenieriles de los suelos, donde

c = Cohesión del suelo

θ = Angulo de fricción interna del suelo

= Peso específico

503. DISEÑO DE ZAPATAS

- a) La capacidad de soporte de zapatas se calculará según la siguiente fórmula.

El término Zapata, incluye todo cimiento superficial con una o más columnas.

$$q_u = c N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (503-1)$$

donde

q_u = Capacidad de soporte última

D_f = Profundidad del fondo de la zapata

B = Ancho menor de la zapata

L = Largo de la zapata

Los términos N_q , N_c y N_γ , son funciones de γ y están dados por las siguientes expresiones:

$$N_q = \tan^2 (45 + \theta/2) e^{\pi \tan \theta} \quad (503-2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \theta} \quad (503-3)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \theta) \quad (503-4)$$

Los términos S_c , S_q , y S_γ son funciones de las dimensiones de la zapata, y están dadas por las siguientes expresiones:

$$S_c = 1 + 0.2 (B/L) \tan^2 (45 + \theta/2) \quad (503-5)$$

$$S_q = S_p = 1 \quad \text{para } \phi < 10 \quad (503-6)$$

$$S_q = S_p = 1 + 0.1 (B/L) \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (503-7) \\ \text{para } \phi > 10$$

- b) Los valores de q_u calculados según la ecuación (503-1) deberán dividirse por un factor de seguridad igual a 2.5 para obtener una capacidad de soporte de diseño.
- c) Además de hacer el cálculo para estimar la capacidad de soporte, es necesario hacer un análisis de asentamiento si existen estratos compresibles. Si los asentamientos calculados exceden los tolerables, se debe reducir la capacidad de soporte de diseño de tal manera de que no haya asentamientos excesivos. Los asentamientos tolerables están dados en la siguiente tabla:

Condición	Asentamiento	Asentamiento
	Total	Diferencial
Zapatillas aisladas sobre arcilla	0.08	0.04
Zapatillas aisladas sobre arena	0.05	0.03
Losa flotante sobre arcilla	0.12	0.04
Losa flotante sobre arena	0.07	0.03

504. DISEÑO DE PILOTES

- a) La capacidad de carga de pilotes proviene comunmente de la resistencia de punta del pilote o de la fricción lateral del mismo.
- b) Cuando la resistencia de punta se deriva por apoyarse el pilote en la roca, la capacidad admisible del pilote será 20% de la resistencia a compresión no confinada medida en testigos de roca intacta. En caso en que el factor RQD, sea menor de 25%, deberá de utilizarse un método para determinar la capacidad del pilote que tome en consideración el grado de fracturación del estrato de roca.
- El RQD es la suma de tramos de testigos mayores de 10 cm. entre el largo total del sacatestigos por cien.
- c) Cuando la punta del pilote no se apoya en roca, la ca-

pacidad del pilote admisible depende principalmente de la fricción lateral.

En caso de pilotes hincados, se tendrá que demostrar la capacidad de los mismos, en base a los registros de hincamientos analizados con fórmulas dinámicas apropiadas. En caso de pilotes fundidos en sitio, se tendrá que demostrar la capacidad de los mismos en base a un análisis estático apropiado.

- d) La capacidad de pilotes podrá verificarse mediante pruebas de carga. El pilote deberá soportar, sin asentamiento excesivo, el doble de la carga de trabajo por un período menor de 48 horas.

505. DISEÑO DE MUROS

- a) Los muros de retén serán diseñados para resistir la presión de los materiales retenidos.

La presión lateral se calculará según la siguiente ecuación:

$$p = R\gamma z + a\sqrt{R} \quad (505-1)$$

donde

p = Presión lateral del suelo sobre el muro

γ = Peso específico efectivo del suelo

z = Profundidad del punto donde se calcula la presión.

Los términos K y a están dados en la siguiente tabla:

<u>DESPLAZAMIENTO</u>			
<u>DEL MURO</u>	<u>CONDICION</u>	<u>k</u>	<u>a</u>
No hay	en reposo	1- SIN $\emptyset$	0
Se permite desplazamiento del muro	activa	$\tan^2 (45 - \emptyset/2)$	-2c
El mismo se desplaza hacia el suelo	pasiva	$\tan^2 (45 + \emptyset/2)$	+2c

- b) Si no hay drenaje adecuado, que no permita la acumulación de agua detrás del mismo, se debe añadir la presión hidrostática del agua dada por la siguiente ecuación:

$$p = \gamma_w \cdot z$$

donde γ_w = Peso específico del agua.

- c) Para el caso donde haya cargas uniformes sobre el relleno, se debe añadir la presión que estas cargas ejercen sobre el mismo, la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$p = k \cdot w$$

donde w = Presión de la carga uniforme

- d) Para muros más complejos, tales como rellenos inclinados, o cargas irregulares se deberá realizar un análisis apropiado para estos casos.
- e) El diseño de muros debe contemplar cuatro modalidades de falla:
- 1- Desplazamiento horizontal del muro.
 - 2- Volcamiento del muro con respecto a la parte delantera de la base.
 - 3- Falta de capacidad de soporte de la base.
 - 4- Derrumbe total del relleno y el muro.

El factor de seguridad se calculará dividiendo las fuerzas o los momentos que se resisten al movimiento entre las fuerzas o momentos que causan la inestabilidad, los factores de seguridad a utilizarse se presentan en la siguiente tabla:

<u>MODALIDAD DE FALLA</u>	<u>FACTOR DE SEGURIDAD</u>
Desplazamiento	1.5
Volcamiento	2.0
Capacidad de soporte	2.5
Derrumbe	1.5

TABLA 5-A: PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS

TIPO DE SUELO

ϕ
grados

c
kg/m²

saturado
kg/m³

seco
kg/m³

1. Grava				
a. Limpia, compacta, bien graduada	39	0	2300	2100
b. Limpia, uniforme	36	0	2100	1950
c. Con arcilla (10%)	32	0	2100	1950
2. Arena				
a. Limpia, compacta, bien graduada (N= 50)	37	0	2200	1950
b. Compacta (N= 30-50)	36	0	2100	1900
c. Mediana compacidad (N= 10-30)	32	0	2000	1850
d. Con arcilla (10%)	30	0	2000	1850
e. Suelta (N= 10)	26	0	1600	1450
3. Suelos Plásticos				
Transportados				
a. Firme (N= 8-16)	0	5000	2000	-----
b. Medianamente firme (N= 4-8)	0	2500	1800	-----
c. Suave (N= 2-4)	0	1250	1700	-----
d. Muy suave (N= 2)	0	250	1400	-----
4. Suelos Residuales				
a. Firme	25	2500	1800	-----
b. Medianamente firme	18	1500	1600	-----

ANEXO

COMENTARIOS GENERALES

El Código de Diseño Estructural para la República de Panamá es un instrumento que utilizarán los Ingenieros Estructurales, por una parte, y los funcionarios municipales y de entidades estatales por la otra.

