

10
2 eje.



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.

DISEÑO ESTRUCTURAL Y NOCIONES DE ANALISIS SISMICO

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

HUGO CESAR HERNANDEZ GUIJARRO

DIRECTOR DE TESIS: ING. GUSTAVO JIMENEZ VILLEGAS

MEXICO, DISTRITO FEDERAL

1994

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A DIOS:

Quién ha sido mi guía a lo largo de mi vida y me ha permitido lograr una de mis más anheladas metas.

A MIS PADRES:

Cresencio Hernández y Leticia Guijarro de Hernández, por todo el amor que me han brindado y a quienes les debo la realización de este esfuerzo.

A MIS HERMANAS:

Hilda, Leticia y Heiza por su apoyo, comprensión y cariño y por todo el apoyo que me han brindado a lo largo de mi carrera.

A MI FAMILIA:

Tíos y primos, porque siempre me han apoyado en mi carrera y a quienes les estoy muy agradecido por su comprensión y cariño. Y muy en especial a mi abuelita Juanita, quien siempre me ha tenido en sus oraciones, y en recuerdo de mis otros abuelos.

A MIS AMIGOS:

Humberto P., Germán C., Sergio D., por todos los bellos momentos que compartimos, que me han enseñado a apreciar la verdadera amistad.

A MIS DEMAS COMPAÑEROS:

De quienes aprendí el verdadero espíritu lasallista: permanezcamos unidos.

A MI DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Gustavo Jiménez Villegas, por su apoyo profesional y confianza para la realización de este trabajo.

A LA UNIVERSIDAD LA SALLE:

Porque a lo largo de mi vida tendre siempre presente el ideario lasallista: Fe, Fraternidad y Servicio.

INDICE

GENERAL

	PAG.
INTRODUCCION	4
CAPITULO I CARGAS Y SOLICITACIONES	6
1.1 Cargas Permanentes.	7
1.1.1 Cargas Muertas.	8
1.1.2 Clasificación de cargas muertas según el Reglamento de Construcción del D.F. y el Reglamento de la Comisión Federal de Electricidad.	8
1.2 Cargas Vivas.	9
1.2.1 Tres valores de la carga viva correspondientes al Reglamento de Construcción del D.F. y tabla de cargas unitarias.	11
1.3 Síntesis de un procedimiento para el cálculo de bajada de cargas.	14
1.3.1 Cálculo de cargas unitarias (ejemplo numérico).	15
1.4 Cargas accidentales.	17
1.4.1 Efectos del viento.	17
1.4.2 Velocidades de diseño.	18
1.4.3 Factores de presión estática RDF 87.	20
1.5 Dos procedimientos para calcular la fuerza del viento.	31
1.5.1 Area Expuesta.	32
CAPITULO II SISMO	34
2.1 Origen de los sismos.	34
2.1.1 Características y elementos.	35
2.1.2 Escalas de medición del sismo	36

2.2	Clasificación de las construcciones.	43
2.2.1	Zonificación del Territorio del D.F. según sus características de suelo RDF 87.	43
2.2.2	Clasificación de construcciones según su destino.	45
2.2.3	Clases de construcciones según su estructura en lo que respecta a los sismos.	47
2.2.4	Factores de reducción por ductilidad según el Reglamento de construcción del D.F..	50
2.3	Cargas Sísmicas aplicadas a una construcción.	52
2.3.1	Ejemplo numérico de fuerzas sísmicas y cortante.	54
2.4	Método simplificado de análisis sísmico.	56
2.4.1	Ejemplo numérico	59
2.5	Método Estático.	62
2.5.1	Rígidez del piso definición y formulario.	62
2.6	Distribución de la fuerza Cortante Sísmica en un nivel del edificio.	64
2.6.1	Fórmula del Cortante por Torsión.	68
CAPITULO III INTEMPERISMO Y DESGASTE		74
3.1	Intemperismo en las estructuras de madera.	74
3.1.1	Agentes agresores de la madera.	75
3.1.2	Técnicas de Protección.	77
3.1.3	Tratamientos Preservativos.	78
3.1.4	Tratamientos Superficiales.	80
3.1.5	Tratamientos retardadores de la combustión y síntesis de recomendaciones.	81
3.2	Degradación del Concreto.	83
3.2.1	Composición química de los cementos.	83
3.2.2	Tipos de cemento.	85
3.2.3	Mecanismos de degradación.	86
3.2.4	La agresión del mar sobre las estructuras.	92

3.2.5	Solución contra la degradación.	93
3.2.6	Solución contra el desgaste.	95
3.3	Intemperismo en las mamposterías.	95
3.3.1	Medidas correctivas.	96
3.4	La corrosión en los materiales.	97
3.5	Aceros con aleaciones especiales contra el intemperismo.	101
3.6	El galvanizado para el acero.	101
3.6.1	Estructuras Subterráneas	103
3.6.2	Protección contra el fuego para las estructuras de acero.	105
CAPITULO IV TIPOS DE FALLA		108
4.1	Materiales de Construcción.	108
4.2	Elementos Mecánicos	109
4.2.1	Ejemplos de los elementos mecánicos que originan estos dos tipos de fallas (falla frágil y dúctil).	110
4.2.2	Medidas de Precaución.	112
4.3	Los sistemas estructurales.	114
4.3.1	En los edificios antiguos.	114
4.3.2	Los edificios contemporáneos.	116
4.4	El subsuelo y la cimentación.	118
CAPITULO V REPARACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS		123
5.1	Condiciones difíciles.	123
5.2	Metodología recomendable.	125
CONCLUSIONES		157
BIBLIOGRAFIA		159

INTRODUCCION

Durante los sismos de septiembre de 1985, se presentaron graves fallas en las estructuras, cuyo estudio y observación obligaron a reconsiderar los diferentes métodos de diseño sísmico dando lugar a un nuevo criterio de diseño, con el fin de reducir al mínimo los daños provocados por dichos fenómenos.

En la actualidad dichos criterios y métodos de diseño sísmico así como todo el conjunto de estudios se encuentran dispersos en diferentes textos y folletos de análisis y diseño estructural, por lo cual se hace necesario contar con un texto el cual reúna los diferentes procedimientos de cálculo con el fin de facilitar el estudio sismorresistente de la estructura, así como comparar los datos entre un método y otro, para así determinar el procedimiento a seguir para el diseño de una edificación.

El presente trabajo expone primeramente; la definición de los diferentes tipos de cargas que afectan a la estructura, es decir analizaremos la naturaleza de dichas cargas, así como el método para cuantificarlas y cualificarlas ya que es con esta información como se determina el tipo de estructuración a realizar.

Asimismo se analizarán varios ejemplos numéricos y se mostrarán las consideraciones que se deberán tomar en cuenta cuando se cuantifiquen.

En el Capítulo II, se toca especialmente al sismo, que aunque se incluye en el capítulo anterior, por ser una carga accidental merece un apartado especial, ya que a partir de su estudio se termina el análisis sísmico. Se toman en cuenta los diferentes aparatos utilizados para su medición, las características y componentes de un sismo, y se determinarán los daños que éstos ocasionan a las estructuras.

Así como se analizaron todas las cargas que afectan a las estructuras, en el Capítulo III. se analizarán, el tipo de materiales utilizados en la construcción; así mismo se determinarán los métodos para su conservación, tratamientos y recomendaciones para evitar su degradación debido al desgaste e intemperismo.

De la misma forma se propondrán diferentes métodos para corregir los daños que estos pueden provocar.

En el Capítulo IV se hablará sobre los tipos de fallas que afectan a la estructura, se analizarán los diferentes elementos mecánicos que ocasionan dichas fallas, así como las medidas precautorias a aplicar en caso de presentarse.

Se analizarán los sistemas estructurales tanto en edificaciones antiguas como en edificios contemporáneos comparando ventajas y desventajas entre uno y otro, para determinar el mejor criterio a utilizar en el diseño de una estructura.

Finalmente en el último Capítulo se analizarán los procedimientos a utilizar cuando la estructura sea dañada, aún cuando se hayan tomado en cuenta todas las medidas precautorias y estas no hayan sido suficientes, para garantizar la seguridad de la estructura.

Se analizarán todos los estudios a considerar para establecer una metodología adecuada para la rehabilitación de la edificación afectada.

CAPITULO I

CAPITULO I CARGAS Y SOLICITACIONES.

La teoría estructural describe el comportamiento de las estructuras sometidas a diversos tipos de cargas. Predice la resistencia y las deformaciones de las estructuras. Las fórmulas y métodos para diseño y proyecto, basados en la teoría estructural cuando se verifican con pruebas de laboratorio y de campo observando la estructura sometida a cargas especificadas se tiene la seguridad de que esta no sufrirá daños estructurales considerables.

Las cargas son fuerzas externas que actúan sobre una estructura. Los esfuerzos son las fuerzas externas que resisten las cargas. Las fuerzas de tensión tienden a estirar un componente; las fuerzas de compresión tienden a acortarlo y las fuerzas cortantes tienden a hacer que algunas partes del mismo se deslicen entre sí.

Las cargas pueden clasificarse también como estáticas o dinámicas. Las cargas estáticas son fuerzas que se aplican con lentitud y, luego, permanecen casi constantes, un ejemplo es la muerta de un sistema de pisos. Las cargas dinámicas varían con el tiempo incluyen las cargas repetidas, como las fuerzas alternadas de una maquinaria oscilante, cargas móviles los camiones o trenes en los puentes, cargas de impacto. etc.

Las cargas se pueden considerar distribuidas o concentradas. Las cargas distribuidas uniformemente, son fuerzas que, son o se pueden considerar para fines prácticos, como constantes sobre una superficie del elemento de soporte. Las cargas concentradas son fuerzas que tienen superficies de contacto tan pequeñas que resultan insignificantes en comparación con toda el área de soporte.

Por ejemplo para todos los fines prácticos, una viga soportada en una viga maestra se puede considerar como una carga concentrada en la viga maestra o trabe.

Además las cargas pueden ser axiales, excéntricas o torsionales. Una carga axial es una fuerza cuya resistencia resultante pasa por el centroide de una sección y es perpendicular al plano de la sección. La carga excéntrica es una fuerza perpendicular al plano de la sección en consideración pero que no pasa por el centroide de la sección y por lo tanto flexiona al elemento de soporte. Las cargas torsionales son fuerzas que están desplazadas desde el centro de la sección en consideración y están inclinadas en relación con el plano de la sección o en ese plano y, por lo tanto, tuercen al elemento de soporte.

1.1 Cargas Permanentes.

Las cargas permanentes son fuerzas que se aplican constantemente sobre la sección en consideración. Tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las acciones permanentes se pueden considerar; la carga muerta, el empuje estático de tierras y líquidos, los desplazamientos impuestos a la estructura por ejemplo hundimientos de distinta magnitud en el suelo.

Es la carga muerta la que mayor importancia ocupa para el diseño estructural pues de su correcta evaluación se determinan los efectos que éstas provocan sobre la estructura y finalmente sobre el tipo de suelo en la que se desplantará esta. En las siguientes secciones se analizarán la definición de carga muerta así como el procedimiento a utilizar para evaluar cada elemento de la estructura tomando en cuenta el peso volumétrico de los diferentes materiales

utilizados en la construcción, de acuerdo a los pesos volumétricos que se especifican en el Reglamento de Construcción del D.F.; así como en el reglamento de la Comisión Federal de Electricidad.

1.1.1 Carga Muerta.

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción, incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales como, son los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es por lo tanto la principal acción permanente.

La valuación de la carga muerta es en general sencilla, ya que solo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

1.1.2 Clasificación de cargas muertas según el Reglamento de Construcción del D.F y La Comisión Federal de Electricidad.

En el Reglamento de Construcción del D.F. define, en su capítulo V artículo 196, a las cargas muertas como: El peso de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y

tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

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

1.2 Cargas Vivas.

Las cargas dinámicas varían con el tiempo, es decir no se aplican constantemente sobre la superficie sino en lapsos de tiempo preestablecidos. Las cargas vivas son aquellas cargas gravitacionales que obran en una construcción y que no tienen carácter permanente.

Estas cargas son esencialmente variables como pueden ser, el peso de las personas que ocupan la construcción, los muebles, equipo, máquinas, mercancías etc. En estas circunstancias la determinación de la carga viva apropiada para un sistema estructural es complicada debido a dos factores primordiales: a) La incertidumbre de la magnitud de la carga en sí misma y b) El lugar sobre el que actúa la carga en cualquier instante determinado. En vista del carácter aleatorio de este tipo de carga, se impone una solución probabilística para definir una carga uniforme que dentro de ciertos márgenes de seguridad sea equivalente a la esperanza de cargas concentradas o repartidas aplicables en la estructura.

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES C. F. E. 1980 (Reglamento del D.F. y Estatal).			
MATERIAL		PESO VOLUMETRICO	
		TON / M3	
		MAXIMO	MINIMO
I PIEDRAS NATURALES			
Arenisca (chiluca y canteras).	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.5	2
Basaltos (piedra braza).	secos	2.6	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito		1.2	2.4
		2.6	2.55
Mármol		2.5	2
		2.55	2.05
Riolita	secas	2.8	2.3
	saturadas	2.85	2.35
Pizarras	secos	1.6	0.75
	saturados		
Tepetates			
II SUELOS			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.4
	saturada	2.1	1.85
Arena bien graduada	seca	1.9	1.55
	saturada	2.3	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural caliche	seca	1.5	1.2
	saturada	2.1	1.7
III PIEDRAS ARTIFICIALES, CONCRETOS Y MORTEROS			
Concretos simples con agregados de peso normal .		2.2	2
Concreto reforzado.		2.4	2.2
Mortero de cal y arena.		1.5	1.4
Mortero de cemento y arena.		2.1	1.9
Aplanado de yeso.		1.5	1.1
Tabique macizo hecho a mano.		1.5	1.3
Tabique macizo prensado.		2.2	1.6
Bloque hueco de concreto intermedio. (volumen neto)		1.3	0.9
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.2	2
vidrio plano		3.1	2.8
IV MADERA			
Caoba.	seca	0.65	0.55
	saturada	1	0.7
Cedro.	seco	0.55	0.4
	saturado	0.7	0.5
Dyamel.	seco	0.4	0.3
	saturado	0.65	0.55
Encino.	seco	0.9	0.8
	saturado	1	0.8
Pino.	seco	0.65	0.45
	saturado	1	0.8
V RECUBRIMIENTOS		KG/CM2	
Azulejos		15	10
Mosaicos de pasta.		35	25
Granito o terrazo de 20x20		45	35
30x30		55	45
40x40		65	55
Loseta asfáltica o vinílica.		10	5

Intuitivamente, se puede pensar que la carga viva depende del destino que vaya a tener la construcción y en el caso de edificios también dependerá de la magnitud del área tributaria. Básicamente podemos distinguir tres grandes grupos de construcciones en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse, como se dijo anteriormente el primer caso sería el de los edificios; las construcciones industriales y los puentes considerando los diferentes efectos que en cada uno de los casos ocasionen.

1.2.1 Tres valores de la carga viva correspondientes al Reglamento D.F. 87 y tabla de cargas vivas unitarias.

El Reglamento de Construcción especifica los valores correspondientes a utilizar según sea el tipo de análisis a aplicar a la estructura. Para su aplicación se deberán seguir las siguientes disposiciones.

I) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

II) La carga instantánea W_s se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

III) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

IV) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable

para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su integridad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde a las disposiciones que el Reglamento especifique.

V) Las cargas uniformes de la siguiente tabla se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento:

Tabla 1.2 TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN Kg/m .

Destino de piso o cubierta	W	Ws	Wm	Obs.
a) Habitación (casa habitación, departamentos, viviendas, dormitorios cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares.	70	90	170	(1)
b) Oficinas, despachos, y laboratorios.	100	180	250	(2)
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	40	150	350	(3) y (4)
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	(5)
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares.	40	250	350	(5)
f) Comercios, fábricas y bodegas.	0.8Wm	0.9Wm	Wm	(6)
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.	15	70	100	(4) y (7)
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%.	5	20	40	(4) y (7,8)
i) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares.	15	70	300	
j) Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente).	40	100	250	(9)

1.3 Síntesis de un procedimiento para el cálculo de bajada de cargas.

La determinación de las cargas que van a ser aplicadas a una estructura, es con frecuencia, una tarea difícil. Aun cuando existen códigos y normas así como muchas guías para la distribución mínima de cargas es finalmente el juicio y la experiencia del ingeniero en estructuras los que desempeñan una función determinante para definir las condiciones de la distribución de cargas que puede soportar una estructura.

Esto puede requerir a menudo una recolección de datos del lugar en que se ubicará la estructura así como de los pesos volumétricos de los diferentes materiales que formarán parte de la estructura y finalmente el destino que va a tener dicha estructura para definir la carga viva a aplicar en cada caso.

A continuación se presenta un procedimiento sencillo y secuencial para el cálculo de bajada de cargas así como un ejemplo numérico para su utilización en casos prácticos.

1.- Calcular las cargas unitarias por m² de superficie de pisos, azoteas, cubiertas, etc. en proyección horizontal. Para los muros con sus recubrimientos m² de superficie, y donde las alturas son constantes, en m de largo de planta.
Unidades: ton/m² ó ton/m.

2.- Calcular las áreas en m² de las superficies llamadas tributarias, que son las que son soportadas por cada elemento estructural llamado carguero: muros y traveses.

3.- Calcular las cargas por áreas tributarias, multiplicando su carga unitaria por su área.

4.- Calcular los pesos propios de las trabes.

5.- Calcular el peso del muro que carga cada trabe.

6.- Sumar las cargas en cada tramo (claro) de trabe, o en cada tramo de eje de muro (si no hay trabe).

7.- Si hay cargas concentradas, como las reacciones de trabes secundarias sobre las trabes principales, incluirlas en la suma. Como es procedimiento aproximado es aceptable si la asimetría no es muy grande.

8.- Cálculo aproximado de las reacciones en los extremos de las trabes. Si son muy asimétricas las cargas concentradas en las trabes, habrá que calcularles sus correspondientes cortantes isostáticos, para incluirlos en las reacciones de la trabe.

9.- Acumular en cada columna las reacciones de las trabes que recibe. Además sumar todas las cargas de cada nivel de la construcción, estas sumas por nivel servirán después para los cálculos del sismo.

10.- Acumular hacia abajo, nivel por nivel en cada eje de carga sean columnas o muros cargueros; hasta llegar a la cimentación en cada uno de sus ejes. Esa lo que se le llama bajar las cargas.

11.- Calcular peso propio de la cimentación y sumarle las cargas bajadas de la construcción eje por eje.

1.3.1 Cálculo de cargas unitarias (ejemplo numérico).

I.- Cargas de azotea

a.- cargas permanentes:

Enladrillado (0.02m)1,500 Kg/m3	=3 kg/m2
Impermeabilización (dato del folleto de fabricante)	=15
Entortado (0.04m)2,000 Kg/m2	=100
Relleno de tezontle (0.15m)1,250Kg/m3	=188=
Losa (0.10m)2,400 Kg/m3+ 20 Kg/m2	=260
Enyesado (0.01m)1,500 Kg/m3	=15
Suma de permanentes	=608 kg/m2

b.- cargas variables o vivas:

Para el 1er. Estado de carga usar el valor mínimo:

Wm	= 100
total	= 708 kg/m2

Para un segundo estado de cargas se usará el valor

instatáneo:

Wa	= 608
	+70
total	=678 Kg/m22

II.- Cargas de planta alta (con uso para habitación)

a.- cargas permanentes:

mosaico de pasta	= 35 kg/m2
firme (0.04m)2,000 Kg/m3+ 20 Kg/m2	= 100
losa de concreto (0.10m)2,400 Kg/m3+ 20 Kg/m2	= 260
enyesado (0.01m)1,500 Kg/m3	= 15
Suma de permanentes	= 410 kg/m2

b.- cargas variables

Para el 1er. estado de cargas usar:

máximo Wm	= 170
total	= 580

Para el segundo estado de cargas:

valor instantáneo Wa	=410
	+90
total	= 500 kg/m2

1.4 Cargas Accidentales.

Las cargas accidentales se caracterizan porque se desconoce el momento en el que van a actuar en la estructura. La intensidad de estas acciones pueden ser superior a cualquier valor conocido. Representan un accidente en la vida de las estructuras y su control quede fuera del proyectista.

Entre las principales cargas accidentales se pueden mencionar las siguientes:

-Efectos por el viento.- Son acciones estáticas o dinámicas que representan los efectos del viento sobre las estructuras.

-Efectos por sismo.- Son acciones dinámicas originadas por los sismos.

Se han mencionado las principales sin embargo en algunos casos pueden ocurrir otros tipos de acciones accidentales, como explosiones, incendios, etc. Sus efectos se considerarán, para evitar el colapso de la estructura, en caso de que se presenten. En las siguientes secciones se analizarán más a fondo los efectos que estas acciones provocan en las estructuras.