Los objetivos del Código son los siguientes:

1. Asegurar un nivel de seguridad mínimo.
2. Servir de vehículo para la transferencia de tecnología de la construcción y de estímulo efectivo para el desarrollo de las investigaciones que vayan ajustando el

Código a nuestra realidad.

3. Establecer un lenguaje común, particularmente en la selección de parámetros de diseño que actualmente se adoptan a discreción del diseñador, los cuales ofrecen una gama demasiado amplia de valores, y que inciden significativamente en la seguridad y/o en la economía. Al establecer estos parámetros, no se inhibe la búsqueda de soluciones creativas.

Para aumentar la probabilidad de aceptación del Código Estructural por todas las partes afectadas, se conformó una Comisión de un espectro amplio de la profesión. En la Comisión estarán representados los educadores de Ingeniería Estructural de la Universidad Tecnológica y la Universidad Santa María La Antigua, profesionales del ejercicio libre y funcionarios de Ingeniería Municipal de Panamá.

La metodología utilizada fue la de obtener consenso, tanto en la toma de decisiones sobre la filosofía y el contenido del Código, como en la redacción del texto. Las áreas para las cuales no hubo consenso son aquellas que requieren investigaciones especiales; en este sentido, están fuera del alcance del trabajo de la Comisión, por ejemplo, la zonificación sísmica del país, y los esfuerzos de trabajo de las mamposterías y de las maderas nacionales. Aunque son áreas importantes, el no opinar específicamente sobre ellas no es razón suficiente para postergar un Código de Diseño Estructural.

Se recomendaron normas de origen Norteamericano por las siguientes razones:

- a) La mayoría de los profesionales en nuestro medio, ya sean egresados de las Universidades del país, ya sean los graduados en el extranjero, son formados con estas normas.
- b) Las normas norteamericanas, especialmente las del Instituto Americano del Concreto, se utilizan, no solamente en los Estados Unidos y Canadá, sino también en México, Centro América, Panamá y otros países suramericanos.
- c) La mayoría de la literatura técnica actualizadora -vehículo de transferencia de tecnología-, proviene primordialmente de Norteamérica.
- d) No es aconsejable mezclar normas sobre un mismo material. A pesar de que pueden aparecer separadas (a veces en distintos documentos), los factores de carga, los factores de reducción de capacidad, los esfuerzos permisibles y las cargas establecidas por los Códigos de Construcción, guardan una relación sistemática entre sí; por ende, son inseparables. El conjunto de estos factores determina el factor global de seguridad. Se concluye que, si se está comprometido con los métodos de dimensionado del Instituto Americano del Concreto (ACI) y del Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC), también se está comprometido con los niveles de carga del Código Uniforme de la Construcción (UBC).
- e) El Municipio de Panamá ha confirmado que son la excepción los diseños desarrollados siguiendo otras normas.

Se intentó, en la medida que fuere posible, de no causar

trastornos a la práctica actual de la Ingeniería Estructural. Con este fin se endosa, como una alternativa al diseño de resistencia, el diseño mediante la limitación de esfuerzos de trabajo. También se ofrece un método alternativo más sencillo para evaluar los efectos de esbeltez en el diseño de columnas de concreto.

En general, los ingenieros civiles hallarán que los requisitos del Código no difieren significativamente de las disposiciones de las diversas normas que ellos, por iniciativa propia y debido a la falta de un documento apropiado, han estado utilizando en el ejercicio de la ingeniería estructural.

Para facilitar la referencia al Código, se adoptó la denominación CEP-84 como identificación de este documento, siendo CEP las iniciales de "Código Estructural Panameño", seguido por la numeración que establece el año de su publicación, en este caso, 1984.

Es la intención que este Código sea revisado periódicamente, con mayor regularidad inicialmente, con el fin de incorporar las observaciones de los usuarios y los estudiosos del tema, así como para actualizar sus requisitos de acuerdo a la última tecnología disponible al tiempo de su revisión.

COMENTARIOS AL CAPITULO 1

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

Se tomó como modelo el Capítulo 23 del Código Uniforme de la Construcción (UBC), 1979, de la Conferencia Internacional de Funcionarios de Edificación. Se modificó el modelo, según lo siguiente:

1. CARGAS DE GRAVEDAD - para techos metálicos, se adoptaron las disposiciones de la Sección 202.33 (d) de los Reglamentos de Edificación para la Zona del Canal. Se intentó no exagerar lo que se le exige a un elemento

de construcción común en nuestro medio mediante la especificación de una carga de diseño que se ha empleado durante más de veinticinco años.

2. DEFLEXIONES - Se adoptaron los valores límites de la Tabla 9.5 (b) del ACI 318-77. Comparadas con las disposiciones del UBC, las del ACI discriminan mejor entre los distintos grados de protección que requieren los elementos no estructurales.
3. PRESIONES DE VIENTO - se adoptaron los valores del Anexo B del Código Antisísmico de Panamá. Las presiones están basadas en una velocidad de viento de 80 kilómetros por hora, que es la máxima registrada en el Area del Canal.
- 4) SISMOS:

a) Criterio de la Comisión:

Las pautas adoptadas por la Comisión en la elaboración de un Código Sísmico para Panamá son las siguientes:

- 1) Presentar conceptos en lugar de "recetas".
- 2) Emplear los últimos conceptos admitidos al estado del arte.
- 3) Adaptar estos conceptos al medio, manteniendo las excepciones a un mínimo.
- 4) Adoptar un formato sencillo, accesible al Ingeniero estructural, pero sin pérdida de contenido.
- 5) Dejar constancia de las fuentes de información y de las razones por las cuales se hicieron modificaciones o excepciones.

b) Códigos Sísmicos Centroamericanos:

La Comisión examinó los códigos sísmicos actualmente en vigencia en el área Centroamericana, a saber:

- 1) El Reglamento de Diseño Sísmico de la República de el Salvador, 1966.