1.4.1 Efectos del Viento.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas en el sentido de que son producidas por un fluido en movimiento, y al igual que cualquier otro fluido, produce distintas presiones sobre los objetos que se le interponen generando

variados efectos. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por lo tanto, el viento se trata en el diseño como una acción desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que intervien y de los factores de carga que se deben adoptar.

En algunos casos, bastará con representar la acción del viento como una fuerza estática de determinadas características. En otros casos esto no será suficiente y habrá que tomar en cuenta, además, los efectos dinámicos producidos en el sólido, por una fuerza que es función del tiempo.

En algunas formas estructurales se podrán predecir los efectos dinámicos del viento pero en otras será necesario realizar pruebas experimentales con modelos físicos, en un túnel de viento.

1.4.2 Velocidades de diseño.

Velocidad básica

La teoría y la experiencia concuerdan al afirmar que cuando actúan una corriente de aire paralelamente a la superficie rugosa del terreno, la fricción entre ambos medios hace que la velocidad del viento se reduzca en la vecindad de la superficie en contacto, hasta ser nula a una distancia infinitamente pequeña de ella. Si se miden velocidades medias de viento a alturas diversas, a lo largo de una vertical, se observa que a medida que aumenta la altura aumenta, la velocidad media varía más lentamente, hasta

considerarse constante. La velocidad del viento por encima de esa altura se denomina velocidad gradiente.

Entre el nivel del terreno y la altura a la que se presenta la velocidad gradiente, la velocidad media durante un temporal varía de acuerdo con una ley que puede representarse por la ecuación.

$$V_{\text{diseño}} = V(Z/Z_0)^a$$

En donde:

$V_{\text{diseño}}$ = Velocidad de diseño a una altura z sobre el terreno (km/hr.).

V = Velocidad básica (km/hr.).

Z_0 = 10 metros.

a = Coeficiente que depende de la topografía (tabla 1.4).

La velocidad básica se obtiene :

$$V = K_1 K_2 V_0$$

En donde:

V_0 = velocidad regional. (tabla 1.3).

K_1 = Factor de topografía.

K_2 = Factor de tiempo de recurrencia.

La velocidad de diseño de viento, que corresponde a un tiempo de recurrencia especificado y a las alturas de interés para la estructura en cuestión, puede obtenerse a partir de la velocidad gradiente para el mismo tiempo de recurrencia, empleando las ecuaciones anteriores, para una altura dada de la zona de perturbación. Este criterio tiene la ventaja que basta especificar una misma velocidad gradiente para zonas muy vastas, y proponer valores de alturas de perturbación y

TABLA 1.3 VALORES DE LA VELOCIDAD REGIONAL PARA LA REPUBLICA MEXICANA
(Período de recurrencia = 60 años: intervalos de medición 15 seg.)

a) Mesa Central	140
b) Zona costera (faja de 150 Km. de ancho a lo largo de cada costa). Penínsulas de Baja California y de Yucatán.	170
c) Valle de México	100
K1 = Factor de topografía	
alfa = exponente en ley de variación con la altura	

TABLA 1.4 EFECTOS DE LA TOPOGRAFIA SOBRE LAS VELOCIDADES DE DISEÑO.

	Estructuras poco sensibles a ráfagas cortas. (tipo 1).	Estructuras poco sensibles a ráfagas cortas. (tipo 2 y 3).	
Muy accidentales, como en el centro de ciudades importantes.	0.70	1.20	0.075
Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales o industriales.	0.80	1.20	0.075
Campo abierto, terreno plano.	1.00	1.20	0.085
Promontorios	1.20	1.20	0.10

Tabla 1.5 FACTORES DE TIEMPO DE RECURRENCIA.	
Clasificación de los edificios y su destino	Coefficiente
Grupo A (Edificios Gubernamentales y de servicio público, hospitales y con frecuencia aglomeración de personas).	1.20
Grupo B (Construcciones de habitación privada)	1.00
Grupo C (Construcciones aisladas no contenidas en los grupos anteriores).	No se requiere diseño por viento.

leyes de variación de la velocidad con la altura, en función de la configuración del terreno.

En el manual sobre viento de la Comisión Federal de Electricidad se ha optado por proponer los valores de la velocidad regional, o valores que a la altura de 10m. tendrían un tiempo de recurrencia de 60 años. Si la configuración del terreno fuese equivalente a campo abierto, los factores K_1 y a de la tabla (1.4) modifican la velocidad de 10m. de acuerdo con la configuración local y la altura. La adopción del factor K_2 (tabla 1.5) para obtener velocidades para otros tiempos de recurrencia supone que la proporción entre vientos de distintas velocidades es constante, independientemente de la localización geográfica. Aunque tal hipótesis no es precisa, las incongruencias que provienen de aceptarlo son poco significativas.

En vista de que no es posible fijar una cota a la velocidad de viento que puede ocurrir en un lugar, la velocidad básica de diseño es aquella que tiene una cierta probabilidad de no ser sobrepasada por la máxima velocidad que ocurra en un período prefijado. La selección de dicha probabilidad constituye un problema de decisión que compara estructuras diseñadas para diversas velocidades, sus respectivos costos iniciales y los costos de posibles fallas, ligados a las probabilidades correspondientes.

1.4.3 Factores de Presión Estática RDF-87.

El Reglamento de construcción del D.F. agrupa todos los factores de presión que especifica en la siguiente clasificación.

a) Factores para calcular las cargas exteriores contra la

Estructura :

- CASO I Edificios y construcciones cerradas.
- CASO II Paredes aisladas y anuncios.
- CASO III Estructuras reticulares.
- CASO IV Chimeneas y silos.
- CASO V Antenas de sección pequeña.

b) Factores para calcular presiones interiores.

c) Factores para calcular presiones exteriores contra los elementos de recubrimiento y parapetos:

Parapetos

Edificios con altura mayor de 20m.

Edificios con altura menor de 20m.

Cubiertas en arco.

a) Factores de presión exteriores

CASO I

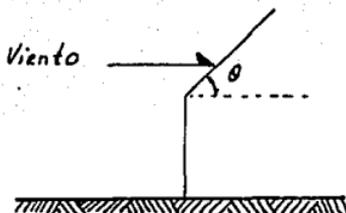
	Barlovento	+ 0.80
Paredes A	Sotavento	- 0.50
	Laterales	- 0.70

Horizontales

Techos Planos	Inclinados (con la acción del viento paralela a las generatrices.)	-0.7
	Inclinados a Sotavento.	

Techos planos inclinados hacia el lado de barlovento

Mínimo Máximo
 $- 0.80 < (0.040 q_0 - 1.60) < 1.80$
 valores extremos de qode 20oa 85o



Techos curvos representados en la siguiente tabla

Relación	Zona		
$r = a/b$	A	B	C
	Barlovento	Central	Sotavento
$r < 0.2$	0.80		
$0.2 < 0.3$	$5r - 1.80$	$0.70 - r$	-0.50
$r > 0.3$	$2.7 - 0.70$		

Si no hay
paredes
verticales

1.40 0.70-r -0.50

la cubierta
esta sobre
el suelo

CASO II

Paredes aisladas y anuncios

Suma de la succión mas la presión : efecto total

$$C_p = 1.3 + \frac{q}{50} < 1.7$$

En donde :

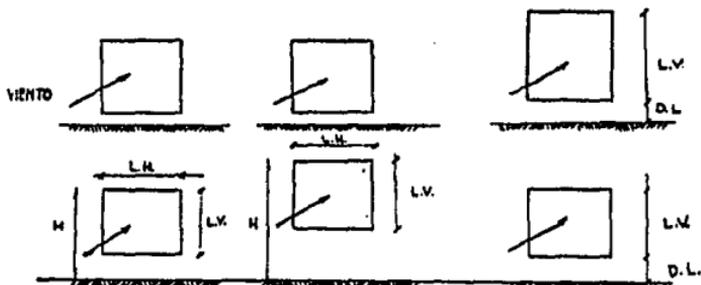
C_p factor de presión

$m = (\text{lado mayor} / \text{lado menor})$ cuando la superficie se desplanta del suelo ó $D.L. < L.V. / 4$. Pero cuando la superficie está separada del suelo y alcanza una altura H entonces

$$m = H / (\text{lado horizontal})$$

siempre y cuando la distancia libre $D.L.$ sea mayor que un cuarto del lado vertical $L.V.$

$$D.L. > L.V. / 4$$



CASO III

Estructuras reticulares (efectos totales)

Miembros de sección transversal	C_p
Planta	2.0
Circular	1.3

Cuando los miembros tienen sección transversal plana, podrá considerarse la protección que unos miembros proporcionan a sus correspondientes de otros planos.

El factor de protección será:

$$1 - 1.7 \left(\left(f - \frac{\text{separacion}}{100 \text{ peralte}} \right) \right)$$

En donde:

f = factor de solidez =

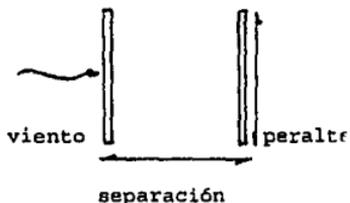
área sólida efectiva
área inscrita por la perifería.

La separación es la distancia entre los planos de las estructuras en la dirección del viento. El peralte se llama al menor ancho exterior de la estructura perpendicular a la del viento.

Ejemplo:



Area inscrita en
Area sólida efectiva



CASO IV

Chimeneas, Silos (Cilindros)

Se define como relación de esbeltez al cociente de la altura entre el lado menor de la estructura (diámetro).

Forma de su sección transversal		Relación esbeltez	de
transversal	1	7	2.5
Cuadrada	1.3	1.4	2.0
Octagonal ó			
Hexagonal	1.0	1.2	1.4
	Superficie		
	rugosa	0.7	0.8 0.9
Circular			
	Superficie		
	lisa	0.5	0.6 0.7

Nota: Para los valores intermedios de la esbeltez se pueden interpolar linealmente.

Estos factores de presión se aplican para calcular carga total del viento contra la construcción; pero como estas son del tipo 2 y 3, se tienen que estudiar los efectos dinámicos.

El factor de ráfaga aplicable según la C.F.E. 1980 es de 1.3. Pero el RDF-87 y sus normas técnicas complementarias especifican el valor siguiente:

$$G = 0.46 + g r R \left(B + \frac{SF}{b} \right) > 1$$

CASO V

Antenas de sección pequeña.

Se trata de antenas o torres de armaduras con sección transversal cuadrada o triangular, cuya dimensión mayor es de menos de un metro, con sus miembros de sección transversal plana.

El efecto total del viento se calculará con el factor de presión:

$$C_p = 4 - 5.5 f > 1.8$$

En donde:

f = El factor de sólidez

f = límite resulta = 0.40

Si los miembros de las armaduras de sección circular (tubos) entonces deberá multiplicarse por 0.70 el valor calculado anteriormente para C_p .

b) Factores para calcular presiones interiores.

Siempre se considerará que además de los efectos exteriores del viento, simultáneamente se presentan presiones y succiones interiores dentro de la construcción.

Si las aberturas son de área total menor que el 30% del área de la pared, se aplicará:

$C_p = + 0.25$ (succión o presión la más desfavorable).

Cuando el área total de aberturas en una pared sea mayor del 30%, entonces se usa el C_p siguiente, dependiendo de la posición relativa de la pared respecto a la dirección del viento:

	Barlovento	+0.75
Aberturas principalmente	Sotavento	-0.60
en el lado de:	Laterales	-0.50
	Igual en las	
	cuatro caras	-0.30

- c) Factores de presión para estudiar los elementos de recubrimiento (parapetos, cancelería, etc.)

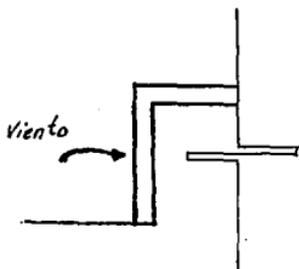
Se consideran elementos de recubrimiento a los que no forman parte de la estructura principal de la construcción y no contribuyen a su resistencia ante el viento.

Por ejemplo: cancelería de ventanas y fachadas en edificios, los largueros de cubiertas de lámina en naves industriales, etc.

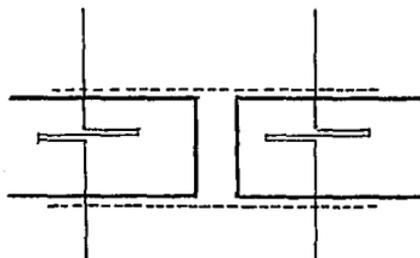
Parapetos:

Para el caso de un parapeto con un elemento estructural que resiste al viento actuando en un área tributaria A.

$$C_p = -3.0 + \frac{A}{75} < -1.8$$

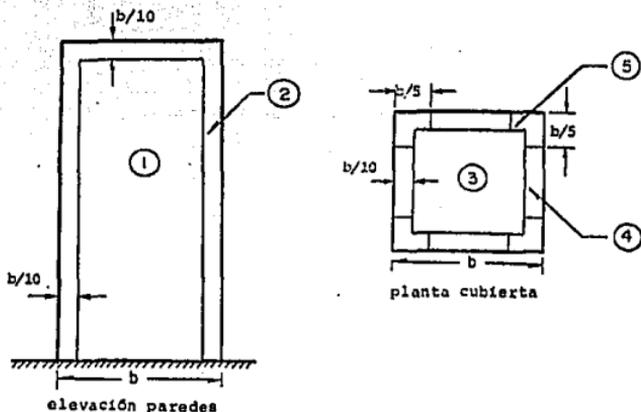


Corte Vertical



Vista frontal vertical

FACTORES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO
EN EDIFICIOS DE ALTURA NO MENOR DE 20 m.



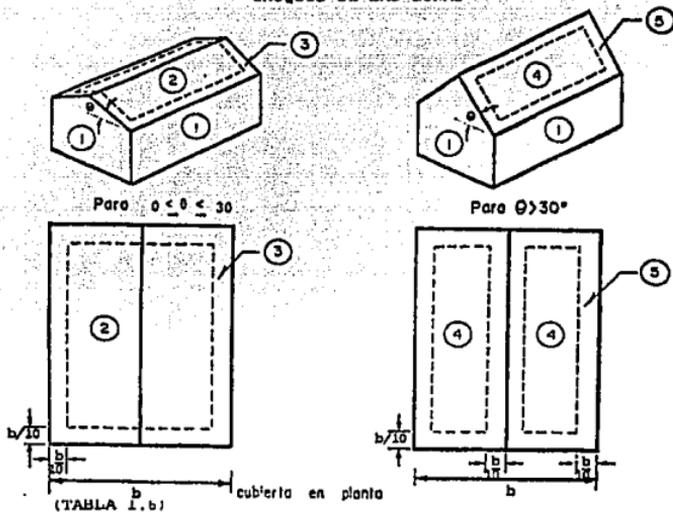
CROQUIS
DE LAS
ZONAS

ZONA	EFECTO	FACTOR DE PRESION C_p			
		MINIMO	FORMULA	MAXIMO	
P A R E D E S	1	SUCCION	-1.1	$< -1.2 + A / 100$	< -0.75
		EMPUJE	0.8	$< 1.1 - A / 130$	
	2	SUCCION	-2.0	$< -2.2 + A / 150$	< -1.3
		EMPUJE	0.8	$< 1.2 - A / 130$	
A Z O T E A	3	SUCCION		$-2 + A / 13$	< -0.85
	4	SUCCION		$-2.5 + A / 20$	< -1.75
	5	SUCCION		$-4 + A / 8$	< -2.00
A = AREA TRIBUTARIA DEL ELEMENTO DE RECUBRIMIENTO EN ESTUDIO					

DISEÑO ESTRUCTURAL

FACTORES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO
EN EDIFICIOS DE ALTURA MENOR DE 20 m

CROQUIS DE LAS ZONAS



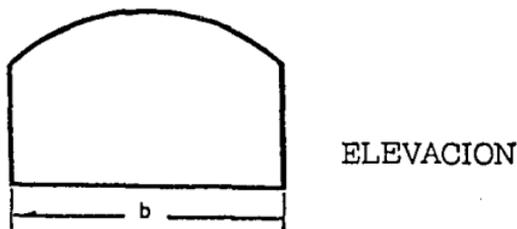
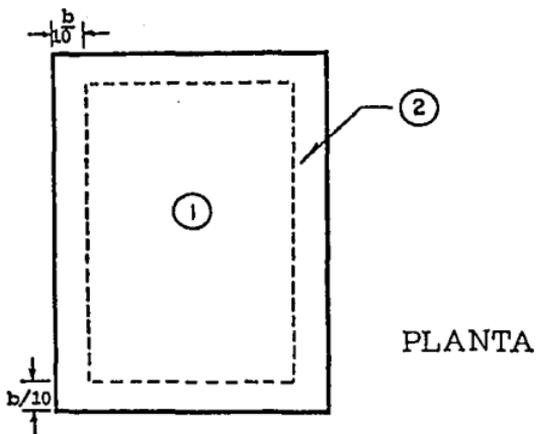
EFECTO		FACTOR DE PRESION	FACTOR DE PRESION
		MINIMO	MAXIMO
P A R E D	1 succión	$-2 - A / 50 <$	-1.10
	empuje	$1.5 - A / 100$	
2	succión	$-1.4 + A <$	-1.20
3	succión	$-3.0 + A <$	-2.00
4	succión	$-1.4 + A <$	-1.20
	empuje	$1.3 - A / 50 >$	1.10
5	succión	$-1.7 + A <$	-1.40
	empuje	$1.3 - A / 50 >$	1.10

TABLA 6

FACTORES DE PRESION PARA ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO EN CUBIERTAS DE ARCO

Multiplíquense los valores indicados en la tabla 2 por los siguientes factores:

ZONA	AREA TRIBUTARIA	
	$A \leq 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3



1.5.1 Area expuesta

Una vez calculado el valor de la presión (Kg/m), para obtener las cargas (Kg) aplicadas en los puntos de interés del elemento o estructura en estudio, se necesitará definir el área (A m) sobre lo que se considerará que actúa dicha presión. (En todos los casos, la dirección de la presión se considera perpendicular a la superficie de la construcción).

Se le llama área expuesta y se especifican cuatro tipos:

a) En construcciones cerradas sin vanos (aberturas)

1.- El área expuesta será igual a la proyección de la superficie expuesta sobre un plano vertical perpendicular a la dirección considerada del viento.

2.- En techos y en elementos de recubrimiento será igual al área total de la superficie tributaria.

b) En construcciones con vanos

1.- Como las estructuras reticulares, solo se considerará el área de las partes sólidas (proyectada como en el tipo 1) . Se podrá considerar la protección que unos planos de la estructura proporcionen a los otros, como se indica en el CASO III de los Cp.

2.- En techos de diente de sierra se considera que la presión del viento sobre la totalidad del área del primer diente más la mitad del área de cada uno de los demás dientes.

CAPITULO II

2.1 Origen de los sismos.

El globo terraqueo tiene un diámetro de aproximadamente 12,713 Km el cual esta conformado por un gran número de capas concéntricas, al centro de las cuales se encuentra el núcleo central que esta envuelto por una capa de 2,900 Km. de espesor llamado manto y sobre el cual descansa toda la corteza terrestre que tiene un espesor de aproximadamente 60 Km.

Los sismos se pueden clasificar por su origen en :

- a) Los sismos debidos a los movimientos que se presentan en las capas tectónicas.
- b) Los sismos provocados por erupciones volcánicas llamados Volcánicos.

Las placas tectónicas están en constante movimiento debido al efecto de convección en el núcleo líquido, así como a las contracciones y dilataciones que ocurren en el manto sobre el cual descansan las placas, las que en su movimiento errático, chocan entre sí, se forzan, desgastan o se superponen. Entre las fronteras de placas se localizan las fallas las cuales presentan movimientos convergentes, divergentes, o laterales.

El movimiento lateral es producido debido a que el deslizamiento horizontal ocurre sobre el mismo plano. Es decir el movimiento lateral produce una acumulación de esfuerzos, que cuando rebasan cierto límite, el movimiento es brusco dando origen a un temblor.

Las placas que afectan a la República Mexicana son cuatro: i) La de Norteamérica, ii) la del Pacífico, iii) la del Caribe y iv) la de Cocos, esta última es más activa, pues genera un estado de subducción penetrando por debajo del Continente Americano y ha sido la causante del mayor número de temblores México.

Las erupciones volcánicas pueden producir temblores sin embargo la energía liberada es menor que en el caso de los de origen tectónicos. En México no es muy frecuente los temblores debidos a erupciones volcánicas.

2.1.1 Características y componentes del Sismo.

Un sismo consiste en la liberación de energía a lo largo de una falla geológica en una zona más o menos extensa. La mayoría de los temblores se originan dentro de la corteza terrestre a profundidades de 10 a 50 Km. aunque algunos se han originado a una profundidad de 600 Km a menor profundidad focal las consecuencias pueden ser mayores, aún cuando la energía liberada sea menor.

El punto donde se produce la convulsión que origina al sismo se le conoce como foco o hipocentro, recuerdese que el foco sísmico no es un punto fuente sino que se trata de una zona hipocentral de donde parten las ondas sísmicas y que se propogan en todas direcciones.

El epicentro es la proyección del foco en la superficie terrestre, el cual constituye el foco aparente de las sacudidas cuando el foco se localiza en océano puede dar origen a lo que se conoce como maremoto.

El movimiento producido por un temblor origina ondas de cuerpo y ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser longitudinales o transversales. Las ondas longitudinales conocidas como ondas P (primarias), son las más rápidas, ya que son las que primero se registran en los sismógrafos. Las ondas transversales, también llamadas ondas S (secundarias) son más lentas y ocasionan vibraciones en un plano normal a su dirección de propagación originan oscilaciones y distorsiones, sin cambio de volumen, en las partículas que encuentran en su trayectoria. Se denominan también de cortante para distinguirlas de las primeras o de compresión. Debido a las distintas capas del subsuelo, tanto las ondas P, como las S se reflejan produciendo a su vez ondas de los dos tipos. Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se reflejan y provocan las llamadas ondas de superficie.

La velocidad con que se transmiten las ondas a través de la corteza terrestre, depende de las propiedades mecánicas del medio y cambian sus características dependiendo de las propiedades topográficas y geotécnicas de las zonas que atraviesan.

2.1.2 Escalas de medición del sismo.

Es importante conocer de una forma cuantitativa el tamaño o magnitud de un sismo con el cual poder definir la cantidad de energía que se libera, así como los efectos que este ocasiona. Básicamente se pueden considerar tres formas de medir un sismo: la intensidad, la magnitud y la aceleración.

La magnitud de un sismo se mide por la cantidad de energía liberada en una zona de la corteza terrestre es una escala objetiva ya que se basa en una medición instrumental. Se mide por medio del logaritmo de la máxima amplitud de la

onda la cual tiene un período de 20 segundos que corresponde a las ondas superficiales y aplicando una serie de correcciones, como son la distancia entre la estación y el foco del temblor, La magnitud y la energía se definen por la siguiente expresión:

$$\text{Log } E = \frac{11.8}{10} + 1.5 M$$

En donde:

E = Energía en ergs.

M = Magnitud en la escala de Richter y se define como:

$$M = \log D_{\text{max.}} - \log T + 1.66 \log D + 3.3 \dots$$

La intensidad de un sismo es la medida que se basa en los efectos destructivos que este provoca a las construcciones que existen en una zona. Es decir es la medida de la potencia destructiva de un sismo en un lugar dado, no es una medida objetiva ya que no se basa en una medición instrumental sino en la percepción individual y varia con la distancia al foco, características geológicas de la zona, propiedades mecánicas del suelo etc. La más usual es la escala de Mercalli modificada (MM) la cual tiene 12 divisiones la cual se basa en el comportamiento de las estructuras, por lo tanto las intensidades asignadas se ven influidas por el tipo o calidad de la construcción en el lugar.

Escala de Intensidad Sismica Mercalli Modificada (MM)

- | | | |
|-----|-----------------|---|
| I | Instrumental | Se observará únicamente mediante instrumentos especiales. |
| II | Muy ligero | Se siente solamente por personas que se encuentran en reposo absoluto. Los objetos suspendidos oscilan ligeramente. |
| III | Ligero | Sentido por muchas personas especialmente en los pisos altos de los edificios. Se sienten vibraciones semejantes a las de un camión. Puede estimarse la duración. |
| IV | Medio
Fuerte | Sentido por muchas personas en el interior e los edificios y por algunas en el exterior. No causa pánico. |
| V | Fuerte | Se siente en las habitaciones por todos y por muchos en el exterior de los edificios. Se rompen algunos vidrios y aparecen grietas en algunos recubrimientos. |
| VI | Muy Fuerte | Se siente por todos. Produce daños ligeros en edificios pobremente construidos. |

VII Muy violento

Daños insignificantes en edificios bien diseñados y contruidos. Daños moderados en edificios ordinarios bien contruidos. Daños considerables en edificios pobremente contruidos o mal diseñados.

VIII Ruinoso

Daño ligero en estructuras contruidas especialmente para soportar sismos. Daños onsiderables en edificios ordinarios. Tableros, muros, y recubrimiento pueden ser expulsados de estructuras reticulares.

IX Desastroso

Considerable daño en estructuras especialmente contruidas para soportar temblores. Estructuras bien diseñadas se inclinan por daños en la cimentación. La tierra se agrieta notablemente. Desplazamiento de vías férreas y caminos.

X Catastrófico

Destruídas muchas estructuras especialmente diseñadas. Grandes grietas en la tierra y deslizamientos de montañas. Edificios destruidos incluyendo sus cimentaciones.

XI Catastrófico Pocas estructuras o ningunas permanecen en pie.

XII Catastrófico Destrucción completa.

Debido a la carencia de aparatos de medición, sismógrafos y acelerógrafos, y a la incertidumbre que existe al utilizar parámetros basados en la intensidad de un sismo, se han establecido correlaciones entre los valores de intensidades referidas a escalas subjetivas, como la de Mercalli Modificada, y los valores de algunos parámetros de las características del movimiento del terreno. La correlación más congruente es la que liga velocidades máximas del terreno:

$$I = \text{Log } 14v / \text{log } 2 \text{ (Esteve y Rosenblueth).}$$

Aún cuando las escalas de intensidad y magnitud son diferentes en esencia, resultan complementarias como medida de la severidad de los temblores.

Sin embargo para el diseño sísmico de las estructuras es importante conocer las características del movimiento del suelo la cual se obtiene a través de los llamados acelerogramas, registrados en aparatos especiales conocidos como acelerógrafos. Es pues la aceleración del suelo la medida más importante del movimiento sísmico ya que esta relacionada directamente con las fuerzas laterales ocasionadas en la estructura.

A partir de la información obtenida de diversos acelerogramas se pueden idealizar las características de un sismo, con un enfoque probabilístico. Así se se pueden desarrollar modelos matemáticos útiles en la simulación de

temblores y en la obtención de espectros de diseño. De acuerdo con estas características los sismos intensos se pueden clasificar en:

1.- Temblores muy superficiales de epicentro cercano y de pequeña magnitud registrados en suelos duros. Son movimientos que esencialmente constan de una sacudida brusca. La duración del movimiento perceptible alcanza pocos segundos y su magnitud registrada varía entre 5.3 y 6.5.

2.- Temblores superficiales que se originan a distancias moderadas y registrados en suelo duro. Consisten en movimientos marcadamente irregulares, con períodos intermedios comprendidos entre 0.005 y 0.5 seg. La duración del sismo es de varias decenas de segundos.

3.- Temblores intensos y distantes percibidos en suelos blandos con comportamiento lineal. En este tipo de temblor los períodos predominantes son relativamente largos y duran más que los anteriores.

4.- Temblores intensos y distantes percibidos en suelos blandos con comportamiento inelástico.

Regionalización Sísmica de la República Mexicana



2.2. Clasificación de las construcciones.

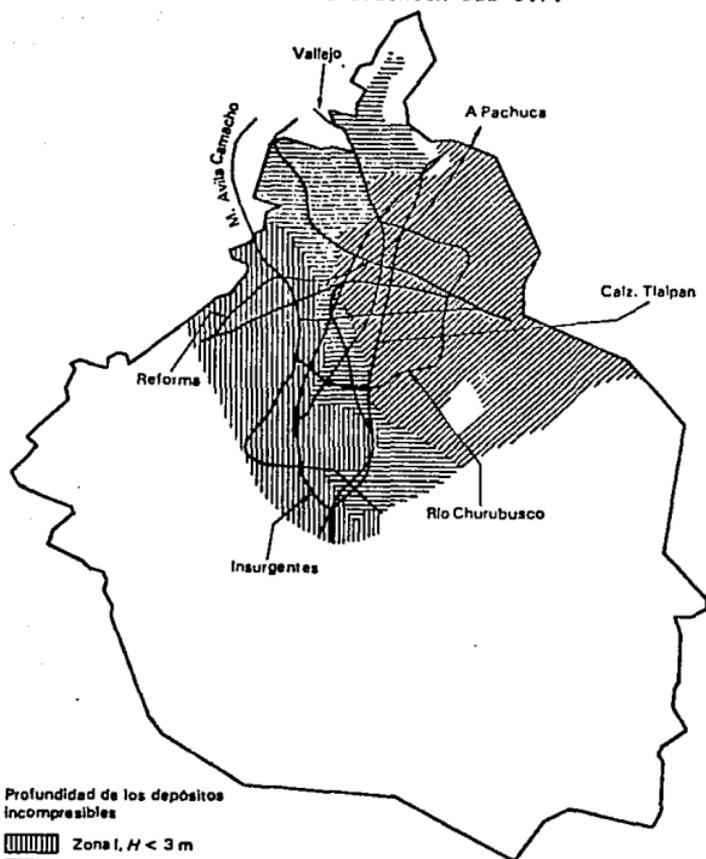
2.2.1 Zonificación del territorio del DD.F. según las características del suelo. R.D.F- 87.

Zona I.- Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas de cavernas y de túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia de firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales el espesor de este conjunto puede ser superior a los 50 m.

ZONIFICACION GEOTECNICA DEL D.F.



Profundidad de los depósitos
incompresibles

-  Zona I, $H < 3$ m
-  Zona II, $3 < H < 20$ m
-  Zona III, $H > 20$ m
-  Zona IV, poco conocida

2.2.2 Clasificación de las construcciones según su destino. Reglamento de Construcciones para el D.F 1987.

Grupo A.- Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios templos salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 200 personas; gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento del D.F. museos monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso.

Grupo B.- Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

Se subdividen en: Subgrupo B1 .- Construcciones de más de 30m. de altura o con más de 6,000 m² de área total construída, ubicadas en las zonas I y II según se definen en sección anterior construcciones de 15 m. de altura o 3,000 m² de área total construída en la zona III.

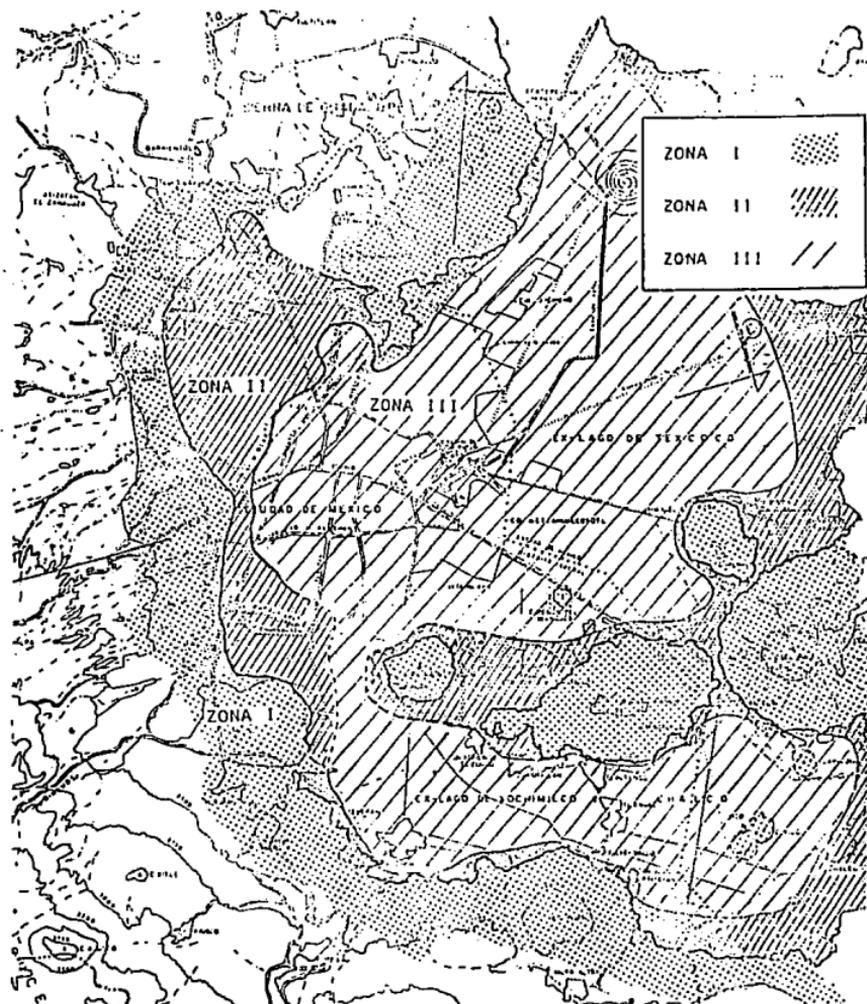


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

2.2.3 Clases de construcciones según su estructura en lo que respecta a los sismos.

En el reglamento del D.F. anterior al de 1987, se clasificaban las construcciones explícitamente; en el R.D.F. actual se mantienen en lo esencial los mismos criterios.

I) Edificios: Para viviendas, oficinas, industriales, etc. En los cuales el sismo lo resisten por medio de alguna de las estructuras siguientes o combinaciones de varias:

Marcos continuos con nudos rígidos

Marcos con muros de cortante

Marcos contraventeados

Se estudiará el sismo en dos direcciones principales en planta y al efecto del sismo en la dirección estudiada se le sumará el 30% del efecto del sismo de dirección perpendicular.

II) Tanques chimeneas y péndulos invertidos: al efecto del sismo en la dirección en estudio se le sumará el 50% del ocasionado por sismo en dirección perpendicular con el signo que le resulte mas desfavorable a cada elemento estructural para su diseño.

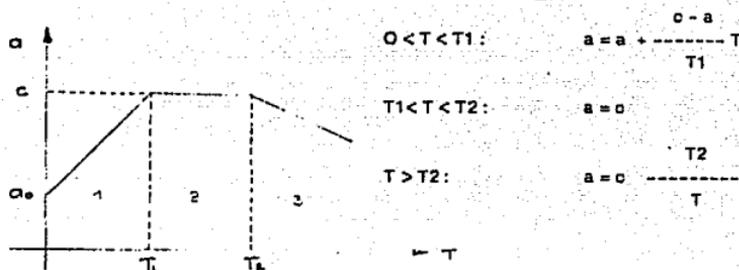
Además para el diseño de tanques y recipientes que contengan líquidos: deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas del líquido así como los demás miembros estructurales.

III) Muros de retención: Se les considerará una aceleración sísmica calculada con un tercio del C correspondiente a su zona del D.F aplicable al propio muro, a

todos los rellenos de su cuña de empujes y a todas las sobrecargas verticales de su zona de influencia.

IV) Otras: estructuraciones diferentes a los anteriores que requerirán estudios especiales.

TABLA I.1 ESPECTROS DE DISEÑO



donde: a : ordenada espectral
 a_0 : ordenada espectral para $T = 0$
 c : coeficiente sísmico básico
 r : exponente a dimensional
 T : periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
 $T_1 T_2$: periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	ao	T1	T2	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.15	0.05	0.80	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.05	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.57	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.8	2/3
	III	0.35	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.55	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estos deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

2.2.4 Factores de reducción por ductilidad según el
R.D.F. 87.

Características con las que se debe de estructurar para poder asignarle uno de los valores reglamentarios de Q.

Q = 4

En todos y cada uno de los niveles, se cumplirán los siguientes límites de porcentaje del cortante sísmico que será resistido por los siguientes elementos estructurales:

- 1.- Marcos dúctiles de acero o de concreto reforzado mayor o igual al 50 %
Muros dúctiles de concreto reforzado < 50 %
Marcos contraventeados.
- 2.- Muros de mampostería de piezas macizas ligados a la estructura según las Normas Técnicas Complementarias.
- 3.- En cualquier entrepiso, su valor del cociente de resistencia entre la carga será como mínimo el 65 % del promedio de esos cocientes de todos los entrepisos del edificio completo.

Q = 3

Se cumplen con los demás requisitos para Q=4, pero en algún nivel dejan de cumplirse los porcentajes especificados en sus párrafos 1 y 3. Entonces Q tiene que disminuirse a 3. Además en todos los entrepisos la resistencia puede estar suministrada por las estructuraciones siguientes:

- 1.- Losas planas (según las N.T.C. de concreto)

conectadas con columnas de concreto reforzado o de acero estructural.

- 2.- Marcos rígidos de acero estructural.
- 3.- Marcos rígidos de concreto reforzado.
- 4.- Muros de concreto reforzado.
- 5.- Combinaciones de muros y marcos de concreto reforzado.
- 6.- Cuando las construcciones son de madera, se resistirá el sismo por medio de diafragmas de madera contrachapada (triplay).

$Q = 2$

Habrá que disminuir Q al valor de 2, cuando en algún entrepiso no se cumplen completamente todos los requisitos para $Q=4$ y $Q=3$, pero la resistencia si es suministrada por medio de las estructuraciones siguientes:

- 1.- Losas planas conectadas a columnas de acero o concreto reforzado.
- 2.- Marcos contraventeados o no: De acero estructural o de concreto reforzado.
- 3.- Muros y columnas de concreto reforzado.
- 4.- Muros de mampostería de piezas macizas, que según las N.T.C. deberán estar confinados con dadas y castillos y/o columnas y traveses de concreto reforzado o de acero.
- 5.- En construcciones de madera:
Diafragmas de duelas inclinadas.
Muros de madera contraventeados y recubiertos

con elementos de madera maciza y recubiertos con duelas horizontales o verticales.

6.- Elementos de concreto pretensado o prefabricado.

$Q = 1.5$

1.- En todos los entrepisos la resistencia es suministrada por muros de mampostería de piezas huecas confinados o con refuerzo interior según las Normas Técnicas Complementarias.

Notas generales:

1.- En una misma construcción, puede considerarse un valor de Q para su dirección transversal y otro valor distinto para la dirección longitudinal.

2.- El valor de Q correspondiente a una construcción deberá reducirse, multiplicándolo por 0.8, si no se cumplen las condiciones de regularidad en su estructura.

2.3 Cargas sísmicas aplicadas a una construcción.

La respuesta de una construcción al movimiento del terreno que se asienta, se considera como un sistema de fuerzas aplicadas simultáneamente en diversos puntos de la construcción, la cual generalmente se considera como empotrada en el terreno por medio de su cimentación.

La suma total de esas fuerzas se llama fuerza cortante en la base o cortante basal V_0 y se calcula con la siguiente expresión:

$$V_o = W_o \left(\frac{C}{Q} \right)$$

Q

En donde:

W_o = Es el peso total de la construcción tomando en cuenta su valor de cargas vivas con su valor instantáneo.

Q = Es el factor de comportamiento sísmico de la construcción y su valor depende de sus características estructurales.

C = Es el coeficiente sísmico que depende de la sismicidad de la región en que se ubique la construcción y del tipo de terreno en el que está cimentada.

El reglamento de construcciones especifica las características para adjudicarle un valor de Q a la construcción en estudio ya que dispone del Mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana, que muestra los linderos de las regiones en las que se tienen establecidos los valores de C para cada uno de los tres tipos de terreno.

Como se definió anteriormente el reglamento especifica las características de tres tipos de terreno y muestra un croquis del D.F. para deslindar las zonas que abarca cada una. En cada zona está asignado el correspondiente valor de C para las construcciones del Grupo B. Para las del Grupo A según deberá usarse el valor de 1.50 de C.

También para dichas zonas se especifican valores de C/Q para aplicarse cuando se use el Método Simplificado de Análisis.

2.3.1 Ejemplo de cálculo de fuerzas sísmicas y cortante.

Ubicación del edificio : Col. Anzures.
Destino de la obra : Hospital.
Rigidez de entrepiso : Entre piso = constante

W = Peso:

Depende de los materiales, destino de la construcción, longitud de los elementos y estructura así como de la geometría de la construcción.

C = Coeficiente sísmico

Depende de la zona de ubicación, destino de la construcción, esbeltez, longitud de los elementos y estructura así como de la geometría de la misma.

Q = Factor de la ductilidad

Depende de la rigidez, deformaciones permisibles, cargas accidentales y la esbeltez.

Suponiendo los datos anteriores

$$V_0 = \frac{WC}{Q_2} = \frac{52(0.48)}{Q_2} = 12.48 \text{ Ton.}$$

F = fuerzas sísmica

$$F = \frac{wh}{S_{wh}}(V_b)$$

Resumen de cargas en la siguiente tabla (II.2)

CALCULO DE MOMENTOS EN LA BASE POR EFECTO SISMICO

NIVEL	ENTREPISO	w	h	wh	whi/s. wh (1)	F = (1)Vb	Vb
4	4o.	10	11.25	11.25	0.34	4.24	4.24 *
3		15	8.25	123.75	0.37	4.62	8.86
2		12	5.75	69.00	0.21	2.62	11.48
1		10	2.75	27.50	0.08	1.00	12.48
P.B.		5	0	0	0	0	
TOTAL		52		332.75	1.00	12.48	

Acumulados de F.

2.4 Método simplificado de análisis sísmico.

Se verificará que en todos los niveles la resistencia al cortante de los muros cargueros paralelos a la dirección en estudio del sismo, no sea menor que el cortante sísmico, no sea menor que el cortante sísmico en cada nivel.