2) El Código Nicaraguense de la Construcción - 1972.

3) El Código Sísmico de Costa Rica - 1974.

La Comisión también tomó muy en cuenta las "Recomendaciones de Cargas Mínimas para el Diseño de Estructuras", documentos elaborados por la Comisión Técnica del Seminario sobre Estabilidad de Edificios Altos, ACC-SPIA - Panamá - 1973.

c) ESFUERZOS CORTANTE EN LA BASE:

El modelo empleado por la Comisión es el Recommended Lateral Requirements and Commentary, preparado por el Comité Sismológico de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC).

El esfuerzo cortante en la base V (la fuerza lateral total que se considera como actuando sobre la estructura) es dada por la expresión:

$$V = Z I K C S W$$

donde:

- Z = Coeficiente de sismicidad (o de zona).
- I = Coeficiente de importancia por uso (u ocupación)
- K = Coeficiente de ductilidad
- C = Coeficiente de fuerza lateral
- S = Coeficiente de resonancia suelo-estructura
- W = La carga muerta total (y parte de la carga viva para el caso de los edificios de almacénamiento).

El por qué de las disposiciones contenidas en las Recomendaciones SEAOC, se encuentra en el Comentario sobre la Edición de 1973 y en el Comentario Parcial sobre la edición de 1974.

Los comentarios de la Comisión se limitan a la identificación de las modificaciones (y el por qué) que sufrieron los coeficientes C, Z, K, S, e I al trasladar las Recomendaciones SEAOC del área de California a Panamá.

II COMENTARIOS SOBRE EL COEFICIENTE DE FUERZA SISMICA "C".

No existe en Panamá un registro de movimiento probable del suelo (un acelerograma). Por lo tanto, no es posi-

ble generar un espectro de respuestas propio del área de Panamá.

Para propósitos de una primera aproximación, esto no es obstáculo. Empleamos la misma extrapolación utilizada por el Uniform Building Code y por el Manual Seismic Design for Buildings, abril 1973, de los Departamentos del Ejército, la Armada y la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de América.

El modo de proceder consiste en suponer que el coeficiente de fuerza sísmica (que es función del período fundamental de la estructura de la cual habla el Código SEAOC) es válido en cualquier punto geográfico. Luego, modificar el coeficiente de fuerza sísmica mediante un coeficiente de zona que compara la sismicidad del lugar bajo consideración con la sismicidad de California.

Evidentemente, un espectro generado de acuerdo con la geología y la intensidad de movimiento sísmico del área de California no necesariamente es válido para Panamá, con diferente geología y menor intensidad de movimientos sísmicos. Sin embargo, para nuestros propósitos cualquier espectro es válido, porque obliga al diseñador a considerar la estabilidad lateral de la estructura.

III COMENTARIO SOBRE EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA "T"

El coeficiente de fuerza sísmica es función del período fundamental de la estructura. Una de las modificaciones principales que la Comisión le hizo al Código SEAOC, 1974, consiste en la eliminación de una fórmula para determinar el período fundamental que requiere para su resolución el ángulo de frecuencia de los modos, siendo la búsqueda de dicho ángulo muy compleja. Para simplificar el procedimiento, la Comisión eliminó dicha fórmula y retiene las fórmulas (1-3) y (1-4) que aparecen en la Sección 1.4 de estas recomendaciones para determinar el período fundamental de oscilación de la estructura. Una expresión aproximada para el período fundamental es particularmente aconsejable en nuestro medio para facilitar la labor del Ingeniero estructural. Y es admisible en vista de la baja o moderada sismicidad de Panamá y de la incertidumbre asociada con la extrapolación del

Código SEAOC fuera de California.

Cuando el caso lo amerite, el Ingeniero estructural podrá acudir a un método analítico para la determinación del período fundamental.

IV COMENTARIO SOBRE EL COEFICIENTE DE SISMICIDAD "Z"

La zonificación es un artificio que permite calibrar las disposiciones del Código SEAOC en relación con cualquier punto geográfico. En principio, el procedimiento consiste en lo siguiente:

- 1) Observar los daños producidos por los sismos en el lugar bajo consideración.
- 2) Clasificar el lugar en la Escala Mercalli Modificada, según los daños observados.
- 3) Escoger el coeficiente de sismicidad, según la clasificación en la Escala Mercalli Modificada.

Para el área de Panamá existen registros de sismicidad, tales como Seismological History of the Canal Zone and Panama, preparado por el Ramo de Meteorología e Hidrografía de la Compañía del Canal de Panamá y Compilation of Seismic data Panama and Adjoining Land and Sea Areas, preparado por L.L. Tabor, Geoligist John A. Blume and Associates.

La historia sísmica indica que la intensidad máxima observada es de Grado y en la Escala Mercalli Modificada. Con el propósito de minimizar polémicas, la Comisión decidió no interpretar estos registros. Además existe un informe sobre la sismicidad de la ciudad de Panamá preparado a finales de 1971, por el Instituto Geofísico de los Andes Colombianos de la Universidad Javeriana, de dónde citamos la siguiente opinión:

" Por lo tanto, de la historia sísmica de Panamá, que abarca más de tres siglos, se puede concluir con toda probabilidad que la intensidad de los temblores que afectan a la ciudad de Panamá no pasará de los grados y en la escala internacional de 1 a 12, y que por lo tanto las construcciones modernas podrán resistir bien los efectos sísmicos si se garantizan

para aguantar movimientos de 7.5 a 8 grados de intensidad."

Según el Uniform Building Code, 1973, p. 131, una intensidad en la Escala Mercalli Modificada corresponde a la Zona 2, de daños moderados.

A manera de confirmación, el Manual Seismic Design of Buildings, abril 1973, también clasificaba a la Zona del Canal como Zona 2. El valor del coeficiente de sismicidad para la Zona 2 es igual a 0.375.

Es de interés anotar que la aceleración del suelo correspondiente a un coeficiente de 0.375 es del orden de % de la aceleración debida a la gravedad y que corresponde al límite aproximado del Grado VII en la Escala Mercalli Modificada.

Finalmente; debemos aclarar que la clasificación de Zona 2 corresponde a las ciudades de Panamá y Colón y los alrededores. En las provincias de Darién, Chiriquí, y Herrera, la sismicidad es mayor. Por tanto, probablemente sería más apropiada una clasificación de Zona 3 para esas zonas. Véa página #61 "ZONIFICACION SISMICA."

V COMENTARIO SOBRE EL COEFICIENTE DE DUCTILIDAD "K"

El Código SEAOC presupone las siguientes condiciones:

- 1) Alta sismicidad (Zona 3)
- 2) La disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.

Según ACI 315 (El Manual de detalles), en una zona sísmica donde corre el riesgo de daños de mayor consideración debido a sismo (Zona 3) * un marco de mayor ductilidad puede ser requerido. Siendo un sistema elástico-plástico, dicho marco es diseñado para acomodar desplazamientos laterales reversibles después de la formación de articulaciones plásticas. Estos marcos pueden ser empleados con o sin muros cortantes y son identificados como marcos dúctiles especiales en el Apéndice "A". Por otra parte, el comentario del Apéndice "A" del Reglamento ACI 318-77, indica lo siguiente :

" Marcos espaciales y muros cortantes diseñados según el cuerpo del Código son satisfactorios cuando...se requiere un marco espacial momento

resistente dúctil en edificios ordinarios o altos construídos en zonas de probabilidad sísmica donde se indican daños menores (Zona 1) *, o moderados (Zona 2)*; debidos a sismos, siempre y cuando los factores de reducción por reducción por ductilidad ($K=0.67$ o 0.80)* para fuerzas sísmicas laterales no se utilicen en el diseño del marco espacial o del muro cortante. En tales casos las disposiciones del Apéndice A no serán obligatorias."

En la publicación especial SP 36 de ACI, Fintel comenta que para Zona 2 (daños moderados) son dos las posibilidades:

- 1) El marco dúctil diseñado con los factores de reducción por ductilidad.

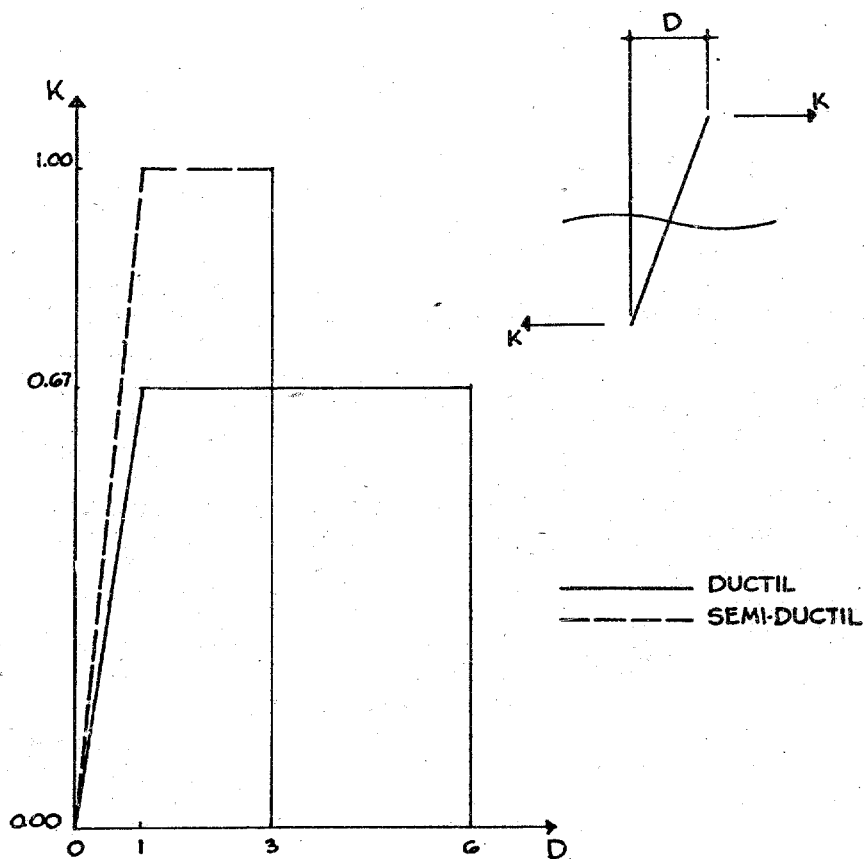
* Aclaración por la Comisión.

- 2) Un marco menos ** dúctil*, diseñado sin los factores de reducción por ductilidad.
- Para la segunda alternativa, la ductilidad debería ser intermedia entre la ductilidad ordinaria suplida por (ACI 318-77 con el Apéndice A).
- Para mostrar de una manera simplista la equivalencia de los sistemas dúctiles y semi-dúctiles, la Comisión preparó la Figura A. Consideramos un nudo típico, solicitado por esfuerzos cortantes proporcionales a K y acusando un desplazamiento relativo D entre plantas consecutivas. El área debajo del diagrama $K-D$ es proporcional a la energía disipada. Vemos que la misma cantidad de energía se puede disipar mediante (K bajo- D alto) y (K alto- D bajo). La Comisión se interesó por la solución menos dúctil, por la siguiente razón: el grado de confinamiento necesario para lograr la solución dúctil requiere la colocación de anillos a poca separación. Es particularmente difícil lograr esta condición con acero Grado 40 (común en nuestro medio); específicamente, el espacio libre entre las barras es tan limitado que el hormigón es propenso al comején.

* Véa Apéndice "A" - A.C.I. 318-83.

* Vea Láminas entre páginas 39 y 40.

** Vea página No. 91.



DISIPACION DE ENERGIA

FIGURA "A"

Una versión del marco espacial momento-resistente de hormigón semi-dúctil aparece en el Manual Seismic Design for Buildings, abril 1973 - de los Departamentos del Ejército la Armada, y la Fuerzas Aéreas de los Estados Unidos de Norteamérica. Para el marco semi-dúctil, el grado de confinamiento es menor que para el marco dúctil; en particular, se permite emplear anillos a mayor separación. En cambio, en lugar de emplear factores de reducción por ductilidad K menores de unidad, se diseña el marco semi-dúctil para una K igual a 1.00 tanto para el sistema de marco espacial como para el sistema de arriostramiento dúo (muro cortante y marco acoplados).