Según N.T.C. para mampostería, el valor último de la resistencia se expresa:

$$V = 0.42 \frac{V_m}{RU} \text{ (Area horizontal de todos los muros paralelos al sismo).}$$

$$\text{se cumplirá que: } \frac{V}{RU} = 1.10 \frac{V_i}{RU}$$

Para calcular V_i se aplicará la distribución triangular de aceleraciones a partir del valor del cortante en la base $V_o = W_o(C/Q)$. calculandolo son los siguientes:

$$F = W_i h_i V_o / (W_i h_i)$$

Coefficiente de reducción de cargas Tabla 2

(C/Q)

Valores para construcciones del grupo B.

Altura de la construcción H.	ESTRUCTURACION Muros de piezas macizas o de diafragmas de madera contrachapada.			Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera *					
	Zonas del D.F.	H < 4	4 < H < 7	7 < H < 13	H < 4	4 < H < 7			
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11			
II Y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23			

NOTA:

* Diafragma de duelas de madera inclinadas o sistemas de muros formados por duelas de madera verticales u horizontales arriostradas con elementos de madera maciza. (Para construcciones del grupo A se usarán multiplicados por 1.50)

APLICACIONES:

Para saber si se puede aplicar este método de análisis a una construcción hecha a base de madera mampostería y concreto reforzado, habrá de verificarse que satisfaga los siguientes requisitos:

Requisitos para que a una construcción se le pueda aplicar el método simplificado de análisis sísmico.

1.- En cada planta, al menos el 75% de las cargas las soportan muros cargueros. Estos estarán ligados entre sí por medio de losas monolíticas u otros sistemas rígidos y resistentes al cortante.

2.- Dichos muros satisfacerán las N.T.C. de mampostería, de madera o de concreto reforzado.

3.- Su distribución en planta será sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Se aceptará alguna asimetría si existieran en todos los pisos al menos dos muros perimetrales cargueros y paralelos cada uno con un largo no menor que la mitad del mayor largo en planta del edificio.

4.- Las proporciones del edificio o cada una de sus partes que por estar separadas por adecuadas juntas de construcción se estudiarán como edificios independientes, serán:

largo en planta no mayor que 2 veces su ancho
altura no mayor que 1.50 veces su ancho en planta
altura no mayor que 13 m.

5.- Cuando un muro sea tan corto que su largo resulte que menor que el 75% de su altura piso o techo, habrá que reducir su capacidad de carga al cortante horizontal por medio de multiplicarle su resistencia por un factor de reducción:

(1.33 L/H) 2

2.4.1 Método simplificado (ejemplo numérico).

Manual no. 406 del Instituto de Ingeniería, pag. 45

1.- Cargas Gravitacionales.

Area por nivel $7m \times 9.60 = 67.20m^2$

Cargas por piso:

Azotea = $67.2m^2(0.68ton/m^2) = 45.70 ton.$

Etrepiso: = $67.2m^2(0.50ton/m^2) = 33.60ton.$

Peso de muros de planta alta; altura 2.40m

largos de tramos de muro: $3.5+3+3+1+3.5+4.0 = 18m$

$9.6+9.6+3+1+1.8+2.0 = 26m$

total = 44 m

Peso = $2.90m (44m) 0.27ton/m^2 = 28.512 ton.$

Peso de muros de planta baja

altura = 2.90m

	longitudinales	23.70m
Largos	Transversales	15.00m
	total	38.70m

Peso = $2.90m (38.70m) 0.27 ton/m^2 = 30.30 ton.$

Resumen de cargas Gravitacionales

Nivel en m	W en ton.
5.50	45.7
3.00	33.6
1.50	30.3
	Wo = 138.1 ton.

2.- Cálculo de cargas horizontales del sismo:

Sea una construcción del grupo B en la zona II del D.F.
altura $4\text{m} < 5.50\text{m} < 7\text{m}$

Muros de piezas macizas tabique recocido (de la tabla se observa que C/Q) = 0.16).

Entonces : $V_0 = 0.16W_0 = 22.1 \text{ ton.}$

(continúa el ejemplo)

Distribución Triangular de Aceleraciones

$$F_i = W_i h_i V_i / (W_i h_i)$$

F_i = Fuerza Sísmica en cada Nivel i . (con $f.c. = 1.10$)

Nivel h_i	W_i	$h_i W_i$	F_i ton	V_i ton.	V_i última (F.C.)	V_i
5.50	45.7	251.3	11.5	11.5	12.65	
3.00	62.1	186.3	8.5	20.0	22.02	
1.50	30.3	45.4	2.1	22.1	24.28	ton
	138.1	483.1	22.1			

3.- Revisión de los Muros de la Planta Baja

a.- para Sismo en dirección Transversal.

(véase dibujo de planta de muros en hoja 13)

MURO	LARGO m.	$L/h = L/2.90$	(1.33 $L/2.90$):	LARGO EFFECTIVO m.
A	3.50	1.17		3.50
B	2.00	0.67	0.79	1.59
B'	1.00	0.33	0.19	0.19
C'	3.00	1.00		3.00
D	2.00	0.67	0.79	1.58
E	3.50	1.17		3.50
	Suma de los Largos Efectivos m. =			13.35

b.- Cálculo de la Resistencia de los Muros Transversales

Resistencia: $V = (v) \text{ AREA} = v (14 \text{ cm}) 1335 \text{ cm} = v (18630 \text{ cm}^2)$

Según las Normas T.C.R.D.F. 87. para muros "confinados" de tabique recocido con mortero Tipo I. $v_m = 3.50 \text{ Kg/cm}^2$

y es la fórmula del cortante resistente: $v = F (0.7) v_m$

en donde $F = 0.6$. $v = 1.47 \text{ Kg/cm}^2$

$$v = 1.47 (18,690) = 27,474 \text{ Kg} = 27.4 \text{ ton}$$

Para toda la construcción basta ya con esta sola revisión. La Resistencia 27.4 ton. es mayor que la Fuerza Cortante Última en Planta Baja = 24.28 ton. Entonces el diseño si es aceptable. La resistencia es mayor, por que hay mas muros, en dirección longitudinal y en planta alta es menor el cortante

2.5 Método Estático.

2.5.1 Rigidez de piso definición y formulario.

En cada nivel de un edificio, y en cada una de sus direcciones principales (ortogonales en planta) x o y; existirán diversos elementos que resistan el cortante sísmico.

Por ejemplo:

Marcos continuos de traves y columnas ligadas entre sí por nudos rígidos y que resistan por medio de flexocompresión y fuerza cortante en sus tableros.

Marcos contraventeados que resistan principalmente fuerzas axiales.

Marcos que confinan a muros (cargueros de mampostería o de concreto reforzado) que trabajan esencialmente fuerzas cortantes.

Se considera que estos son marcos planos, por lo que resisten fuerzas cortantes horizontales unicamente si están contenidos en sus propios planos, y que en dirección perpendicular a su plano los marcos no tienen ninguna capacidad para resistirlas.

Para cada uno de los marcos se podrá calcular su rigidez individual utilizando la siguiente relación, la cual se define como el cociente de la cortante entre el desplazamiento que le ocasiona:

$$R = V/A$$

Para calcular estos valores se encuentran los formularios de análisis estructural por ejemplo. las fórmulas de Wilbur

que son suficientemente aproximados para marcos continuos regulares.

Conociendo ya este valor para cada uno de los marcos sensiblemente paralelos a la dirección principal en estudio, se hace la suma total de rigideces de todos ellos y al resultado se le llama Rigidez de piso: $R_{ix} = S \text{ km}$

Se supone así que en dirección del sismo, el piso se traslada (sin deformarse) paralelamente a si mismo, un desplazamiento D_i que se calcula como el cociente del cortante sísmico entre la rigidez de piso K ejemplo en la dirección x-x:

$$\Delta_{ix} = V_x/R_x$$

Estos desplazamientos de cada piso, son los que se suman de abajo hacia arriba, para evaluar los desplazamientos del edificio respecto al suelo y aplicarlos en la fórmula simplificada del período natural del edificio (T). (ver ejemplo numérico del método estático.

ANALISIS SISMICO POR EL METODO ESTATICO

EJEMPLO: SISMO EN EDIFICIO

N I V E L	FUERZAS SISMICA EN CADA NIVEL					DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS			T PERIODO NATURAL DE VIBRACION DEL DIFICIO		REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS DEBIDAS AL VALOR DEL PERIODO T		FUERZA SISMICA EN LOS APENDICES				
	DISTRIBUCION TRIANGULAR DE LAS ACELERACIONES					RIGIDEZ DE PISO = Vi/Ri	Xi	Xi	Xi Fi	Xi² Wi	R hi	R hi²	SEA W APENDICE = 1 Ton.				
	Wi	hi	hiWi	Fi	Vi								Ri	cm	cmton.	cm² Ton	0.07076 hi
	Ton.	m	mton	Ton.	Ton.	Ton/cm	cm	cm	cmtton.	cm² Ton	0.07076 hi	0.001651 hi²	Ton.				Ton.
5	300	15	4500	20.7	20.7	100	0.267	2.04	42.23	1248	1.96	0.37	17.2	0.057	1.425	2.425	0.097
4	400	12	4800	22.1	42.8	100	0.428	1.84	40.66	1354	0.95	0.233	17.4	0.044	1.102	2.1	0.084
3	400	9	3600	16.6	59.4	200	0.297	1.4	23.38	795	0.64	0.133	12.4	0.031	0.775	1.775	0.071
2	400	6	2400	11.1	70.5	200	0.353	1.11	12.27	493	0.42	0.055	7.74	0.019	0.475	1.475	0.059
1	400	3	1200	5.52	76	100	0.76	0.76	4.2	231	0.21	0.05	3.6	0.009	0.225	1.225	0.057
	1900		16500	76					122.74	4121							

77° h (76) = 58.28

▲ C O M P A R A R ▲

REQUISITOS DEL R. D. F. 87{

$C=0.16, Q=4$

Vo = C/Q Wo = 0.16/4 (1900)

$T = 6.3 \sqrt{\frac{1 \sum (Xi^2 Wi)}{981 \sum (Xi Fi)}}$

Vo = 76 Ton.

Fi = Wihi Vo / (Wihi)

$T = 6.3 \sqrt{\frac{1 \cdot 4121}{981 \cdot 122.74}}$

Fi = Wihi 76/16500

$T = 1.17 \text{ seg.} \rightarrow T_b = 0.6 \text{ seg}$

$q = (T_b/T) = (0.6/1.17) = 0.7161$

$R = [1 - q(1 - q)] \sum \frac{Wi}{\sum (Wihi^2)}$

$= [1 - (0.7161)(1 - 0.7161)] (1900/16500) (0.7161)$

$= 0.07076$

$R = 1.5 q \sqrt{\frac{1 - q}{\sum (Wihi^2)}}$

$= 289.70 / 175,500 = 0.001651$

$Fi = Wi C/Q (R hi + R hi^2)$

APENDICES

$C'i = Fi/Wi$

$Fa = C/Q Wa (1 + 4 C'/C)$

$Fa = 0.04 Wa (1 + C'/0.01)$

$= 0.04 (1 + 25 C') Wa$

2.6 Distribución de la fuerza cortante sísmica en un nivel del edificio.

Consideraciones Generales y formulario

Para el análisis y diseño de los elementos estructurales de un edificio hay que considerar los resultados más desfavorables de los diversos estados de carga posibles. En lo que respecta del sismo habrá que estudiar por separado los efectos de la acción del mismo al menos en dos direcciones principales perpendiculares en planta, se llamarán la $x - x$ y la $y - y$.

La finalidad de este estudio será (ya una vez calculados los valores de los cortantes sísmicos en cada uno de los niveles del edificios), calcular el valor del cortante en cada uno de los marcos de cada nivel, tanto para sismo en dirección $x - x$ como en el caso de que actúe en dirección $y - y$. Se parte de las siguientes consideraciones:

1) En todos los niveles del edificio, los sistemas de piso son tan rígidos e indeformables horizontalmente, que funcionan como diafragmas que no se deforman sino que solo giran y se trasladan paralelamente a sí mismos. Gracias a eso, cada sistema de piso distribuye la acción sísmica entre todos los marcos de su nivel inmediato inferior.

2) El cortante total que recibirá cada marco será la suma de dos parciales colineales: el debido a la translación del piso, llamado cortante directo y el causado por el giro llamado cortante por torsión.

3) El cortante directo solamente lo tomarán los marcos paralelos a la dirección del sismo, para cada uno valdrá: el

producto del desplazamiento del piso por la rigidez individual de ese marco k .

$C \Delta_i = k \Delta_i$; pero el desplazamiento es el cociente del cortante sísmico V entre la rigidez del piso $K = \sum K_i$ entonces queda:

$$C \Delta_i = k_i (V / \sum K_i)$$

este valor es independiente de la ubicación del marco en planta.

4) El giro del piso θ se efectúa en derredor de un punto de la planta llamado centro de torsión, y lo causa el llamado momento de torsión; que es el producto de las fuerzas cortantes sísmicas V por su distancia al centro de torsión llamada excentricidad sísmica.

5) El centro de torsión se localiza en el cruce del eje centroidal de las rigideces de los marcos paralelos al eje $x - x$ con el correspondiente eje centroidal de las rigideces de los marcos paralelos al eje $y - y$.

La posición de estos ejes se calcula fácilmente tomando momentos estáticos de las rigideces respecto a ejes $x - x$ y $y - y$ que resulten cómodos para la aritmética:

$$x = \sum (k_y x) / (\sum k_y) \quad y \quad y = \sum (k_x y) / (\sum k_x)$$

6) La magnitud del giro del piso es $\theta = M_t / J$ la llamada rigidez del piso, es el momento polar de inercia de las rigideces de todos los marcos del piso, respecto al centro de torsión.

J se calcula como la sumatoria de los productos, para

cada marco, de su rigidez por el cuadrado de su distancia al centro de torsión.

$$J = \sum Kx_i (y_{ct})^2 l_i + \sum Ky_i (x_{ct})^2 l_i$$

marcos paralelos marcos paralelos
al eje x - x al eje y - y

7) Así todos los marcos del piso, tanto los paralelos como los perpendiculares a la dirección del mismo, sufren cortante por torsión que se calcula:

$$CTor_i = d_i k_i \theta$$

En donde :

d_i = Es la distancia del marco i al centro de torsión.

k_i = Es la rigidez del marco i

θ = Es el giro del piso $\theta = MT/J$.

8) En los marcos paralelos al marco, que son los únicos que reciben cortante directo, la magnitud de este se sumará o se restará a la del marco respecto al centro de torsión:

a) Las magnitudes se suman si el marco está del mismo lado que la fuerza cortante sísmica V .

b) Las magnitudes se restan si el marco queda del lado opuesto a dicha fuerza.

Explicación: Las cortantes directos siempre tienen la dirección y el sentido de la fuerza cortante sísmica V . Mientras que las cortantes por torsión tienen el sentido del momento torsionante MT . Que para cada marco depende de su posición en la planta.

9) A este respecto, los reglamentos especifican que para calcular el MT en las fórmulas del cortante por torsión se usen dos excentricidades para la fuerza cortante sísmica V_i

Una excentricidad máxima $e_{max.} = 1.5 e_s + B/10$

que se usará en el cálculo del cortante por torsión en los marcos en los que este se sumará al cortante directo.

Una excentricidad mínima $e_{min.} = e_s - B/10$

para calcular el cortante por torsión en los marcos en que se le restará al cortante directo.

10) Para cada marco habrá que calcular dos valores para el cortante total que reciba. Uno en el caso de que el sismo actúe en la dirección $x - x$, y otro valor debido al sismo actuando en dirección $y - y$.

Además el Reglamento especifica que para cada marco al efecto del sismo en una dirección se le sume el 30% del efecto del sismo que actúe en dirección perpendicular.

A continuación se muestra como quedan las fórmulas del cortante total para dos ejemplos de marcos de la figura.

En el marco a

Para el sismo en dirección $x - x$

$$CTotax = CDax + CTorax + 30\% CTotay$$

$$CTotalax = K_a(V_x/EK_x) + d_a K_a(V_x/J) e_{y_{max}} + 30\% CTotay$$

Para el sismo en dirección $y - y$:

$$CTotalay = 0 + d_a K_a (V_y/J) e_{x_{max}} + 30\% CTotax$$

En el marco b

Para sismo en dirección $x - x$:

$$CTotalx = K_b(V_x/EK_x) - d_b K_b(V_x/J) e_{y_{min.}} + 30\% CTotcy.$$

Para sismo en dirección $y - y$:

$$C_{Totalcy} = 0 + d_k c(V_y/J) e_{x\max} + 30\% C_{Totalcx}$$

En estas fórmulas las literales significan:

K_n = la rigidez del marco n (en estudio)

d_n = distancia del marco n al centro de torsión

ΣK_x = sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos al sismo $x - x$.

ΣK_y = sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos al sismo $y - y$.

Nota: En las fórmulas de la excentricidad la B siempre significa la dimensión n de la planta que es perpendicular a la dirección del sismo V .

2.6.1 FÓrmula del cortante por torsión

En un determinado nivel del edificio, todos los marcos giran en el mismo ángulo en derredor de centro de torsión, cuando es aplicado el momento torsionante externo, causado por el sismo actuando en una de las direcciones principales: x ó y .

$$M_{Tx} = V_x (e_y) \quad \text{ó} \quad M_{Ty} = V_y (e_x) \dots \dots \dots (1)$$

El desplazamiento Δ causado por el giro θ tiene proyecciones según los dos ejes principales: x y y .

$$\Delta_x = \Delta \cos \alpha = \frac{\Delta}{r} \cdot y \quad \Delta_y = \Delta \sin \alpha = \Delta \frac{x}{r} \dots \dots (2)$$

Todas las estructuras resistentes (marcos, muros, etc.) sensiblemente paralelas a cualquiera de los ejes x ó y , desarrollan fuerzas cortantes proporcionales a su correspondiente rigidez: R .

En los marcos paralelos al eje x :

$$F_x T_i = R_x l \Delta x$$

$$F_x T_i = R_x l \Delta / r \quad (y_l) \quad \dots\dots\dots (3)$$

En los marcos paralelos al eje y y análogo:

$$F_y T_i = R_y l \Delta y$$

$$= R_y l \Delta / r \quad (x_l) \quad \dots\dots (3)$$

EL ángulo θ girando es muy pequeño y se acepta que:

$$\Delta = \theta r \quad \dots\dots (4)$$

Sustituyendo (4) en las dos ecuaciones de (3) :

$$F_x T_i = y_l R_x l \theta \quad \dots\dots (5) \quad F_y T_i = x_l R_y l \theta \quad \dots\dots (6)$$

Respecto al centro de torsión los momentos estáticos de cada una de las fuerzas resistentes se expresan así:

$$M_{fxi} = y_l F_{xTi} = y \quad R_x l \theta \quad ; \quad M_{fyi} = x_l F_{yTi} = x \quad R_y l \theta \quad \dots\dots (7)$$

Por condición de equilibrio, la suma de estos momentos estáticos de todas las fuerzas resistentes será igual al momento de torsión externo:

$$M_T = \Sigma M_{Fx} + \Sigma M_{Fy} = \Sigma (Y \quad R_x \theta) + \Sigma (x \quad R_y \theta)$$

$$M_T = \theta (\Sigma R_{xy} + \Sigma R_{yx}) \quad \dots\dots (8)$$

El momento polar de inercia de las rigideces de todos los marcos respecto al centro de torsión será:

$$J = \Sigma R_{xy}^2 + \Sigma R_{yx}^2 \quad \dots\dots (9)$$

Entonces $M_T = \theta J$ por lo tanto: $\theta = M_T / J \quad \dots\dots (10)$

Sustituyendo (10) y (1) en las (5) y (6) :

Para sismo actuando en dirección $x - x$

Para marcos paralelos al eje $x - x$:

$$F_x T_i = y_i R_x i (M T_x) / J = y_i R_x i V_{xey} / J \dots\dots\dots (11)$$

Para marcos paralelos al eje y :

$$F_x T_i = x_i R_y i (M T_x) / J = x_i R_y i V_{xey} / J \dots\dots\dots (12)$$

Analogamente cuando el sismo actúa en la dirección $y - y$:

Para los marcos paralelos al eje x :

$$F_x T_i = y_i R_x i V_y e_y / J \dots\dots\dots (13)$$

Y para los marcos paralelos al eje y :

$$F_y T_i = x_i R_y i V_{ley} / J \dots\dots\dots (14)$$

SINTEISIS DEL PROCESO DE CALCULO DE FUERZAS SISMICAS (R.D.F. 87)

UBICACION de la Construcción: REGION del país: REGLAMENTO LOCAL

A cual Grupo pertenece la Constitución según su USO: "A" o "B" ?

REGLAMENTO DE SISMOLOGIA COEFICIENTE SISMICO según ZONAS del TERRENO

ZONA	Forma	II transición	III considerable
LSO -----	A	C = 0.24	C = 0.60
	B	C = 0.16	C = 0.40

El sismo es estacionario o menos en dos direcciones principales en planta

TIPO DE LA ESTRUCTURA: I, II, III, IV

ELECCION DEL METODO PARA EL ANALISIS

¿Cumple con los Requisitos para el Método SIMPLIFICADO ?

Según la zona de terreno: VALOR de C

Según características y material de la Estructura:
VALOR de C = 4,3,2,1,5,6,1

Para los demás de TIPOS I y II según la altura del edificio

menor de 60 m?

mayor de 60 m?

Entonces puede usarse el METODO "ESTÁTICO"

DIAGRAMA TRIANGULAR DE ACELERACIONES
Distribución de Cargas de Sismo en cada Nivel del Edificio:

$$F_i = \dots \cdot V_o \cdot Z(w_i/h_i)$$

CORTANTE EN C/NIVEL:
 $H_i = \sum F_i$

ESTIMACION DE LAS RIGIDEZES DE PISO $K_i = \dots$

DEFORMACION DE CADA PISO $\Delta_i = \dots$

Desplazamiento Total respecto al Suelo $\Delta = \sum \Delta_i$

Fórmula del PERIODO NATURAL DE VIBRACION $T_{seg} = 0.3 + 0.1 \cdot \Delta$

ESPECTRO DE DISEÑO de la Zona de Terreno

"PENDULO INVERTIDO"
Añadir momento en el Nudo
 $M = 1.5 \cdot V_o \cdot \Delta$

Tabla de Valores: C/C según terreno, altura y materiales

Cortante en la Base
 $V_o = W_o \cdot C/C$

DIAGRAMA TRIANGULAR DE ACELERACIONES
 $F_i = V_o \cdot (w_i/h_i)^2$

Cortante $V_i = F_i$

Para cada Nivel, y en cada dirección se debe calcular la suma de Largos efectivos de MUROS ya con sus Reducciones = L

Espesor de los Muros = E

Área de todos los muros paralelos al Sismo $A = E \cdot L$

Esfuerzos "Cortante Nominal" según material V_m

RESISTENCIA ULTIMA AL CORTANTE
 $V_u = A \cdot (0.7 \cdot V_m) \cdot C$

RESISTENCIA de cada Nivel en las Direcciones de Sismo

CONTINUACION DE LA PAGINA ANTERIOR

ESPECTRO DE DISEÑO de la ZONA DE TERRENO

$T_c < T_b$

$T_c \geq T_b$

$T_c > T_b$

$C = 1 + (C_0 - 1) / T_c$
 $q = (1 + 3T_c / C) C / 4$
 $V_0 = W_0 (C/2)$
 F_i proporcional al valor reducido de V_0

No se hace reducción de la F_i ...
 $V_0 = W_0 C / 2$

$\alpha = (T_b / T_c) \leq 0.25$
 $K_1 = \alpha [1 - (1 - \alpha)]^{1/2} W_0 / (W_0 h)$
 $K_2 = 1.5 \alpha [1 - \alpha]^{1/2} W_0 / (W_0 h^2)$
 $F_i = W_i (C/2) / K_1 h_i - K_2 h_i^2$

RESULTADO:

DISTRIBUCION DE LAS CARGAS A TRAVES DE LA ALTURA DEL EDIFICIO

DISTRIBUCION EN CADA NIVEL DE SU PROPIA FUERZA CORTANTE:
 V_i En todos y cada uno de sus MARCOS

DESPLAZAMIENTOS $= (Q X_i)$ para calcular separaciones entre los edificios

MOMENTO DE VOLTEO REDUCIDO M_i Para calcular los CIMENTOS
 $Z_i = n_i H$ total.
 $M_i = M_{ul} (Z_i + 2 Z_0)$

En cada nivel (i), tanto para la dirección transversal (x) como para la longitudinal (y) del Sismo, Calcular como suma vectorial de las F_i : la Magnitud y la Posición de su Fuerza Cortante:

$$V_i = \sum_u F_i$$

Sólo los Marcos paralelos al Sismo llevan su "CORTANTE DIRECTO".
 $C.D. = K_n (\sum_u K_n)$

Localizar el centro de gravedad de las rigideces K_n de todos los marcos de ese nivel: (c. de t.) llamado "CENTRO DE TORSION"

MOMENTO POLAR DE INERCIA respecto al c. de t. de las rigideces de todos los Marcos:
 $J = \sum (K_n \cdot r_n^2)$

Excentricidad Sísmica e entre V_i y el c. de t.

Excentricidad REGLAMENTARIAS: $e_{MAX} = 1.5 e \leq 0.10E$ $e_{MIN} = e \geq 0.10E$

FORMULAS DEL CORTANTE POR TORSION

En un marco n. con su rigidez = K_n y su distancia al c. de t. = d_n

Para marcos Perpendiculares al SISMO y para los Paralelos al SISMO Para marcos Perpendiculares al SISMO para volantes del lado OPUESTO a la dirección al c. de t.

C.TORn = $\pm e \cdot d_n (V_i / J) \leq MAX$ C.TORn = $\pm e \cdot d_n (V_i / J) \leq MIN$

CORTANTE TOTAL EN CUALQUIER MARCO para una dirección "x" del SISMO:
 C. TOTALx = C.D.x \pm C. TORx + 30% (C. TOTALy causado en el mismo marco por Sismo en dirección "M" perpendicular a la "N")

CAPITULO III

3.1 INTEMPERISMO EN LAS ESTRUCTURAS DE MADERA.

En México no existe una gran industria de estructuras de madera como la hay en otros países; en los cuales ya se han desarrollado procedimientos de alta tecnología, que mejoran mucho las ventajas naturales de la madera, tanto las estructurales como las de resistencia al intemperismo.

En nuestro país la promoción de la vivienda de interés social se basa en créditos del tipo hipotecario sobre la edificación. Entonces resulta difícil conseguir créditos para casas construidas totalmente de madera, puesto que las instituciones hipotecarias y de seguros la consideran material de gran riesgo y corta vida útil.

Por eso la madera es más bien usada en obras provisionales y algunos otros tipos como durmientes para ferrocarril, postes y pilotes para cimentaciones. Sin embargo existen algunas empresas que fabrican sus casas totalmente de madera, argumentando que ahora usan su material industrialmente tratado para resistir fuego e intemperismo en alto grado. La aplicación de esas tecnologías podría propiciar como sucede en otras naciones, el uso extensivo de la madera para la vivienda en las zonas de nuestro país en donde resultara económicamente competitiva con respecto a otros materiales.

Entre los principales enemigos de las estructuras de madera están el fuego y varias especies de seres vivos, como son: los hongos, los insectos y los roedores. Y cuando la madera está sumergida en el mar, ciertos moluscos y crustáceos la atacan también.

3.1.1 Agentes agresores de la madera.

a) Hongos

Cuando hay humedad en la madera, esta es atacada por varias especies de hongos. Algunos le disminuyen su resistencia lentamente (como el *Fomes Pini*), otras (como el *Poliforus Schweintzi*) con gran rapidez desde el principio de su ataque.

Los menos dañinos solamente le causan las manchas y decoloraciones, pero otros la deterioran gravemente. De estos algunos comienzan consumiendo su celulosa y las zonas atacadas adquieren coloración café hay otros hongos que consumen tanto la celulosa como la lignita y la coloración que resulta es blanquecina.

Este proceso de pudrición se efectúa siempre en presencia del agua. Aunque existen especies de hongos que suben el agua desde el terreno y desde zonas que antes habían atacado, hasta los tramos originalmente secos, pudriéndolos también; así sucede en los postes y en los pilotes.

Al continuar el ataque, llega a podrirse la madera volviéndose frágil y desmoronable, debilitando su resistencia mecánica y perdiendo totalmente su capacidad de carga en las estructuras. Existen maderas de ciertas especies que si resisten a los hongos y se emplean en construcciones que quedarán expuestas a la humedad. Las demás especies de maderas deberán ser tratadas antes de usarlas en las construcciones.

De cualquier manera, las construcciones de madera deben proyectarse de modo que drenen rápidamente la lluvia y además

se mantengan siempre lo mas secas posibles.

b) Insectos.

Desde que está en árboles y también cuando ya es cortada, la madera puede ser atacada por varias especies; sobre todo en las zonas en las que haya sido ablandada por hongos.

Los mas comunes insectos agresores son: el comején, la polilla, la hormiga blanca (termita), hormiga carpintera, palomilla de San Juan. etc.

Existen dos grupos principales:

a) Los subterráneos que atacan árboles y construcciones desde sus contactos con el suelo: raíces y cimientos, en donde establecen colonias (hormigueros).

b) Los de maderas secas que no llegan por el suelo, y que atacan indistintamente maderas en condicioes secas o húmedas.

Estos insectos, atacan a muchas especies de maderas comiendoselas y además a veces las usan para su propio albergue, asi practican perforaciones y largos túneles dentro de las piezas de madera llegando hasta la destrucción de las obras.

c) Animales marinos.

En las aguas saladas o de mar, se encuentran diversas especies de animales acuáticos que se comen a la madera sumergida y a la mojada por mareas y oleaje.

Con este ataque destruyen embarcaciones y estructuras fijas, a distintas velocidades, a veces en menos de un año. Se les llama comúnmente Broma o polilla marina.

Los hay de la familia de los moluscos como el Bankia y el Teredo, tienen forma de gusano y proceden perforando desde afuera un pequeño agujero en la superficie de la madera, por el cual penetran. Desde afuera estos pequeños agujeros quedan como únicas señales de su ataque, pero los animales ya nunca salen a la superficie sino que permanecen comiéndose la madera por dentro, van fabricando huecos y túneles cada vez mayores que se van llenando con sus propios cuerpos de volumen creciente.

Los de falla de los crustáceos abarcan a las limnorias, las esferomas, las cheluras, las martelinas, etc. Proceden estos atacando a la madera superficialmente, causando deterioros con disminución de la sección de la pieza exteriormente muy visibles.

3.1.2 Técnicas de protección.

Estos procedimientos se aplican industrialmente al través de la superficie límite de las piezas de madera, por lo que no deberán dejarse zonas sin tratar que mas tarde quedarían expuestas y serían superficies vulnerables.

Por lo tanto se requiere que el tratamiento sea aplicado solo a piezas ya completamente terminadas de labrar, es decir que ya se les haya aplicado definitivamente todos los agujeros y recortes de diseño necesarios para su montaje final en la estructura, de modo que no tengan que sufrir modificaciones al pie de la obra .

En general estos tratamientos consisten en aplicarle a la madera productos químicos, para lo cual existen dos tipos principales de procedimientos: las impregnaciones y los recubrimientos superficiales

De estos diversos tratamientos, los llamados preventivos tienen como finalidad proteger a la madera contra el ataque de agentes específicos tanto para construcciones en tierra como para las localizadas junto al mar.

Para estas obras marinas estos tratamientos son muchos más eficaces que los ahora anticuados tradicionales.

Entre los tradicionales ya históricos se recuerdan los siguientes:

El carbonizado superficial, el embreado, el alquitranado, algunas pinturas etc.

Específicamente para pilotes en obras marítimas se aplicaban diversos forros y blindajes como:

Placas de ciertos metales, textiles empapados con sustancias repelentes, enclaustrado en tubos de barro vitrificado, recubrimientos de concreto y el muy seguro pero costosísimo: carcasas de fierro fundido.

Por otra parte, para estructuras en tierra también hay tratamientos fuego-retardadores, que se aplican para disminuir la velocidad de la destrucción que causa el fuego.

3.1.3 Tratamientos preservativos.

Las impregnaciones son los mejores tratamientos preservativos, consisten en lograr que las piezas de madera

absorban en sus capas superficiales sustancias que sean repelentes y tóxicas para sus agresores.

Existen diversos procedimientos para impregnar la madera tanto la verde como la ya secada en aire, en general consistente en encerrarla en retortas industriales llamadas marmitas en donde se le somete a varios ciclos de condiciones alternadas de vacío, alta temperatura y alta presión con introducción de las sustancias preservadoras, durante periodos de 5 a 12 hrs.

Algunas de estas sustancias son productos industriales disueltos en agua y otros en aceites.

Las aceitosas son preferidas para maderas que quedarán expuestas a la intemperie (por ejemplo los durmientes para vías de ferrocarril) aunque resultan piezas sucias, malolientes, de acabado áspero difícil de pintar y aumentada su combustibilidad.

De este grupo de sustancias las principales son: el alquitrán de hulla o creosota y la creosota incristalizable. Hay otras también aceitosas que aunque son menos efectivas en su función preservadora, dan por resultado piezas mas limpias y menos difíciles de pintarse después del tratamiento. Entre estas se tienen: los fenoles clorados, el naftalato de cobre y el muy usado pentacloro-fenol.

Los preservativos disueltos en agua, se usan para piezas que no vayan a quedar muy expuestas a la lluvia. Sus ventajas son su limpieza, no dejan tan mal olor ni son tan difíciles de pintarse las piezas después de tratadas. Las mas conocidas de estas sustancias para soluciones acuosas son las siguientes:

- 1) el cloruro de zinc.
- 2) el cloruro de cromado de zinc.
- 3) el cromato de zinc.
- 4) el meta-arseniato de zinc.
- 5) el arseniato de cobre amoniacal.
- 6) el arseniato cromado de cobre.
- 7) el arseniato cromado de zinc.

Además de muy diversos productos patentados que son mezclas sales.

3.1.4 Tratamientos superficiales.

Así se les llama a diversos procedimientos que, aunque usan casi siempre las mismas sustancias que las impregnaciones, son de menor costo y más fáciles de ejecutar, pero los resultados no son tan duraderos.

Entre ellos se mencionan:

- a) Aplicaciones por brocha o por aspersión
- b) Remojado en aceites o macerados en soluciones acuosas.
- c) Difusión (por capilaridad) de soluciones acuosas, se experimentó también un proceso doble en que además se aplicaba una segunda solución que en el interior de la madera reaccionaba químicamente con la primera y se depositaba un compuesto preservador.
- d) Procesos de baños calientes (113 °C) inmediatamente alternados con baños fríos (32 °C) de líquidos preservativos
- e) Tratamientos al vacío seguidos de baños.

3.1.5 Tratamientos retardadores de la combustión. y síntesis de recomendaciones.

Algunos de estos se aplican por impregnación y otros por recubrimiento superficial. A veces son las mismas sustancias que se usan en los tratamientos preservativos, pero aplicadas con mayor intensidad para lograr mayor penetración y retención dentro de la madera.

a) Por impregnación :- Entre las que se pueden aplicar por impregnación, hay sustancias muy efectivas para retardar la combustión de la madera; pero se usan poco por resultar muy caras. Las que mas se emplean son diversos compuestos producidos con marca registrada industrial, cuya calidad se valora por la duración de su efecto en las piezas tratadas. Los mas comunes son: el ácido bórico, el cloruro de zinc, el tetraborato de sodio (borax). Los compuestos de amoníaco como son: el monofosfato, el fosfato doble y el sulfato.

Estos tienen diversos grados de efectividad para retardar e impedir la aparición de la flama, pero otro grado distinto para retardar la incandescencia de la madera expuesta al fuego.

b) Tratamientos superficiales

Para estos tratamientos se usan soluciones acuosas, por lo que no se recomiendan para piezas de madera que vayan a quedar espuestas a la lluvia o a la nieve.

Se basan en compuestos químicos solubles en agua como :
el fosfato de amonio, el tetraborato de sodio (borax) el

silicato de sodio y el carbonato básico de plomo. También se usan otros menos solubles en agua, por ejemplo: el borato de zinc, el hule clorato, la parafina clorada, etc. Estos se usan en la fabricación de productos de patente, que son usados con efectividad solamente mediana para maderas expuestas a la intemperie.

Síntesis de recomendaciones.

Para el uso de la madera como material estructural se deben observar las siguientes recomendaciones básicas:

En el proyecto de obras nuevas:

- 1) Diseñar para mantener las estructuras libres de humedades.
- 2) En la construcción usar solamente maderas sanas y con buen tratamineto previo.
- 3) Al terminar las estructuras aplicarles recubrimientos adecuados.
- 4) Durante la vida útil de la construcción, continuamente recubrirlas adecuadamente, siguiendo especificaciones del programa de mantenimiento.

En el caso de obras existentes:

- 1) Modificar lo necesario los diseños para librarlas de las humedades que pudieran tener.
- 2) Aplicar adecuados recubrimientos.
- 3) Continuar los periódicos recubrimientos según programa de mantenimiento.

3.2 Degradación en el concreto.

Se le llama degradación en elementos estructurales o no, al daño prematuro que sufren causado por agentes físico-químico.

Algunos de estos agentes provienen del medio ambiente y propiamente se llamarían agentes intemperizantes. Pero otros se generan por defectos o características con las que resultó elaborado un concreto específico. En general, la degradación disminuye la resistencia última del concreto y también su módulo dinámico de elasticidad.

Las causas y los mecanismos de la degradación del concreto, tienen como antecedentes teóricos: la química del cemento y la del proceso de hidratación que se le propicia con el objeto de lograr la manufactura del concreto. Como se verá en las siguientes secciones.

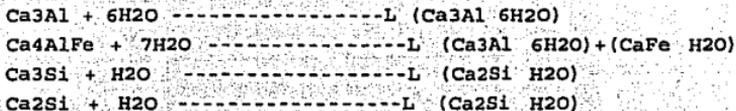
3.2.1 Composición química de los cementos

El cemento Portland Tipo 1 contiene aproximadamente los siguientes porcentajes en peso de compuestos químicos principales:

46%	de silicatos tricálcico	Ca3Si	
28%	de silicatos dicálcico	Ca2Si	
11%	de aluminato tricálcico	Ca3Al	
3%	de aluminio-ferrita tricálcica	Ca4AlFe	
3%	de sulfato de calcio (yeso)	CaSO4	
	3%	de óxido de magnesio	MgO
	0.5%	de óxido de calcio	CaO
	0.5%	de óxido de sodio y potasio	NaKO

Cuando el cemento se mezcla con el agua, su disolución y

su hidratación tienen las siguientes reacciones:



Se puede observar que el fraguado inicial es causado por la hidratación del aluminio tricálcico, que en una reacción muy exotérmica forma cristales hidratados. Enseguida viene el endurecimiento del concreto que, tardará varios días en alcanzar valores útiles de resistencia estructural, pero que continuará por años con menores velocidades.

Dicho endurecimiento se debe a la hidratación progresiva del silicato tricálcico y del dicálcico, se considera que así se van formando lentamente el Gel Tobermorita. Cuando es observado el concreto con microscopio aumentado 50,000 veces, dicho gel muestra formas de inflorescencia que tienden a enrollarse formando fibras huecas.

Estas formas cambian ya sea por esfuerzos de fatiga o humedad, por lo tanto el concreto se degrada. Estos son cambios en las formas de su cristalografía, pero no son cambios químicos porque los silicatos son muy estables. El hecho de que las reacciones de fraguado sean exotérmicas, ocasionan la tendencia a expansiones que provocan fisuramientos.

Es por esta razón por lo que se procura evitar en los cementos la presencia de la cal libre y el óxido de magnesio, porque ocasionarían grandes expansiones dentro de la masa del concreto.

Otra práctica recomendable es la de darle al concreto una buena granulometría de sus agregados, para lograr la máxima densidad de la mezcla.

También la de lograr la adecuada relación agua / cemento, en general de 0.4 a 0.5. Porque si esta relación a/c fuera muy baja resultaría demasiada porosidad en el concreto por el exceso de agua disminuiría la sanidad y la resistencia del concreto.

3.2.2 Tipos de cementos.

Para que el concreto se degrade lo menos posible, conviene seleccionar el tipo de cemento mas adecuado, de acuerdo al uso en la obra a que se le asigne y al medio ambiente donde se va a ubicar.

Los tipos de cementos se clasifican dependiendo de su resistencia así como de sus características de fraguado, veáanse los siguientes:

Cemento tipo III .- De bajo calor, para alta resistencia al agrietamiento causado por cambios volumétricos térmicos. Recomendable para estructuras masivas de concreto como: presas, pilas de puentes, etc.

Cemento tipo IV.- Resistencia al ataque químico de los sulfatos, usado en obras marítimas, etc.

Cemento Portlan con escorias del tipo altos hornos y del tipo llamado superfosfato aplicado para resistir ácidos débiles y sulfatos.

Cementos con alto contenido de aluminio, para resistencia a las aguas duras o aguas negras, los sulfatos y los ácidos débiles.

Los productos puzzolanicos, para resistir ataques de

sulfatos así como también para alta resistencia al agrietamiento por contracción.

3.2.3 Mecanismos de degradación.

La degradación del concreto es un lento proceso de cambios microscópicos en su cristalografía y pueden identificarse los diversos mecanismos que los causan.

En cada caso específico real, predomina alguno de dichos mecanismos, pero casi siempre va acompañado por varios de los otros.

A continuación se exponen cuatro de los más importantes:

Tipo 1 Sangrado.

Consiste en que el agua disuelve al gel de la pasta de cemento y lo arrastra hacia afuera de los agregados del mortero o concreto.