El Manual permite el uso del marco semi-dúctil en edificios hasta una altura de 80 pies (24 metros), y requiere que toda estructura cuya altura exceda los 160 pies (48 metros) esté dotado de un marco espacial momento resistente de ductilidad, especial, sea cual fuere la zona sísmica.

La Comisión consideró que no era de rigor el observar la limitación de 80 pies para el marco semi-dúctil, en vista de los comentarios de ACI 318 y ACI 315, arriba citados. Sin embargo, para edificios excepcionalmente altos, se debe considerar la posibilidad de adoptar el marco de ductilidad especial.

Aparte de esta ligera modificación, las especificaciones y los detalles para el marco semi-dúctil se tomaron del Manual Seismic Design for Buildings.

VI COMENTARIO SOBRE EL COEFICIENTE DE RESONANCIA

SUELO-ESTRUCTURA " S "

Cuando el período preferencial del suelo coincide con o yace en la cercanía del período fundamental de la estructura, se da el fenómeno de resonancia donde el movimiento del suelo refuerza y amplifica el movimiento de la estructura.

El Código SEAOC 1974 ofrece dos alternativas para la evaluación del coeficiente de resonancia suelo-estructura.

- 1) Emplear el valor máximo del coeficiente de resonancia sin necesidad de evaluar el período del sitio.
- 2) Aspirar a justificar un valor menor que el máximo para el coeficiente de resonancia, siempre y

cuando se emplee un perfil geotécnico para determinar el período del sitio.

Es importante anotar que, dada la variabilidad en las propiedades de los suelos, el período característico del sitio no se puede establecer con la misma precisión con la cual se determina el período fundamental de la estructura. Por tanto la variabilidad en las propiedades del suelo se traduce en los valores máximos y mínimos que puede asumir el período del sitio. El Código indica que el valor del período del sitio por emplear es el más cercano al período de la estructura. aparte de hacer alusión al perfil geotécnico, el texto del Código SEAOC 1974 no indica explícitamente, cómo se ha de obtener el período del sitio.

Por otra parte, el comentario del Código SEAOC 1974, presenta en el Anexo B, "Determinación del Período Característico del Sitio, T_s ". Este documento tentativo identifica explícitamente cuatro métodos para la determinación del período del sitio: El Método A requiere una análisis dinámico de la masa de suelo. Los métodos B y C utilizan la Ley de Cuarto de Onda de Kanai, modificada para admitir suelos de capas múltiples. El método D indentifica los suelos cuyos períodos de sitio se pueden considerar como cortos.

En relación a Panamá, la Comisión consideró lo siguiente:

- 1) Es necesario facilitar la determinación del período del sitio.
- 2) La sismicidad de Panamá es baja, cuando más moderada.
- 3) Los suelos de Panamá generalmente son lo suficientemente sencillos como para poder tratarlos como si fueran de una sola capa.
- 4) La extrapolación de los factores sísmicos del área de California al área de Panamá, está basada en suposiciones todavía por comprobar.

Por las razones expuestas, la Comisión incluyó en las páginas Nos. 58, 59 y 60 de estas recomendaciones la información necesaria para la determinación del período de sitio.

Con este fin, se adoptaron las Tabals 1-J y 1-K que corresponden respectivamente a las Tablas 11 y 13 del cie-

rre de la discusión del trabajo Tezcan. Para permitir el uso de las Tabla 13 con cualquier espesor de depósito, la Comisión eliminó la columna y de dicha tabla, dado que los períodos indicados corresponden a una profundidad de 50 metros.

La Tabla 1-J, permite determinar de manera directa, aunque algo aproximada, el período del sitio.

La Tabla 1-K presenta la velocidad de la onda transversal en función del tipo del suelo, información que permite determinar de manera más exacta el período del sitio mediante la Ley de Cuarto de Onda formulada por Kanai.

VII COMENTARIO SOBRE EL COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

POR USO "I"

La función del coeficiente de importancia por uso "I" su ocupación es la de aumentar la probabilidad de que las instalaciones consideradas esenciales para el bienestar público, permanezcan en operación después de un sismo.

El Código SEAOC 1974, prescribe un valor de igual a 1.5 para instalaciones esenciales y un valor de I igual a 1.0 para las demás instalaciones.

El comentario al Código SEAOC 1974, indica que "no se intenta clasificar instalaciones, dado que éstas son decisiones enteramente jurisdiccionales estrechamente relacionadas al concepto de riesgo aceptable y realidad económica."

La Comisión sugiere una tercera categoría:

I igual a 1.3 para instalaciones que albergan lo relacionado con patrimonio histórico.

VIII COMENTARIOS SOBRE MARCOS EN REGIONES DE RIESGOS

SISMICOS MODERADOS

A. NOTAS:

1. En la Tabla A-1 de la Sección del Apéndice A-A.C.I. 318-83, se establece los requisitos para el diseño antisísmico en zonas de riesgos sísmico moderado.

Es necesario cumplir con lo establecido en el Artículo 9 del Apéndice A, y los Artículos del 1 al 18 del Código. No se establecen requisitos especiales en las paredes, diafragmas y cerchas que resisten los efectos sísmicos, ni en los

miembros de marcos que no contribuyen a resistir efectos sísmicos.

2. El apéndice A, requiere un mínimo de detalles especiales para estructuras de hormigón reforzado en zonas de riesgo sísmico moderado. Estos requerimientos están todos incluidos en la Sección A.9, y se aplican únicamente a marcos de hormigón reforzado, proporcionados para resistir fuerzas causadas por el movimiento sísmico. No existen requisitos especiales para otros componentes estructurales, o no estructurales, de los edificios en zonas de riesgos sísmico moderado.

El Apéndice "A" no se aplica en regiones donde hay riesgos sísmicos bajos o nulos.

3. a) Se consideran zonas de riesgo sísmico moderado, los números 1 y 2.
b) Se consideran zonas de alto riesgo sísmico, los correspondientes a los números 3 y 4.

B. COMENTARIOS:

Requisitos para marcos en regiones de riesgo sísmico moderado.

En regiones de riesgo sísmico moderado el Apéndice "A", se aplica únicamente para marcos de hormigón armado proporcionado para resistir los efectos del sismo.

No existen requisitos especiales para paredes y otros componentes estructurales (Tabla A-1).