Se presenta sobre todo en las grandes superficies límite del concreto, cuando es grande el flujo del agua exterior y esta tiene gran capacidad para disolverle la cal libre al cemento fraguado. Esta degradación es continua y progresiva y puede llegar hasta la completa destrucción del concreto.

Puede presentarse en las pantallas impermeables que se hacen debajo de las obras hidráulicas. Para fabricar estas pantallas, se barrena la roca para inyectarle a presión lechadas pobres (sus relaciones agua / cemento son de 3 hasta 7). Así resulta porosa la estructura del concreto de la pantalla y se le forman grietas que funcionan como verdaderas

tuberías ante el empuje de las supresiones.

Se usan lechadas de fraguado lento y durante el inyectado sufren presión considerable, por eso tienden a tener un veloz sangrado, durante su etapa de endurecimiento inicial.

Pero después como producto de la hidratación del Ca_3Si , aparece el $\text{Ca}(\text{OH})_2$ cristalizándose y difundiéndose sobre la superficie de contacto del concreto con el agua. Lo que ocasiona que el sangrado se vaya frenando paulatinamente.

Por lo tanto se recomienda usar cementos Portland pero combinados con puzzolánicos y además lograr, con bajas relaciones de agua de cemento, la mayor densidad factible en el concreto, tal que sea suficiente para impedir el paso del agua al través de su masa.

Tipo 2 Precipitación de Gel

Cuando el medio es agresivo por la presencia de ácidos o sales de magnesio, acontece este tipo de degradación y la sufren hasta concretos densos.

Se han estudiado casos en los que se forman dentro de las masa del concreto, compuesto de volumen creciente. Este volumen dilata al concreto deteriorándolo con fisuras y grietas. El más común de estos compuestos es un gel amorfo de color blanco (es hidróxido de magnesio), el cual se precipita dentro de los poros del concreto.

A este fenómeno se le llama la reacción alcali, y acontece cuando se dan simultáneamente las tres siguientes condiciones:

- 1) Dentro del concreto presencia de humedad, de origen

interno o externo.

2) Condición debida a la composición química de los agregados del concreto :

a) Los agregados contienen importantes porcentajes poco estables de sílice. Como es el caso de materiales de rocas de tridimita, calcedonia, cristobalita y los ópalos.

b) Se usaron rocas ácidas, como las riolitas y las andesitas.

3) Condición del cemento: contiene más del 0.6% de alcalis. O bien el concreto los recibirá de otra fuente.

La propagación de la masas del concreto de esta Reacción Alkali, se acelera mucho por la presencia del potasio y algo por la de sodio, mientras que la presencia del litio la tiende a frenar.

Tipo 3 Cambios volumétricos.

Este tipo de degradación es el más frecuente en las obras civiles por que la causan agentes naturales muy comunes. Consiste en dañinos cambios volumétricos que tienden a fisurar la pasta del cemento.

Hay compuestos quimicos y sales de baja solubilidad que cuando estan en forma de soluciones liquidas tienen un volumen dado, pero este volumen aumenta considerablemente cuando dichas soluciones por alguna causa se cristalizan.

Si estas soluciones penetran hasta el interior de la masa del concreto al través de sus huecos y llegan a depositarse en sus poros, o bien se generan dentro de ellos por alguna reacción química, se tendrá el riesgo de que se cristalicen y (gel tobermorita) causando deformaciones dañinas.

A continuación se exponen tres de los más notables ejemplos de este tipo de degradación: la degradación por heladas, por reacción alcali y por corrosión.

1) La degradación del concreto por las heladas

Debido a que el concreto es un material parcialmente saturado, cuando su superficie exterior es expuesta a un descenso ambiental de temperatura, su contenido de agua se mueve desde el exterior de la masa del concreto hacia su fría superficie externa. Así las capas superficiales del concreto se van tendiendo a saturar, llegando a veces hasta el 100% de saturación.

En esas ocasiones, si la temperatura ambiental sigue bajando al llegar al punto de congelación. Dicha agua superficial se congela y su volumen aumenta como un 10%. Entonces tiende a agrietarse la capa superficial del concreto.

Experimentos de laboratorio realizados en concretos de 28 días de edad, y elaborados con mezclas puzolánicas, dieron como resultado que a los 200 ciclos de hielo-deshielo los especímenes se degradaban, y a los 400 ciclos ya se destruían totalmente. Mientras que los concretos de más edad y los elaborados con cementos tipo Portlan, resistieron notablemente más ciclos durante dichos experimentos. Así se llegó a concluir que las heladas son mejor resistidas por los concretos, si son elaborados con cementos tipo portland, si sus agregados son más cristalinos y cuanta más edad tengan los concretos.

2) La corrosión de las varillas de acero de refuerzo.

Muy frecuentemente, se corroen los esfuerzos de acero en el concreto de estructuras cercanas al mar (pero no tocadas por el agua), por estar expuestas a humedad relativa alta (mayor del 75%).

Las superficies del refuerzo en medios húmedos se corroen tan rápidamente como se vaya efectuando la depolarización catódica.

Un concreto sano y denso, está parcialmente saturado por su propia agua, la cual es producto de la hidratación del cemento que se usó para elaborar dicho concreto. En estas condiciones, su potencial de hidrógeno (ph) es alto, y previene de la corrosión al refuerzo, gracias además al adecuado espesor de recubrimiento que lo aísla del contacto con el aire ambiental.

Pero si el recubrimiento es insuficiente o está fisurado por motivos mecánicos y acontece una carbotación de las capas superficiales del concreto, descenderá el valor del (ph) mencionado a 9 o menos y se iniciará la corrosión del refuerzo.

Esta corrosión produce óxido de hierro, cuyo volumen es mayor que el de la varilla de acero de la cual proviene, por eso se generan presiones interiores que rompen la capa de recubrimiento. Así queda aumentada la exposición del refuerzo a la muy salina humedad del ambiente, con lo que se apresura la corrosión hasta llegar a la total destrucción del refuerzo.

Para evitar esta corrosión, en otros países los constructores ya pueden disponer de varillas de refuerzo especialmente fabricadas con un recubrimiento epóxico: Expori

Coated Rebars de la CRSI.

3) Otra causa de este tipo de degradación es la presencia en el concreto del sulfato de magnesio ($MgSO_4$), porque reacciona contra los componentes de la pasta del cemento: los silicatos de calcio hidratados, los aluminatos y el hidróxido de calcio. Y esta reacción provoca la precipitación dentro de los poros del concreto de una forma coloidal de hidróxido de magnesio.

Tipo 4 Desgaste

Aunque se le sigue llamando degradación, viene a ser el resultado de una abrasión mecánica contra las superficies de concreto que quedan en contacto con una veloz corriente de agua o aire.

Puede decirse que es un desgaste por erosión hidráulica, cuando la causa es el agua a velocidades mayores de 3m/seg. y que además arrastra partículas sólidas en suspensión: limos y arenas en concentración de unos 50 gr./lt. como mínimo.

Sus efectos son notoriamente destructivos y se presentan en tuberías y estructuras hidráulicas como los vertedores, cimacios, tomas y canales etc.

Con el objeto de evitar esos daños, se procura diseñar adecuadamente la superficie de las estructuras, por medio de valorar empíricamente los mecanismos de esa degradación, pero son muy difíciles de simular en los laboratorios.

También cuando las partículas son arrastradas por corrientes de aire, se presentan efectos similares a los anteriores, es la erosión eólica. Los resultados se parecen

al de la fricción sobre la superficie.

3.2.4. La agresión del mar sobre las estructuras.

Un notable ejemplo de estructuras de concreto expuestas a un medio muy agresivo, es el de las obras marítimas que están en contacto con el agua del mar.

En estas estructuras se observan cuatro zonas con diferentes condiciones de exposición :

- 1) Zona permanentemente sumergida.
- 2) Zona que casi nunca se moja porque está muy arriba del nivel más alto del agua.
- 3) El interior de la masa del concreto, adonde el agua solo llegar por infiltración.
- 4) La franja que alternativamente se moja y se seca por la variación en el nivel del mar.

En esta última zona se presentan todos los tipos de degradación ya explicados:

- Tipo 1.- Por la presión unilateral del agua y su flujo al través del concreto.
- Tipo 2.- Por la presencia de sales de magnesio disueltas en el agua marina.
- Tipo 3.- Análogamente por la presencia de sulfatos en el agua de mar.
- Tipo 4.- Por la presencia de arena en el agua del oleaje.

Estas condiciones han llevado a los proyectistas de dichas estructuras a especificar los siguientes:

a) Dosificaciones para sus concretos de modo que resulten densos con no mas de 5 ó 6 por ciento de absorción de agua.

b) Elaborar el concreto con cementos preferiblemente que contengan alta proporción de alúmina.

3.2.5 Solución contra la degradación.

Los siguientes son los principales:

- 1.- Elaborar concretos densos y bien dosificados.
- 2.- Usar el tipo de cemento edectuado para el medio ambiente que rodeará al concreto.
- 3.- Usar agregados que no propicien la reacción difícil.
- 4.- Darle a las varillas de refuerzo no menos de 5cm. de recubrimiento. Y de ser factible usar varillas fabricadas con recubrimientos epoxi.

Adicionalmente según cada caso particular, se podrán aplicar otros recursos preventivos, disponibles en dos clases principales como sigue: los impermeabilizantes integrales y los tratamientos superficiales.

Existen dos grupos de impermeabilizantes integrales: los tapa-poros que pueden ser los siguientes:

1) Materiales inertes como la cal hadratada, los polvos de arcillas caolínificas o de sílice, talco, silicatos sulfatos de bario o de calcio.

2) Materiales activos tales como: silicatos de sodio y potasio, fluoruros de sílice, sílice diatomeacea, o escorias

de hierro con cloruro de amonio.

3) Materiales solubles como los sulfatos y los cloruros solubles en agua.

Los repelentes al agua que pueden ser de los siguientes subgrupos:

- a) Materiales inertes como: las ceras y los jabones de calcio, bitúmenes y aceites minerales.
- b) Materiales activos como: el sodio y el potasio, las ácidos grasos, los aceites vegetales y las resinas.
- c) Productos de la descomposición de proteínas.

En cuanto a los tratamientos superficiales se encuentran cuatro grupos:

- 1) Soluciones acuosas de: silicatos de sodio o de magnesio o de silico-fluoruro de zinc, o aceites minerales secantes o minerales con solventes.
- 2) Pinturas delgadas: bitúmenes, hule clorado resinas sintéticas, ceras y silicones.
- 3) Mastiques resistente a los ataques químicos como los hules, lastex, emulsiones de resinas sintéticas.

Además los recubrimientos o placas de plásticos u otros materiales inertes: piedra, vidrio, arcillas calcinadas (barros), etc.

4) Tratamientos gaseosos: a base fluoruros de sílice, que producen un recubrimiento hidratado de sílice y

alúmina.

3.2.6 Solución contra el desgaste.

Los Códigos de construcción reglamentan que en elementos estructurales expuestos al desgaste, se diseñan espesores adicionales. De tal modo cuando por este efecto se disminuyan las secciones de las piezas, aun así, se conserven garantizados los requisitos de recubrimientos mínimos reglamentarios para cada tipo de estructura y además las dimensiones estructuralmente necesarias en la sección resistente de las piezas.

Los recubrimientos especiales: para pavimentos sujetos a la erosión mecánica por el pesado tránsito industrial, se recomiendan aditivos endurecedores para la superficie del concreto.

Estos aditivos son productos hechos a base de gránulos o virutas de hierro y se aplican directamente sobre el concreto del piso recién colado formándose así de inmediato con un acabado de pulido integral.

3.3 Intemperismo en la mamposterías.

En semejanza con el concreto, las mamposterías también están constituidas por diversos tipos de cementantes que ligan a materiales inertes. Estos pueden provenir de rocas naturales de las canteras, o ser productos manufacturados, cer micos, industrializados o no, etc.

Por lo tanto las mamposterías sufren los ataques del intemperismo y del desgaste en formas muy similares a los ya explicados para el concreto. Y en ciertos medios muy

agresivos, el deterioro puede arruinar totalmente las estructuras.

En la ciudad de México los principales daños son ocasionados por la gran contaminación ambiental de gases (sulfuros óxido de carbono, etc.).

Un ejemplo muy claro se presenta en las bardas y muros deteriorados por carecer de una buena permeabilización en sus cimientos y ubicarse terrenos salitrosos del oriente de la ciudad.

En estructuras de mármol de la Alameda Central, que tuvieron que trasladarse a un museo para librarlas de la intemperie contaminada y de la lluvia ácida. Caso similar sucede en las estatuas de la Catedral expuestas durante siglos, quedaron con sus rostros corroídos en nariz y orejas y partes delgadas hasta la total desfiguración aún a pesar de ser canteras grises.

Otro ejemplo muy claro son los edificios de principio de siglo como el del correo central donde sus fachadas se intemperizan mucho por ser de canteras de roca blanda metamórfica (arenisca). Mientras sus pisos de mármol en los 50 años de soportar el tránsito peatonal se han desgastado considerablemente sobre todo en los escalones.

3.3.1 Medidas correctivas.

Como se ha visto anteriormente los daños en las estructuras de mampostería son bastante considerables, sin embargo se pueden utilizar algunas técnicas correctivas que pueden mejorar en lo posible los daños ocasionados a lo largo del tiempo.

Las siguientes recomendaciones pueden ayudar a mejorar en gran parte el daño causado. Se propone la siguiente metodología:

- 1) En lo posible reponer piezas dañadas, con materiales iguales o parecidos a los originales.
- 2) Aplicar recubrimientos protectores e impermeabilizaciones. Con la condición de que no desmerezcan el aspecto, color y textura originales de las fachadas.
- 3) Puede requerirse también corregir causas evidentes de la presencia de humedades, por medio de modificar diseños originales de pendientes de azoteas, drenaje, ventilaciones escurrimientos, goteros, etc.: con reconstrucciones en los sitios necesarios.

3.4 La corrosión en los metales.

Se llama corrosión a la destrucción del metal por reacción química o electroquímica de este con el medio que le rodea. El hierro y el acero tiende a componerse en compuestos minerales mas estables como los óxidos, los sulfatos y los carbonatos.

El agua actua como catalizador para la oxidación de hierros y aceros. Este proceso se apresura debido a la acidez del agua, a su movimiento, a su movimiento, a su contenido de bacterias anaerobicas de ciertos tipos, al aumento de la temperatura y a la aereación. Por el contrario se retarda por la alcalinidad del agua, por la baja humedad relativa del aire (menos del 60%) y por la presencia sobre la superficie del metal de capas de productos de su propia oxidación.

La protección contra la corrosión consiste en recubrir al

metal con sustancias que sean barrera mecánica aislante del agua y del oxígeno, así impedir la oxidación durante largo tiempo.

Para la protección de los metales habrá que considerar:

- a) Las características del metal: su resistencia a la corrosión y su comportamiento junto a los recubrimientos.
- b) El medio ambiente que va a rodear al metal
- c) El tipo de limpieza previa.
- d) La clase de recubrimiento.

Para lograr una protección efectiva y durable, se requiere que antes de recubrirlo, al metal se le limpie de sustancias ajenas y de su escoria de laminación en toda su superficie.

La fabricación más generalizada de perfiles de acero estructural es mediante el proceso de laminación, el cual les deja sobre su superficie capas de escoria, en espesores de 0.05 a 0.50 mm. de espesor, formadas por tres óxidos: el exterior férrico, en medio ferroso-férrico y adentro junto a los cristales del metal el óxido ferroso.

La limpieza del metal puede hacerse por tres procedimientos:

- | | |
|---------------|---|
| a) Manual.- | Así duraría el recubrimiento unos 6 a 12 meses. |
| b) Mecánico.- | Para tener una duración de 12 a 30 meses. |

- c) Con abrasivos.- (como el chorro de arena), con el que se pueden lograr dos calidades: La comercial para unos 5 años de duración del recubrimiento, y la mejor: a metal blanco para unos 6 o 7 años.

Recubrimientos: Los buenos recubrimientos ya aplicados, deberán de satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Deben ser una barrera ejecutiva ante el medio ambiente, con mínima permeabilidad a los gases corrosivos.
- b) Tener dureza y resistencia a la abrasión, durabilidad para que soporte el maltrato normal.
- c) Que se pueda aplicar en forma práctica para obtener el secado rápido, el brillo, la tersura, el color y el espesor uniforme.

Los recubrimientos se fabrican mezclando: Los vehículos como el agua, las resinas, los solventes, etc. Con los pigmentos que pueden ser de dos tipos: los anticorrosivos, como el minio, el sulfato de plomo, el cromato de zinc, el bióxido de titanio, etc. Y los pigmentos inertes como son los silicatos.

Los recubrimientos comúnmente llamados pinturas se clasifican según su tipo de vehículos o resinas, los actualmente em mayor uso son:

TIPOS DE PINTURA A UTILIZAR EN PIEZAS METALICAS SEGUN LAS CONDICIONES DE EXPOSICION

AMBIENTE	LIMPIEZA	RECUBRIMIENTO	
		Primeras manos	Acabados
	manual	alquidáticas	alquidáticas
	chorro de arena calidad comercial.	alquidáticas	alquidáticas
salino	chorro de arena a metal blanco.	inorgánicos	epóxicos o vinílicos .
gases ácidos exteriores azufre.	chorro de arena a metal blanco.	inorgánicos vinílicos epóxicos.	vinílico de "altos sólidos".
Inmersión en agua:			
salada	chorro de arena calidad comercial.	epóxicos o alquitrán de hulla.	vinílico de "altos sólidos".
potable	chorro de arena a metal blanco.	vinílico epóxico.	vinílico de "altos sólidos".

3.5 Aceros con aleaciones especiales contra el intemperismo.

Hace mas de 20 años que están disponibles en el comercio productos de aceros especiales, resistentes a la corrosión. Fabricados en formas de perfiles estructurales para su aplicación en la construcción.

Estos aceros contienen ferroaleaciones (Cu entre otras) que les dan la cualidad de oxidarse solo superficialmente, ya que su capa exterior del óxido que se les forma al exponerse al ambiente, protegen a todo el interior de las piezas de modo que la corrosión ya no continua.

AsÃ la pieza de acero, puede permanecer funcionando indefinidamente con sus dimensiones y calibres de fabricación, además de conservar las características de resistencia mecánica originalmente consideradas en su diseño estructural.

De este modo, las estructuras se conservan toda su vida útil en condiciones de seguridad y de servicio, sin requerir mantenimiento alguno contra la corrosión. Lo cual es muy deseable cuando las estructuras están ubicadas en sitios de difícil acceso para su inspección y mantenimiento oportuno, por ejemplo: puentes, subestaciones, antenas, torres para líneas de transmisión, etc.

3.6 El galvanizado para el acero.

En el país se usan poco los aceros especiales, pero hay gran utilización de otro material para evitarse el mantenimiento periódico contra la corrosión en las estructuras. A la fecha en México muchas antenas,

subestaciones eléctricas y las torres para líneas de transmisión, se construyen con estructuras de piezas de acero que llevan un acabado galvanizado. Este las protege permanentemente y nunca requieren mantenimiento.

El acabado galvanizado es un recubrimiento que se aplica mediante un proceso industrial en serie, sobre piezas estructurales ya totalmente terminadas de maquinar. Los más comunes son en piezas para estructuras atornilladas en obra. Pero también se aplica a pequeños conjuntos soldados, cuyo diseño deberá cumplir ciertos requisitos especiales para evitar problemas durante su galvanizado y después en su uso.

Los procesos mas utilizados para el galvanizados son tres: por inmersión en caliente, por pintado en frío y el electrolítico.

a) El galvanizado por inmersión en caliente se aplica para grandes volúmenes de producción y consta de dos pasos:

- 1) El decapado, es una limpieza muy completa de las piezas, que se logra sumergiendolas en soluciones acidas que les quitan restos de escoria de laminación, grasas etc, en pocos segundos.
- 2) Inmediatamente después de sacadas las piezas de paila del decapado, se escurren y se sumergen otra paila que contiene zin, las piezas de acero han recibido un recubrimiento anticorrosivo permanente.

b) El galvanizado en frío es una pintura de zinc que se puede aplicar con brocha. Es tan costoso que solo se usa en pequeñas areas y para remendar acabados defectuosos que

hayan resultado de otros procedimientos, o de pequeños deterioros causados por transporte de las piezas.

El procedimiento llamado electrolítico produce un acabado terso y fino; cuando en vez de zinc se usa cadmio se le llama cadminizado. Es mas costoso este procedimiento y se aplica sobre todo a pequeñas piezas, por ejemplo; tornillería galvanizada en caliente, cuyo proceso requiere de otros dos pasos adicionales a los ya mencionados:

- 3) Las piezas recién sacadas del baño de zinc caliente se pasan por un centrifugador para quitarles el exceso de zinc que se encuentra aún en estado líquido.
- 4) Consiste en volver a roscar las tuercas, con la finalidad de quitarle el galvanizado de sus cuerdas, y así recuperen la holgura de diámetro (según normas) necesaria para poder montar las tuercas en los tornillos. La cuerda había quedado engrosada en exceso por el depósito de zinc tuercas y también en tornillos.

Si se toman sencillas precauciones para el transporte, almacenaje y manejo de las tuercas, a estas no se les oxidarán sus cuerdas antes de montarlas definitivamente en sus tornillos en la obra. Una vez montadas así, las tuercas permanecen libres de oxidación en las estructuras galvanizadas expuestas a la intemperie, durante tantos años que las experiencias fundamentan el ejecutar el paso.

3.6.1 Estructuras subterráneas.

Ciertas cimentaciones metálicas y sobre todo las tuberías subterráneas sufren corrosión en su contacto con suelos

agresivos y húmedos. Esta corrosión se debe al proceso electrolítico llamado celda galvánica débil, el cual se propicia también donde se juntan dos piezas de distintos metales que reaccionan entre sí.

Para evitar este efecto, se diseñan dichas juntas escogiendo grupos de metales que si puedan juntarse sin producirse la corrosión para ello puede consultarse la llamada serie galvánica de los metales. Pero para evitar la corrosión por contacto con el terreno se procure evitar en lo posible que toque al metal. Para ello se recubre con revestimientos aislantes toda la superficie enterrada de la estructura.

Los mas usados son:

El de alquitrán de hulla reforzado con fibra de vidrio.

Las fibras plásticas de polietileno.

El polietileno extruído sobre la tubería.

Además se puede aplicar a la estructura debidamente recubierta la llamada Protección Catódica, que consiste en transmitirle a la estructura una cantidad tal de corriente eléctrica que: evite la fuga de iones de hierro hacia el terreno.

Para hacer económico el procedimiento se reduce al mínimo la cantidad necesaria de corriente, no solo con buenos aislantes en el recubrimiento, sino además con cuidadosos estudios previos que abarcan levantamientos a lo largo de toda la estructura (por ejemplo:largas tuberías subterráneas) de las resistencias eléctricas de los diversos tipos de terrenos que recorre.

Los principales métodos de protección catódica son: el de los ánodos de sacrificio (pueden ser de Mg, Zn, o Al), y el de los sistemas de corriente impresos que se usan su rectificador, este es de los mas económicos.

3.6.2 Protección contra el fuego para las estructuras de acero.

Aunque no es combustible, el acero posee una gran conductividad térmica lo que hace que se deforme con gran velocidad cuando se eleva su temperatura por una fuente de calor cercana.

Así durante los incendios de las construcciones, las estructuras de acero se dañan mas pronto que las de concreto o mampostería, pudiendo quedar con deformaciones plásticas permanentes, y a veces hasta llegar a arruinarse completamente.

Las ventajas económicas que pudieran calcularse a una estructura de acero, serán siempre disminuidas por los costos derivados de cumplir con los requisitos de los reglamentos de construcción y de las empresas aseguradoras respecto a las estrictas exigencias para que sean consideradas como suficientemente protegidas contra los incendios. Además del alto costo de las primas de seguro.

En general la protección contra el fuego, consiste en aislar térmicamente a los elementos estructurales, de modo de retrasar lo más posible su elevación de temperatura durante un incendio.

Para el efecto de los elementos estructurales de acero se

tienen que recubrir con materiales aislantes. Para lo cual existen dos maneras las cuales se complementan:

- a) El material se pone directamente en contacto con la superficie metálica generalmente por aspersión
- b) Materiales para envolver trabes y columna, por medio de forros y falsos plafones.

Estos se arman con telas metálicas que deben quedar separadas de las superficies del elemento estructural a progeter por lo menos 5 cm. Después estos aplanados son yesos mezclados con materiales muy especiales como: vermiculita, asbestos, perlita inflada, etc.

CAPITULO IV

Capítulo IV Tipos de falla

Estas fallas de las estructuras pueden estudiarse desde los siguientes puntos de vista:

- I Según sus materiales de construcción.
- II Según los elementos mecánicos que sufren.
- III Según sus sistema estructural.
- IV Según el subsuelo y los cimientos.

En este orden se presentan los siguientes comentarios:

4.1. Los materiales de construcción.

Los principales son :

a) Las mamposterías.

Sean de piedras, adobe o materiales cerámicos mas o menos industrializados; resistirán sobre todo a la compresión también a cortante y prácticamente nada a la tensión.

b) La madera.

La materia prima es fibrosa, y después de procesada conserva resistencia moderada a la compresión y a la cortante, menos a la tensión y a la torsión. Además de combinaciones con la flexión.

c) El concreto Reforzado.

Su parte de concreto tomará muy bien compresión y cortante mientras que el refuerzo de varilla de acero bien diseñado resistirá las tensiones ocasionadas por la flexión la tensión diagonal que causan las combinaciones de la flexión con el cortante y la torsión.

- d) El acero estructural
Resiste los mas altos valores de esfuerzos en comparación con los materiales antes mencionados; soportará compresión, torsión y cortante. Es muy factible lograr continuidad en sus uniones gracias a la soldadura.

4.2 Los elementos mecánicos

En las piezas, barras o partes de una estructura sus secciones pueden ser solicitadas por diversos elementos mecánicos de los anteriormente mencionados, los que casi siempre actúan en combinaciones como la flexocompresión, la flexotorsión, la flexotensión y diversos grados de cortante.

Así se causan diversas formas de falla de estas secciones al alcanzar magnitudes límite de los elementos mecánicos. Las formas de falla se clasifican en dos tipos principales según el comportamiento de las piezas: la falla dúctil y la falla frágil.

1.- La falla dúctil

Es la que acontece en un lapso suficientemente largo como para poder observar su progreso de ser posible se toman medidas para detenerla y repararla o al menos para aliviar los perjuicios a los usuarios y sus bienes además de la construcción. En estructuras continuas, las fallas ductiles no impiden la redistribución de esfuerzos (formación de articulaciones plásticas, etc.) retardándose así el riesgo de colapso general de la estructura.

2.- La falla frágil.

Esta forma de fallar es súbita, y por lo tanto resulta muy peligrosa porque alcanza alto grado de magnitud en cortísimo tiempo. Repararlo es difícil y costoso. En un sistema estructural continuo, la falla frágil de un miembro causa brusca sobrecarga en los demás conectados con él, pudiendo hacerlos fallar también.

Hay casos en que la serie de fallas frágiles se propagan rápidamente hasta llegarse al colapso general de todo el sistema estructural.

4.2.1 Ejemplos de los elementos mecánicos que causan estos dos tipos de fallas.

Las fallas dúctiles en ciertos casos se deben a la fluencia de materiales que trabajan a la tensión (tracción), como en el caso de la tensión axial y en el de la causada por la flexión. Por ejemplo: las varillas de acero de refuerzo en miembros de concreto armado que sufren flexiones, como las trabes y las losas. También en las vigas de acero estructural flexionadas y sin pandeo lateral. En todos los casos la deformación (flecha) es visible.

Otro ejemplo se da en los lentos hundimientos diferenciales de muros cargueros cimentados en terrenos muy sensibles, estos muros comienzan a dañarse con fisuras de magnitud capilar que paulativamente van creciendo en largo y ancho.

Por su parte las compresiones y los cortantes ocasionan las fallas frágiles.

Como en las zonas comprimidas de secciones de piezas que trabajan a la compresión axial, a la flexión y a la flexocompresión. Por ejemplo en pandeo de muros cargueros de mampostería; en concreto armado: las columnas sobre todo si están carentes o escasas de estribos o zunchos, también traveses flexionados que por un mal diseño quedaron sobre reforzadas a la tensión.

Ejemplos en acero estructural en las columnas de sección simple o de celosía, y también el pandeo de las placas más delgadas de secciones cajón; además del caso de celosías y cuerdas comprimidas de armaduras. Por efecto de la flexión en piezas no debidamente apoyadas, en las zonas comprimidas de secciones de vigas laminadas, o de placa, o de calibres delgados.

Ejemplos de fallas frágiles causadas por la fuerza cortante.

- a) En muros de mampostería que resisten en su plano fuerzas horizontales de viento o sismo.
- b) En traveses de concreto armado, en secciones escasas o carentes de adecuados estribos u otro tipo de refuerzo para cortante. En general son impactos de viento o del sismo, que las cargas gravitacionales que aumentan lentamente.
- c) Así en las losas planas y placas de concreto reforzado, se observó que en el sismo de 1985, habían sido perforadas por las columnas que las sustentaban. Estas perforaron los capiteles que carecieron de suficiente resistencia al esfuerzo cortante en su perímetro de contacto con las columnas

4.2.2 Medidas precautorias (diseños adecuados)

Durante los sismos de Septiembre de 1985, en la Ciudad de México se presentaron numerosas fallas estructurales, cuyo estudio y observaciones fundamentan los cambios que se hicieron en el Reglamento de construcciones del D.F. en su versión de 1987. En este se hace énfasis en los aspectos de diseño para reducir al mínimo el riesgo de fallas frágiles. Se trata del concepto de ductilidad y del comportamiento sísmico de las estructuras.

Para los muros de mampostería se reproducen las mismas especificaciones del Reglamento anterior en cuanto a la definición de muros diafragma confinado y con refuerzo interior y sus características para resistir cortantes.

Pero para el concreto reforzado y para el acero estructural, se especifican nuevas características para lograr los llamados marcos dúctiles.

A continuación se relacionan las principales especificaciones alusivas que aparecen en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes a estructuras de concreto y estructuras metálicas.

Estructuras de concreto:

1.4 Calidad de materiales

- 1.4.1 Clases 1 y 2 para el concreto y para las varillas de refuerzo el inciso.
- 1.4.2 Para la colocación del armado;
- 3.7 Paquetes (de máximo dos) de varillas a compresión.
- 3.9 Uniones de barras.
- 4.2.3 Refuerzo transversal en columnas de

estribos.

4.2.4 Refuerzo transversal en columnas zunchadas

4.2.5 Intersecciones de columnas con vigas y con losas.

capitulo 5 Para marcos ductiles

5.2 Miembros a la flexión.

5.3 Miembros a la flexocompresión.

5.3.5 Requisitos para la fuerza cortante.

5.4 Uniones viga columna.

Losas planas

6.2 Sistema losa-columna para resistir al sismo.

6.10 Efecto de fuerzas cortante.

Estructuras Metálicas.

Para el acero estructural sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias indican en los siguientes párrafos

2.2 Estabilidad y relación de esbeltez.

2.3 Pandeo local, relaciones ancho/grueso.

3.4 Dimensionamiento de las columnas en las estructuras:

3.4.3 Regulares.

3.4.4 Irregulares.

La falla frágil.

Las estructuras ductiles :

- 11.2 1.- Marcos ductiles
- 2.- Flexión.
- 3.- Flexocompresión.
- 4.- Uniones.
- 5.- Armaduras.

Resulta muy recomendable tener en cuenta especificaciones como estas, al diseñar estructuras que se ubicaran en zonas sísmicas.

4.3 Los sistemas estructurales.

4.3.1 En los edificios antiguos.

Los edificios importantes tenían estructuras esencialmente de mamposterías de piedra. Y su estabilidad se basa en que éstas resisten bien a la compresión, no tanto al cortante y prácticamente nada en tensión.

Conocedores de esto, los ingeniosos proyectistas y constructores de pasadas épocas lograron muy durables construcciones, gracias a adecuados diseños por ejemplo:

a.- bóvedas y arcos con su línea de presiones suficientemente centrada en el eje de sus dovelas y cuyos coceos eran firmemente recibidos por arcos botarele y contrafuertes.

b.- Las columnas y los muros tenían sus cargas casi axiales, ya que la flexocompresión no sacaba a la resultante fuera del núcleo de las secciones horizontales.

Todo esto es posible gracias al firme soporte que daba el subsuelo a la cimentación.

Así dichas construcciones se han mantenido durante siglos, soportando sus cargas gravitacionales y también algunas sísmos éstos de desconocida intensidad porque entonces no existían los aparatos modernos de medición.

Pero en lo que va del siglo XX, en el centro de la ciudad de México, los terrenos han venido padeciendo de ininterrumpida y progresiva desecación de sus estratos, que son depósitos lacustres de arcillas saturadas. Este proceso ha provocado enjutamiento muy irregulares de capas del subsuelo. Además del asentamiento general de toda la zona. (El Reglamento del D.F la llama zona II), se presentan hundimientos que resultan dañinos a las construcciones especialmente a las mencionadas de mampostería antigua.

Palacios y templos coloniales, hasta este siglo bien conservados, están sufriendo en su estructura deterioro por los hundimientos diferenciales, causados porque sus cimentaciones ya no son suficientes en un subsuelo que se hunde de forma muy dispareja.

Por eso se observan desplomes y grietas en muro, bóvedas, arcos y cúpulas, llegando hasta sufrir desprendimientos de materiales. Por ejemplo: arcos con hundimientos diferenciales en sus apoyos, algunas de sus dovelas sufren tanto aumento de compresión que rebasa a la resistencia de la piedra, y ahÅ se rompen bruscamente por aplastamiento (falla frágil), mientras que otras dovelas se separan en sus juntas por no aceptar tensiones.

Casos típicos de edificios en el centro de la ciudad que sufren estas fallas son:

1.- Los dos templos de la plaza de Sta. Veracruz en la Av. Hidalgo frente a la Alameda, los cuales llevaron largo tiempo de recimentación y proceso de reparación.

2.- La parroquia de San José en esquina Ayuntamiento y Dolores. En donde actualmente se están

rellenando sus grietas con morteros enriquecidos con aditivos especiales, en bóvedas, arcos, cúpula. La cimentación no se ha atendido todavía.

3.- El edificio de la Catedral que sufre los efectos de hundimiento diferencial. Entre otras causas por abatimiento del nivel freático, este quizás lo propician las obras cercanas: las líneas del metro así como las obras del templo mayor.

4.3.2 Los edificios contemporáneos.

Generalmente son de concreto armado o de acero estructura, y ante los hundimientos diferenciales y los sismos trabajan de tres distintas maneras según hayan sido estructurados en algunos de los tres siguientes:

1.- Estructurados con marcos continuos, por la rigidez de sus conexiones sus piezas trabajan principalmente a la flexocompresión y al cortante.

2.- Estructurados con marcos contraventeados, que funcionan esencialmente con fuerzas axiales de tensión y compresión.

3.- Estructurados a base de muros confinados o muros diafragma. Estos resisten principalmente los esfuerzos cortantes y compresiones, ya que a la tensión solo trabajan si estos estuvieran adecuadamente armados, o no fueran de mampostería sino de concreto reforzado.

Procedimientos para su reparación:
Recomendaciones.

En todos los casos habrá que cerciorarse que sea suficiente la resistencia de la cimentación. Cada uno de los tres tipos mencionados de estructuración tiene su forma específica de fallar, por lo que las recomendaciones para repararlos serán las siguientes:

Tipo 1a) Solamente son las trabes de los marcos las que fallaron a tensión diagonal. Se refuerzan colocando estribos exteriores a la sección original. Se refuerzan colocando estribos exteriores a la sección original y recubriéndola con adecuado espesor de concreto nuevo. Este aloja, de ser necesario, además el refuerzo para la flexión a lo largo de la pieza.

También se han reforzado solamente con estribos postensados estas trabes, pero aún no hay datos certeros de su efectividad.

Tipo 1b) En este caso además de las trabes también las columnas han fallado a la tensión diagonal. Habrá que reforzar ambas con armado y concreto adicionales, o con perfiles de acero estructural.

Tipo 1c) Son construcciones en que están dañadas sus conexiones trabe-columna (nudos). O también son los casos de estructuras aun sanas, pero que se revisan para conocer su resistencia a las cargas mayores que ahora especifica el nuevo Reglamento de Construcciones del D.F. 87, con el resultado de que el diseño de sus conexiones originales queda escaso.

Las alternativas serían de dos tipos:

- a) El refuerzo de los miembros y conexiones.
- b) El añadir muros de cortante que reciben gran parte de

las fuerzas sísmicas. Fuerzas que ahora resultarían mayores, por tenerlas que calcular para este tipo de estructuración que tiene un menor factor de comportamiento sísmico (ductilidad) en el nuevo reglamento mencionado. Y que además recargan zonas de la actual cimentación, que quizás ahora resulten escasas.

Tipo 2) Cuando los elementos fallados son los contraventeos, y después del estudio de todo el conjunto de toda la estructura se llega a la decisión de seguir con este tipo de estructuración. Entonces además de diseñar mayores secciones para los contraventeos, habrá que diseñar cuidadosamente la forma integral de anclarlos en las conexiones viga-columna existentes; para asegurarse de no debilitarlas, el anclaje deberá acompañarse de un refuerzo integral de cada conexión.

Tipo 3) Cuando los muros fallaron, habrá que rediseñarlos con aumento de su sección hasta donde lo permitan las trabes y las columnas que lo confinan, y quizás se requiera usar materiales más resistentes. Además de que previamente los existentes fallados habrá que repararlos rellenando sus grietas con morteros que contengan aditivos estabilizadores de volumen, expansores, etc.

4.4 El subsuelo y la cimentación.

Muchas construcciones tienen problemas por el mal funcionamiento de su cimentación, sobre todo en la zona central de la ciudad de México. Se pueden clasificar por sus orígenes dos tipos de fallas:

- 1) Las causadas por la escasa resistencia estructural del sistema de cimentación, en sus losas, zapatas,

contratrabes, pilotes, etc. Entonces para corregirlas se aplicarán medidas similares a las usadas para miembros de las estructuras de niveles superiores del edificio.

2) Son la que se deben a una debilidad estructural de los cimientos mismos, sino al comportamiento del subsuelo por sus propias características, aparte del valor del incremento neto que la construcción aplique a través de sus cimientos. Además de otras circunstancias que eventualmente se presenten. Por ejemplo las causadas por efectos naturales; las provocadas por cercanos procesos de construcción.

Dentro de las causas naturales se encuentran las debidas a la compresibilidad, la colapsabilidad, la expansibilidad, las cavernas naturales, deslizamientos de taludes y los sismos.

a) Compresibilidad.- Por consolidación de las arcillas en construcciones muy largas (sin juntas de construcción) y continuas, se hunden en zonas centrales flexionando a su estructura y dejandola permanentemente debilitada y más vulnerable a los sismos

b) Colapsabilidad.- Se da en climas semiáridos en los estratos eólicos, limos y arenas muy finas, que tienen estructura suelta. Estos son estables mientras soportan su propio peso y se mantienen en estado semisaturado con meniscos capilares que unen sus partículas. Pero cuando se aumenta la carga gravitacional (por ejemplo una nueva construcción), o se saturan por aumento de humedad, o ambas causas; entonces sufren bruscos asentamientos, se colapsan, pierden totalmente su capacidad de carga (similar efecto de arenas movedizas).

c) Expansibilidad .- Acontece en las llamadas arcillas expansivas que también se encuentran en climas semiáridos, son arcillas muy plásticas, consolidadas y desecadas que cuando aumenta su contenido de agua crecen en volumen. Afectan entonces a construcciones ligeras desplomándolas, también afectan a pilotes despegándolos de su apoyo en la punta al subirlos de nivel.

d) Cavernas naturales.- O dejadas en la explotación de minas de arena. Sus bóvedas pueden hundirse bruscamente por exceso de humedad y por la sobrecarga de edificios inadvertidamente construídos arriba de ellas.

e) Deslizamientos,- A veces por lo época de lluvias y sobrecargas excesivas.

f) Sismos.- Pueden causar compactaciones con bruscos hundimientos diferenciales, o licuación con hundimiento general de la construcción.

Entre las provocadas por cercanos procesos de construcción se encuentran, principalmente, las demoliciones, excavaciones y el hincado de pilotes.

a) Demoliciones .- Al descargar una zona excavada, pueden producirse en terrenos sensibles, por el incremento negativo, los dañinos bufamientos que en su asenso afectan a los lotes y edificios colindantes.

b) Abatimientos del nivel freático, con drenado y tubificación del subsuelo. Hay desecación y consolidación de los estratos con los dañinos efectos descritos en los párrafos anteriores (a,e y f de la sección anterior).

c) Excavaciones.- Además del efecto descrito en el inciso a, pueden dañarse a construcciones vecinas por derrumbes en las colindancias no protegidas que sean cercanas a los bordes de la excavación.

d) Hincado de pilotes.- Según los diversos procedimientos de construcción, sus impactos y vibraciones pueden ocasionar los efectos de colapsabilidad, cavernas naturales y deslizamientos de taludes. Además una vez colocados en un predio, si el subsuelo es sensible tienden a emerger por bufamiento mientras no tengan encima la carga definitiva de la nueva edificación. Así desplomarán hacia afuera a los edificios colindantes. También se da un efecto semejante cuando pilotes de punta quedan en un nivel constante mientras los predios colindantes siguen el hundimiento general de la zona por consolidación de estratos superficiales de arcillas saturadas, como en el centro de la Ciudad de México.