Se anticipa que las paredes de hormigón reforzado diseñadas de acuerdo con el cuerpo principal del Código de Construcción de la A.C.I., poseerán suficiente capacidad de observar energía a los bajos niveles de desplazamiento lateral a los que estarán expuestos en regiones de sismicidad moderada.

Los requisitos para zonas moderadas, se basan en el supuesto de que en las regiones incluidas en esa zonas se sabe con una confianza razonable, que la intensidad probable del sismo en ellas será una fracción de la que corresponde a una zona de alto riesgo sísmico.

El objetivo de los requisitos en la Sección A.9.3, es el de reducir el riesgo de falla por cortante, durante

la excitación del sismo. Al diseñador se le brindan dos opciones, por las que podrá determinar los cortantes factorizados. De acuerdo con la opción a) de la Sección A.9.3., el cortante factorizado, es determinado a partir del momento resistente nominal del miembro y de las cargas gravitacionales que actúan sobre él. Para determinar el máximo cortante de una viga, se supone que el momento resistente nominal ($\phi = 1.0$) se desarrolla simultáneamente en ambos extremos de su luz libre. Como se indica en la Fig. A-7, el cortante asociado con esta condición ($M_{ul} + M_{ur}/2$),

algebraicamente al efecto de las cargas gravitacionales factorizadas, indica la fuerza cortante para la cual debe ser diseñada la viga. Para este ejemplo, la carga muerta W_d y la carga viva W_l se han considerado uniformemente distribuidas.

La determinación del cortante de diseño, especificado para una columna, también se ilustra para un ejemplo particular en la Fig. A-7. La carga axial del diseño factorizado P_u , deberá escogerse para desarrollar el mayor momento resistente de la columna. En todas las aplicaciones de la opción a), de la Sección A.9.3, los cortantes se calcularán con momentos actuando en dirección a las manecillas del reloj, y contrarias a las manecillas del reloj.

La Fig. A-7, demuestra sólo una de las dos condiciones que deberán ser consideradas para todo miembro.

La opción b), basa el valor de V_u , en la combinación de cargas que también incluye el efecto del sismo E. Se debe enfatizar que E, será suplicada ($2 \times E$). Por ejemplo, la combinación de cargas definidas en la Ec. (9-2), será:

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 3.74 E)$$

Donde E es el valor especificado por el Código correspondiente.

Los tres artículos de la Sección A.9.4, contienen requisitos que proveen a las vigas de una capacidad mínima de absorber energía. Se espera que en la mayoría de los casos, los estribos requeridos por la Sección A.9.3, serán más que aquellos requeridos por la Sec-

ción A.9.4. Los requisitos de la Sección A.9.5, sirven el mismo propósito para las columnas.

La Sección A.9.6, se aplica a las losas soportadas en dos direcciones y sin vigas ("Flat-plates") o placas planas. Debe notarse que al usar las combinaciones de carga definidas por las Ec. (9-2) y (9-3), pudieran resultar momentos que requieran refuerzos en la parte superior o inferior de los soportes.

El momento M_s , para una combinación de cargas de diseño con E, actuando en una dirección horizontal, se refiere a esa porción del momento factorizado de la losa, que está balanceado por los miembros soportantes en el nudo. No es necesariamente igual al momento total de diseño, en el soporte para una combinación de cargas, incluyendo los efectos del sismo. De acuerdo con la Sección 13.3.4.2., únicamente una fracción ($f \times M_s$) del momento M_s , es asignada al ancho efectivo de la losa.

La aplicación de varios artículos de la Sección A.9.6, se ilustran en la figura A-8 y A-9.

C- RAZONES:

El Apéndice A, es una revisión completa que refleja la actualización del Código con respecto al estado de conocimiento para el diseño detallado de las estructuras monolíticas de hormigón armado, para resistir sismos, incluyendo nuevos detalles de refuerzos para ciertos sistemas resistentes a los sismos localizados en regiones de sismicidad moderada (Sección A.9).

COMENTARIOS AL CAPITULO 2

CONCRETO

Las normas del Instituto Americano del Concreto son las más conocidas. Por tanto, se recomendó el A.C.I. 318-77. No se consideró necesario modificar los factores de reducción de capacidad para las ciudades de Panamá y Colón. Para el resto del país, se recomendó emplear el 85% de los factores de reducción de capacidad citadas en A.C.I. 318-77.

Para los que diseñan con el método de esfuerzos de tra-

bajo, se admite el Anexo B.- Método Alternativo de Diseño.
Como una alternativa a la evaluación aproximada de efectos de esbeltez, 10.11 ACI 318-77, se recomendó y se presentó en detalle el Método "R" aproximado.
Este Código Antisísmico, discrepa en partes con el Anexo "A" de A.C.I. 318-77. Dondo hubo conflicto, se tomaron como mínimos los requisitos de este Código Antisísmico.

COMENTARIOS AL CAPITULO 3

ACERO

Las Especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero son las más conocidas. Por tanto, se recomendó la especificación para el Diseño, Fabricación y Montaje de Acero Estructural de 1979.
La única modificación a la especificación fue la de reducir la eficiencia de las soldaduras para construcciones en las cuales no haya suficiente control de calidad.

COMENTARIOS AL CAPITULO 4

MADERA

Las especificaciones que se recomiendan son las establecidas por el Instituto Americano de Construcción de Madera de reconocido prestigio.
En nuestro medio, el uso estructural de la madera se restringe casi exclusivamente a pares para soportar techos livianos y a las obras falsas, usos en los que se tiene amplia experiencia empírica y de la que se puede obtener información, para que junto con la información de pruebas físicas de laboratorio se lleguen a establecer valores de esfuerzos más precisos.
El Centro Experimental de Ingeniería de la Universidad Tecnológica de Panamá es la Institución que cuenta con la mayor cantidad de información sobre las propiedades y características físicas de maderas nacionales, por razón de las tesis e investigaciones que allí se realizan y por los estudios que algunas empresas madereras han solicitado a dicho Centro. Fundamentados en esa realidad, la Comisión recomendó a dicho Centro para el establecimiento de los valores pertinentes para el diseño estructural con maderas de las que se tiene poca información estadística.

FUNDAMENTO DE DERECHO: Ley 15 de 26 de Enero de 1959, reformada por la Ley 53 de 1963, y sus Decretos Reglamentarios.

Esta resolución comenzará a regir a partir de su promulgación en la Gaceta Oficial.

Dada en la Ciudad de Panamá a los CINCO (5) días del mes de Noviembre de 1984,

PUBLIQUESE Y CUMPLASE

Arq. LILIA MARGARITA PEREZ
Presidenta

Arq. JORGE RODRIGUEZ MORENO
Secretario General, y
Representante del Colegio de Arquitectos

Ing. JOSE A. TUÑON
Representante del Colegio de Ingenieros Civiles

Arq. JOSE N. BURGOS
Representante de la Facultad de Arquitectura de la Universidad de Panamá,

Ing. RAFAEL PEARSON
Representante del Colegio CIEMI

Ing. JOSE CLEMENTE CESPEDES
Representante del Ministerio de Obras Públicas,

Ing. HECTOR MONTEMAYOR
Representante de la Universidad Tecnológica de Panamá.

AVISOS Y EDICTOS

JUICIO HIPOTECARIO

EDICTO EMPLAZATORIO
La suscrita Juez Primero del Circuito de Herrera, por este medio,
EMPLAZA:

A ESTEBAN RUIZ BERNAL, MARCELINO RUIZ VEGA, RAQUEL MARIA ANGULO DE RUIZ, JULIO MANUEL RUIZ ANGULO, JULIO ISAAC RUIZ ANGULO y ROSA RAQUEL RUIZ DE YANIS, para que dentro del término de diez (10) días contados a partir de la última publicación de este Edicto comparezcan por sí o por medio de apoderado, a estar a derecho en el juicio ordinario de prescripción adquisitiva de dominio que en su contra ha interpuesto MANUEL EZEQUIEL RUIZ RODRIGUEZ y que guarda relación con la Finca No. 370, inscrita al Folio 250, Tomo 124, Sección de la Propiedad, Provincia de Herrera del Registro Público.

Se advierte a los emplazados que si no comparecen al Tribunal, dentro del término señalado, se les nombrará un Defensor de Ausente, con quien se seguirán todos los trámites del juicio relacionados con sus personas.

Por tanto, se fija el presente Edicto Emplazatorio, en un lugar visible de la secretaría del Tribunal, hoy dieci-

meve (19) de diciembre de mil novecientos ochenta y cuatro (1984); y copias del mismo se mantienen a disposición de la parte interesada para su publicación legal.

La Juez (Fdo.) Licia. Olga Nelly Tapia de Reyes
El Secretario,
(Fdo.) Esteban Poveda C.
L-197180
(Única publicación)

COMPRVENTAS:

AVISO

Para los fines consiguiente se informa al público en general que hemos vendido al Sr. Mario Orlando Blas Dawkins el establecimiento comercial denominado "BODEGA COLON" ubicada en la Calle 12a. y Avenida Central No. 12,167, con licencia Tipo "B" No. 21,222.

MORRIS Y CIA., S.A.

L-505332

3ra. Publicación,

AVISO

En cumplimiento del Artículo 777 del Código de Comercio, Financiera Domasa, S.A., al público en general ha- ce saber que mediante Escritura Pública Número 89 de este año de la Notaría Tercera del Circuito Notarial de Panamá, ha comprado la Mueblería Colón ubicada en la Vía Bolívar entre Calles 7 y 8 No. 7108 en la ciudad de Colón, a la sociedad Créditos y Servicios Rodríguez y Nieves, S.A.

L-196388

3o. publicación

AVISO

Para dar cumplimiento al Art. 777 del C.C. pongo en conocimiento al público que por escritura No. 18408 en la Notaría 4a. del Circuito, compré a la señora María de las Mercedes Santamaría de Chang, la abarrotería y bodega "LOS REYES MAGOS" en esta ciudad, calle 6a. Betania.

Atentamente, S.S.
Chang Hong Iao
Cédula No. N-14-851
(L196300)

3ra. publicación

DIVORCIOS:

EDICTO EMPLAZATORIO No. 2
El Suscrito, Juez Primero del Circuito de Panamá, Ramo Civil, por este medio;

EMPLAZA:

MITZI MARTINA ARIAS CARRILLO para que por sí o por medio de apoderado judicial comparezca a estar a derecho en el juicio de divorcio que en su contra ha instaurado en este Tribunal su esposo ALEJANDRO BRENES SANCHEZ.

Se hace saber a la emplazada que si no comparece al Tribunal dentro del término de diez (10) días contados a partir de la última publicación del presente edicto en un diario de la localidad, se le nombrará un defensor de ausente con quien se seguirá el juicio hasta su terminación.

Panamá, 11 de enero de 1985
El Juez
(Fdo) Licio. Homero Cajar P.
(Fdo) Fernando Campos M.
Secretario

L-197545
(Única publicación)

REMATE:

EDICTO DE REMATE

LA SECRETARIA DEL JUZGADO QUINTO DEL CIRCUITO DE CHIRIQUI, EN FUNCION DE ALCAUACIL EJECUTOR POR MEDIO DEL PRESENTE EDICTO.

HACE SABER:

Que se ha señalado el día martes veintiséis (26) de febrero de mil novecientos ochenta y cinco (1985), para que entre las ocho (8.00) de la mañana y las cinco (5.00) de la tarde, tenga lugar la Segunda Licitación del bien perseguido en el Juicio Ordinario propuesto por MATIAS SANCHEZ DE TAPIERO contra ESPERANZA E. DE SANCHEZ y que se describe así:

"Derechos posesorios sobre una parcela de tierra ubicada en Cerro Cabuya, Corregimiento de Bagala, Distrito de Boquerón, Provincia de Chiriquí, con una superficie de 4 hectáreas con 8,353.29 metros cuadrados, con los siguientes linderos: NORTE: Dario Olmos; SUR: Dario Olmos; ESTE: Quebrada Honda y OESTE: Dario Olmos, con un valor de cuatro mil (B/4,000.00) balboas; Una parcela de tierra ubicada en Cerro Colorado, Corregimiento de Bagala, Distrito de Boquerón, Provincia de Chiriquí, con una superficie de 6 hectáreas con 2,126.52 metros cuadrados, con los siguientes linderos: NORTE: Paula Villarral; SUR: Camino Real, ESTE: Callejón o camino privado, y OESTE: Pablo Rios, con un valor de seis mil balboas (B/6,000.00); Una parcela de tierra ubicada dentro de la población de Bagala, Distrito de Boquerón, Provincia de Chiriquí, con una superficie de tres hectáreas con 2,284.20 metros cuadrados, con los si-

guientes linderos: NORTE: Daniel Sánchez. SUR: Abigail Sánchez, ESTE: Brazo del Río Platanal o Platanares y OESTE: Camino de Bágala a San Pablo, y la casa construida de cemento, paredes de bloques de cemento, techo de tejas del país y un anexo con piso de cemento, partes de bloques de concreto, techo de madera y zinc, con un valor de cincuenta mil B/.50,000.00) balboas".

Servirá de base para este remate la suma de SESENTA MIL BALBOAS (B/.60,000.00) cantidad ésta por la cual se ha interpuesto la demanda siendo postura admisible las que cubran la MITAD de dicha SUMA y sino se presenta oferta por la cantidad mencionada, se adjudicará dicho bien el día siguiente, por cualquier suma que se ofrezca y sin necesidad de nuevo aviso.

Para acreditarse como postor hábil se requiere consignar previamente en la secretaría del Tribunal, el cinco (5%) por ciento de la base del remate, como garantía de solvencia.

Póngase en conocimiento del público este evento mediante la fijación y publicación de los avisos correspondientes con la advertencia de que si el día señalado para el remate no fuere posible llevarlo a cabo en virtud de suspensión del despacho público, decretado por el Órgano Ejecutivo, este remate se llevará a cabo el día hábil siguiente sin necesidad de nuevo anuncio y en las mismas horas señaladas.

Se admitirán ofertas desde las ocho (8:00) de la mañana hasta las cuatro (4:00) de la tarde del día antes señalado, ya que de esa hora en adelante solo tendrán lugar las pujas y repujas de los licitadores.

David, 3 de enero de 1985

LA SECRETARIA

L196773
(Única publicación)

SUCESIONES:

EDICTO EMPLAZATORIO
NUMERO -306

LA SUSCRITA JUEZ CUARTO DEL CIRCUITO DE PANAMA, RAMO CIVIL, POR MEDIO DEL PRESENTE AL PUBLICO,

HACE SABER:

Que el Juicio de Sucesión testada de ETHELINE ADDISON O ETHELINE DE ADDISON, se ha dictado un auto cuya

parte resolutive es la siguiente:

"JUZGADO CUARTO DEL CIRCUITO DE PANAMA, RAMO DE LO CIVIL AUTO No. 1658 Panamá, treinta y uno de octubre de mil novecientos ochenta y cuatro.

VISTOS:

Como las pruebas aportadas son las que contemplan los artículos 1616 del Código Judicial, quien suscribe, Juez Cuarto del Circuito de Panamá, Ramo Civil, administrando justicia en nombre de la República y por autoridad de la Ley, DECLARA: Que está abierto el juicio de sucesión testada de ETHELINE DE ADDISON, desde el día 30 de agosto de 1984, fecha en que ocurrió su defunción; que es heredero del causante de todos sus bienes, el señor CARLOS ANTONIO HARRY VILLAVEVERDE, según el testamento otorgado por el de cujus; Ordena que comparezcan a estar en derecho en la testamentaria todas las personas que tengan algún interés en la misma; y que, se fije y publique el edicto emplazatorio de que trata el artículo 1601 del Código Judicial.

Se tiene a la Licda. Natividad E. Piñango, como apoderado judicial del heredero declarado en los términos del poder conferido.

Cópiese y notifíquese,

La Juez,
ELITZA C. DE MORENO

El Secretario,
GUILLERMO MORON A.

Por tanto, se fija el presente edicto en lugar visible de la secretaría de este tribunal y copias del mismo se ponen a disposición de los interesados para su legal publicación.

Panamá, 10. de noviembre de 1984.

La Juez,
(fdo.) ELITZA C. DE MORENO

El Secretario,
GUILLERMO MORON A.

(L196651)
(Única Publicación)

EDICTO EMPLAZATORIO

La suscrita Juez Primero del Circuito de Herrera, por medio del presente Edicto Emplazatorio, al público en general,

HACE SABER:

Que en el juicio de sucesión testamentaria de la finca MARIA JOSE BERNAL VIUDA DE CORRO o CHECHE BERNAL (una misma persona), se

EDTORA RENCIVACION A.

ha dictado un auto que en su fecha y parte resolutive dice así:

"JUZGADO PRIMERO DEL CIRCUITO DE HERRERA.- Chitré, dieciocho de enero de mil novecientos ochenta y cinco.-

VISTOS:-

Por lo que se ha dejado expuesto, la suscrita Juez Primero del Circuito de Herrera, administrando justicia en nombre de la República y por autoridad de la Ley,

DECLARA:

Que está abierto en este Tribunal el juicio de sucesión testamentaria de la finca MARIA JOSE BERNAL VIDA DE CORRO o CHECHE BERNAL (una misma persona), desde el día 9 de octubre de 1984, fecha de su fallecimiento;

Que de acuerdo con el testamento son herederos entre otros, INES MARIA BERROCAL CEDENO o INES BERROCAL (una misma persona), ELVIA ISABEL BERROCAL o ELVIA BERROCAL (una misma persona) y JOSE MANUEL CALDERON o CHAMA CALDERON (una misma persona), quienes recibirán los bienes conforme lo estipula la voluntad de la testadora; y

ORDENA:

Que comparezcan a estar a derecho en el juicio, todas las personas que tengan interés en él; y

Que se fije y publique el Edicto Emplazatorio de que trata el Artículo 1601 del Código Judicial.-

COPIESE, NOTIFIQUESE Y CUMPLASE.- La Juez, (fdo.) Licda. Olga Nelly Tapia de Reyes.- El Secretario, (fdo.) Esteban Poveda C.-

Por tanto, se fija el presente Edicto Emplazatorio, en un lugar visible de la Secretaría del Tribunal, por el término de Ley, hoy dieciocho (18) de enero de mil novecientos ochenta y cinco (1985), y copias del mismo se mantienen a disposición de la parte interesada para su publicación.-

La Juez,
(fdo.) Licda. OLG A NELLY TAPIA DE REYES

El Secretario,
(fdo.) ESTEBAN POVEDA C.-

(L196681)
(Única Publicación)