CAPITULO V

- I Comentarios preliminares de la problemática.
- II Una metodología recomendable.

5.1 Comentarios preliminares: condiciones difíciles

Existen diversos aspectos que hacen especialmente difícil la atención a este tipo de problemas estructurales, los cuales son:

1.- La construcción después del siniestro, ha quedado en constante riesgo de perjudicar a personas y sus bienes así como a construcciones cercanas. Además subsiste la posibilidad de nuevas acciones de cargas dañinas: vientos o la repetición de series frecuentes de sismos.

2.- Por lo tanto, hay que ordenar medidas iniciales además, por otra parte, trabajar contra "el reloj" para conseguir información en la que fundamentar decisiones definitivas que hay que tomar.

3.- Así los estudios en ese momento requieren de gran experiencia y conocimiento, más quizá que para proyectar una obra nueva.

4.- Además del proyecto, la obra también tendrá que realizarse en condiciones poco usuales y adversas, como las siguientes:

4.1.- Ambiente general de menor "seguridad industrial" que en las obras normales.

4.2 Se necesita mayor rapidez posible de ejecución, dentro de una programación muy cuidadosa en las secuencias de las maniobras.

4.3 Casi siempre es difícil el acceso a los sitios de la estructura a donde hay que reforzar. Se tiene que afectar, retirar o deteriorar mucho; recubrimientos e instalaciones

4.4 Especificaciones de materiales de calidad muy especiales. Por ejemplo:

En obras de concreto reforzado:

Concretos muy bien dosificados con gran fluidez y con aditivos "expansores" o estabilizadores de volumen. Varilla de refuerzo de alta resistencia y con traslapes prensados o soldados. Junteando con concreto nuevo con el existente muy cuidadosamente preparado y a veces con pegamento de resinas epóxicas.

En las obras de acero estructural:

Aceros de alta resistencia en placas y perfiles, tornillería de grado 5 o ASTM A-325 o mejores, soldadura esmerada en obra con electrodos adecuados a los aceros de alta resistencia.

4.5.- En muchas ocasiones la estructura original ha quedado con deformaciones, flechas y desplomes permanentes. Así habrá que adaptarle su refuerzo en formas complicadas poco usuales: si el refuerzo de acero estructural con recortes y dobleces ejecutados en obra adosarlo a cada lugar diferente; si es refuerzo en concreto se requieren formas complicadas de las varillas y su colocación es difícil, también resultan complejas las formas

de los moldes y cimbras, además el concreto nuevo no se puede colar normalmente sino que hay que introducirlo por pasos y huecos de acceso incómodo y llevará cuidadoso vibrado y curado.

4.6.- En casi todas las ocasiones, se padecerá de escasez de mano de obra especializada y con poco tiempo para capacitar adecuadamente al personal común.

4.7.- Son relativamente pequeñas las cantidades de "volumenes de obra" que se llevan los refuerzos, lo que unido a lo poco usuales procedimientos de ejecución, ocasiona que sean excepcionalmente altos los precios unitarios de este tipo de trabajo.

5.2 Una metodología recomendable.

Para atender el problema de una construcción dañada en su estructura, como procedimiento general puede recomendarse la siguiente secuencia de etapas de trabajo:

- 1.- Colocar la protección provisional necesaria.
- 2.- Hacer el levantamiento de los daños existentes.
- 3.- Lograr obtener el conocimiento más complejo posible de la estructura.
- 4.- Calcular la capacidad de carga de la estructura.
- 5.- Definir alternativas de; reparación, refuerzo, restructuración o demolición.
- 6.- Evaluar las alternativas para tomar decisiones.

Las etapas mencionadas se explicarán a continuación :

1a. Etapa : Protección provisional

Esta etapa se realiza con el fin de mantener en pie la construcción mientras se aplican las medidas definitivas. Abarca los siguientes aspectos:

1) Es indispensable que se consiga la total desocupación del total de los habitantes con sus pertenencias de todas las zonas de riesgo. Además retirar el resto de las cargas vivas movibles, como los almacenamientos, etc. con objeto de disminuir todo lo posible la masa de la construcción por ser suceptible de aceleración gravitacional y sísmatica.

2) En los sitios adecuados, colocar el apuntalamiento y el contraventeo necesario para tomar parte o la totalidad de las cargas verticales y horizontales que se estime que acontezcan:

2.1 Para las cargas verticales actuales:
Con el apuntalamiento se tratan de evitar las fallas fragiles de las columnas, cuya capacidad se estimará a partir de sus dimensiones y de los daños que exhiban. Estos se colocarán lo más cerca posible de las columnas para no alterar mayormente el funcionamiento original de la estructura.

2.2 Para preveer futuras cargas horizontales:
Se tienen 2 casos:

a) En estructuras originalmente diseñadas para resistir dichas cargas por medio de marcos continuos y que además todavía conserven sanas sus conexiones podrá resolverse solo con apuntalamiento en los daños locales.

b) El otro caso es cuando las conexiones si están dañadas, o cuando la estructura fué originalmente proyectada para resistir las cargas horizontales por medio de muros de cortante y estos hubieran fallado. En estos casos además de apuntalar, se deberá contraventear por medio de pares diagonales tensión - compresión.

En general todas estas estructuras temporales, deberán ubicarse simétricamente en planta (respecto al centro de torsión) para evitar ocasionar nuevas excentricidades de rigidez que causarían mayores torsiones cuando actuara el sismo siguiente.

En muchas construcciones es posible y muy conveniente que, la siguiente etapa sea parcialmente simultánea con la primera, para ganar tiempo.

2a. Etapa : Levantamiento de daños

Consiste en inspeccionar la totalidad de los elementos estructurales de la construcción (si no estuvieran visibles habría que destaparlos retirando acabados y recubrimientos), de manera de observar todos sus daños en cuanto a su tipo, magnitud y localización. Enseguida habrá que ir asentando toda esta información en dibujos, plantas y elevaciones muy explícitamente acotados y además en planos generales.

El fin de lograr completar un panorama de conjunto de la serie de todos los sistemas estructurales de la construcción. Panorama con el cual poder deducir el comportamiento de ella, tanto durante las largas temporadas normales en que solo soportó cargas permanentes y vivas además de algún

hundimiento diferencial, como también su comportamiento al sufrir el impacto de cargas dañinas de viento o de sismo.

Como ejemplo de este tipo de levantamiento, se muestra en anexo A un reporte de levantamiento de daños elaborado en los formatos que a raíz del sismo de Septiembre de 1985, se emitieron por la Dirección General de Obras Públicas.

3a. Etapa : El conocimiento completo de la estructura.

Para lograr conocer la estructura lo más completamente posible, se investigará obteniendo datos en obra, en laboratorios de prueba de materiales en archivos diversos y consiguiendo información de personas que estuvieron relacionadas con el proyecto, la construcción, el uso y el comportamiento de la estructura.

Se recabará para estudiar toda la información que se pueda obtener: planos de proyecto, memorias de cálculo, especificaciones, reportes de laboratorio, bitácoras de obra y licencias de construcción así como licencias para cambios de uso y ocupación etc. En muchísimos casos esta información no existe más que en una mínima parte.

Al mismo tiempo, se realizará el levantamiento en obra de los datos estructurales reales: las verdaderas dimensiones físicamente medidas de los claros y alturas, de las secciones armados, conexiones y refuerzos, calibres, etc.

Además se verificarán con pruebas de campo y laboratorio las calidades actuales de los materiales usados en la obra.

Se procurarán descubrir errores de estructuración, de diseño, de conexiones y modificaciones dañinas como:

adiciones de muros o de "refuerzos", cambios de rigideces mal estudiados etc.

También en obra se investigarán omisiones en la calidad de los materiales, malas interpretaciones de los planos al no ejecutarse lo que se incaba y que no fueron detectadas por la supervisión ni corregidas durante la obra.

Asi podrán deducirse las cargas permantentes y variables con las que verdaderamente fue cargada la construcción durante las diversas temporadas anteriores al siniestro.

4a. Etapa : Calcular la capacidad de carga.

Este estudio se debe encomendar a los ingenieros estructuristas con mayor experiencia y preparación, entre los diponibles.

Porque la mayoría de las construcciones dañadas, la información que se logró en las dos etapas anteriores resulta incompleta e insuficiente. Y porque los ingenieros tendrán que aplicar su mejor criterio estructural para dar soluciones acertadas.

En este trabajo se deben aplicar reglamentos de proyecto y de construcción de la localidad en que se ubica la obra en cuestión; pero además sean los vigentes, no a la fecha en que se ejecutó la obra nueva, sino a la fecha en que se hacen estos estudios.

En el caso de que no existan reglamentos de la localidad, se aplicará el mejor fundamento para estimar las condiciones de cargas: permanentes, variables según el uso de la construcción y accidentales según la regionalización eólica y

sísmica del país, además de otras condiciones locales de importancia: como el tipo de terreno etc.

Los resultados de un primer análisis de capacidad de carga de la estructura en su estado inicial, se compararán con los daños observados; de aquí se podría determinar como mejorar la condición actual.

También habrá que calcular la capacidad de carga en el estado actual de daños, pero se tropezará con otra dificultad: el valorar la contribución que dan a la resistencia los elementos estructurales deteriorados en varios grados. Otra más es la existencia de elementos supuestamente no estructurales que de varios modos interfirieron en el comportamiento general, como los muros "divisorios" que hayan sido construidos en cualquier época inadvertida y descuidadamente, y que rigidizan ciertas zonas de la estructura perjudicándola en vez de reforzarla.

5a. Etapa : Definir las alternativas de reparación.

Quienes realizan los estudios de la etapa anterior, van simultáneamente aplicando su personal creatividad estructural para esbozar y luego definir las posibles alternativas para que la construcción resista en condiciones de seguridad las cargas reglamentarias vigentes, o los cambios de uso a que los obliguen las condiciones recién descubiertas de la estructura.

Ahora se mencionarán los diversos tipos de alternativas que pueden plantearse:

a) "REPARAR" consiste en restituir la capacidad de carga que originalmente tenía la estructura. En pocos casos será

esta una alternativa satisfactoria, ante el riesgo de repetición de las cargas que hicieron fallar a la estructura original.

b) "REESTRUCTURAR" generalmente es lo más recomendable, ya que el reparar y el reforzar localmente algunos elementos, pocas veces resuelve cabalmente el problema de seguridad estructural del conjunto de la construcción.

En general se requiere considerar el trabajo en conjunto de toda la estructura de la construcción y entonces proyectarle modificaciones varias en diversas de sus zonas dañadas o no.

Bien sea reparando, reforzando, añadiendo nuevos elementos resistentes o suprimiendo otros, modificando rigideces y centrándolas, recimentando varias maneras etc.

Todos con visión de conjunto en el comportamiento total y con finalidad de aligerar cargas, centrar masas y rigideces, compensar centrar reacciones en cimentaciones, etc.

c) "DEMOLER" solo en ciertos casos es estructuralmente necesario demoler totalmente: cuando esta tan dañada y debilitada la estructura que no permite mejorarse y representa un riesgo para peatones y colindantes.

La demolición parcial puede ser una fase de la reestructuración general de la construcción.

Hay varios casos en que la demolición parcial se hace para aligerar al conjunto, porque no puede ser soportado por el terreno disponible para cimentar o recimentar, o que la actual cimentación no pueda ampliarse siendo insuficiente

según los últimos estudios. También cuando resultan los nuevos coeficientes sísmicos mucho mayores que los del cálculo original.

El nuevo paso que constituyen los refuerzos que se le añaden al edificio, a veces no puede ser soportado por el sistema de cimentación - terreno y obliga a disminuir el peso total por medio la demolición de algunos niveles superiores.

En caso de que la estructura original es de acero estructural, también los nuevos refuerzos serán del mismo material ya que resultan relativamente poco pesados. Lo mismo sucede cuando la estructura es de concreto reforzado y se la añade refuerzos de acero estructural.

Pero si la estructura es original es de concreto reforzado es mejorada con refuerzos de concreto reforzado, estos serán obligatoriamente colados con mínimos espesores factibles y serán tan pesados que pueden sobrecargar cimientos y terreno, por lo tanto, entonces habrá que disminuir peso suprimiendo pisos superiores.

6a Etapa : Evaluar las alternativas.

Para fundamentar las medidas definitivas que se decidan tomar; antes habrá que evaluar las diversas alternativas que vayan presentando.

Los principales puntos de vista para esas evaluaciones son los siguientes:

- a) El funcional: ¿ Seguirá sirviendo la construcción para los usos anteriores que tenía ésta ?. ¿ En condiciones iguales, mejores o peores de

funcionalidad ? O procederá un cambio de usos ?

- b) El económico y de factibilidad financiera: Se considerarán los costos siguientes:
El de los estudios, licencias y la obra misma.

El costo de la desocupación total o del uso parcial de la construcción, durante el tiempo de la obra.

La reducción o cambio de las áreas útiles, además de las reducciones en su versatilidad.

Al final, se plantea una desición de planeación financiera de factibilidad en los siguientes términos:

$$\text{COSTO} \leq \text{BENEFICIO}$$

$\text{COSTO TOTAL} = \text{Costo de estudios y obra} + \text{Renta del terreno} + \text{Costo de desocupación} - \text{Salvamento.}$

$\text{BENEFICIO} = \text{Beneficio de la inversión total en el futuro período de la vida económica útil del inmueble.}$

- c) El punto de vista del Beneficio Público: Se basa en la utilidad material y social, además de los valores históricos, artísticos, arqueológicos, monumentales y aspectos de la cultura urbana.



DICTAMEN TECNICO.

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.

FECHA 12 DE ABRIL DE 1986 FOLIO

DESCRIPCION DEL INMUEBLE.

1.1 UBICACION DEL INMUEBLE

Calle y Numero Niza.

Entre Paseo de la Reforma

y Hamburgo

Colonía Juárez

Clave

C.R. 06600

Delegación Cuauhtemoc.

Clave.

Orientacion de la Construccion [4]

1.- N.O. 2.- E.W. 3.- N45E 4.- N45W

1.2 PROPIETARIO.

Nombre o Razon Social. Bienes Raíces

Domicilio

Colonía Juárez.

Telefono

C.P. 06600

1.3 USO.

Sofonos [45]

Planta Baja [72]

Edificio. [22]

RESIDENCIAL

11 Unifamiliar

12 Edificio Deptos.

OFICINAS

21 Publicas

22 Privadas

23 Mixtas

SALUD Y PROTECCION SOCIAL

31 Hospitales

32 Servicios de Salud.

ECONOMIA

41 Comercios

42 Industria

43 Finanzas

44 Almacenes.

ECONOMIA

45 Bodegas

46 Estacionamientos.

SERVICIOS PUBLICOS

51 Comunicaciones

52 Policia, Bomberos

53 Transportes. 54 Energia

EDUCACION

61 Escuelas

62 Universidades o Centros de Investigacion.

TURISTICOS

71 Hoteles

72 Restaurantes

73 Historicos

RECREATIVOS

81 Cines

82 Teatros.

83 Deportivos.

OTROS.

1.4 NIVELES.

1.5 AREA TOTAL DE CONSTRUCCION 14,000 m² DEL PREDIO 3, 277 m²

1.6 TIPO DE CONSTRUCCION.

1 Concreto Reforzado

2 Acero

3 Concreto Prefabricado

4. Mamposteria

5. Otro.

1.7 ESTRUCTURACION

1 Marcos

2. Muros de Carga.

3. Muros Contraventeados.

4. Mixtos

5. Otro.

1.8 SISTEMA DE PISO.

1. Losa Macisa con Trabes

2 Losa Plana.

3. Losa Reticular.

4. Casaron

5. Otro.

REALIZO: Hego C. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 84.

ESC: S/E ACOT -



DICTAMEN TECNICO.

1.9 CIMENTACION

1. Zapatas

② Cajón

3. Pilotes de punta

4. Pilotes de fricción.

5. Mixta

6. Otra : _____

1.10 TIPO DE SUELO

① Zona lago

2. Zona de transición.

3. Zona de lomerío.

1.11 FECHA DE CONSTRUCCION DEL INMUEBLE AÑO 1966

1.12 REPARACIONES ANTERIORES POR SISMO.

1. No

2. ① SI

3. No se sabe

2. INSPECCION DE DAÑOS

2.1 EXTERIORES.

1. Derrumbe total.

2. Derrumbe parcial.

③ Desplomado.

Cuanto: Promedio 25 cm.

4. Huedido.

A consecuencia del sismo.

SI NO

5. Emergido.

A consecuencia del sismo.

SI NO

2.2 EN COLINDANCIA

1. Afectado por derrumbe de alguna construcción vecina.

SI NO

Ubicación de esta _____

2. Derrumbe sobre alguna construcción vecina al inmueble.

SI NO

Ubicación de esta _____

3. El inmueble pone en peligro construcción vecina

SI NO

Ubicación de esta Casa colindante por suroriente sobre Niza.

4. alguna construcción vecina pone en peligro al inmueble

SI NO

Ubicación de esta _____

5. Es a consecuencia del sismo

SI NO

6. Separación con construcción vecina. 28 cm.

2.3. EN CIMENTACION

① SANA

2. HUNDIDA

3. DAÑADA

REALIZO: Hugo C. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

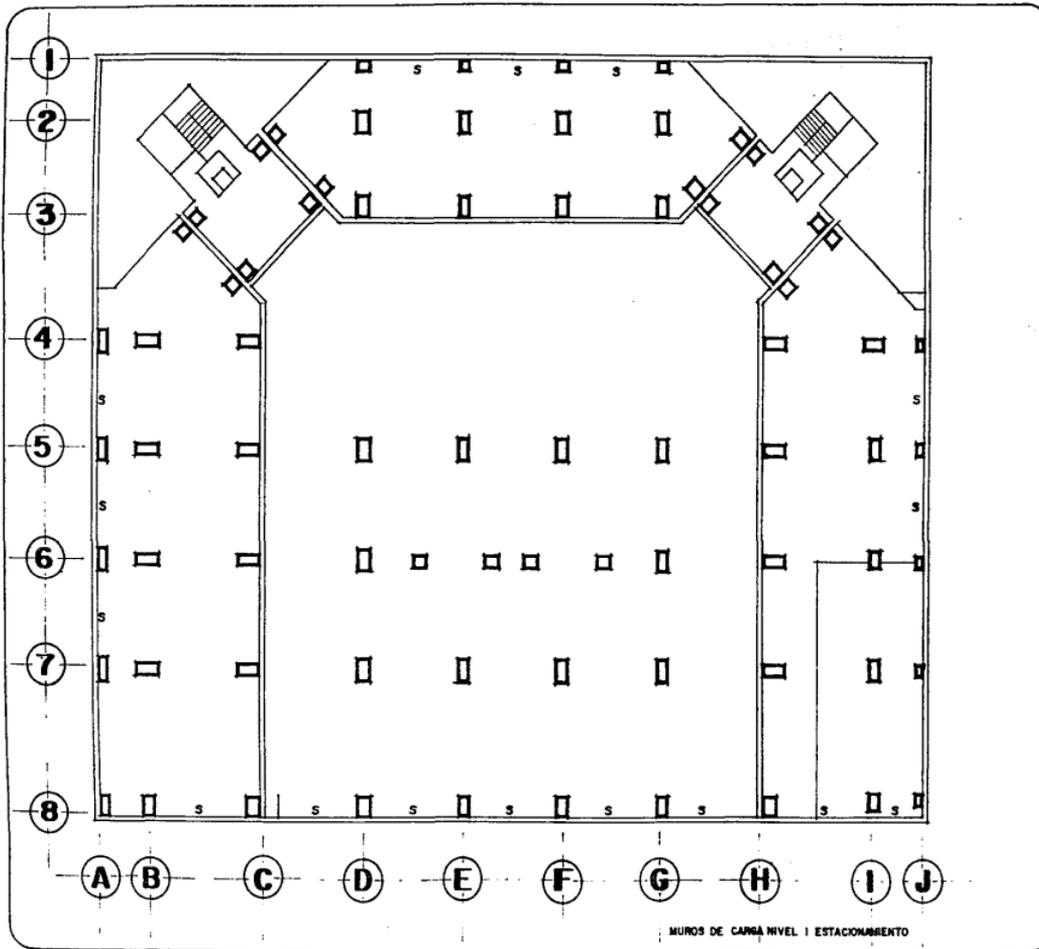
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA: JUNIO - 84.

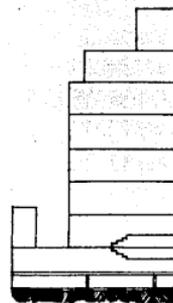
ESC: S/E ACOT: _



UNIVERSIDAD LA SALLE.



MUROS DE CARGA NIVEL I ESTACIONAMIENTO



Nombre.

Hugo César Hernández Guerrero.

Revisa

Fecha.

Gustavo Jiménez V.

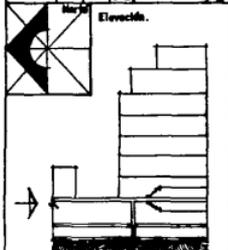
JUNIO - 94.



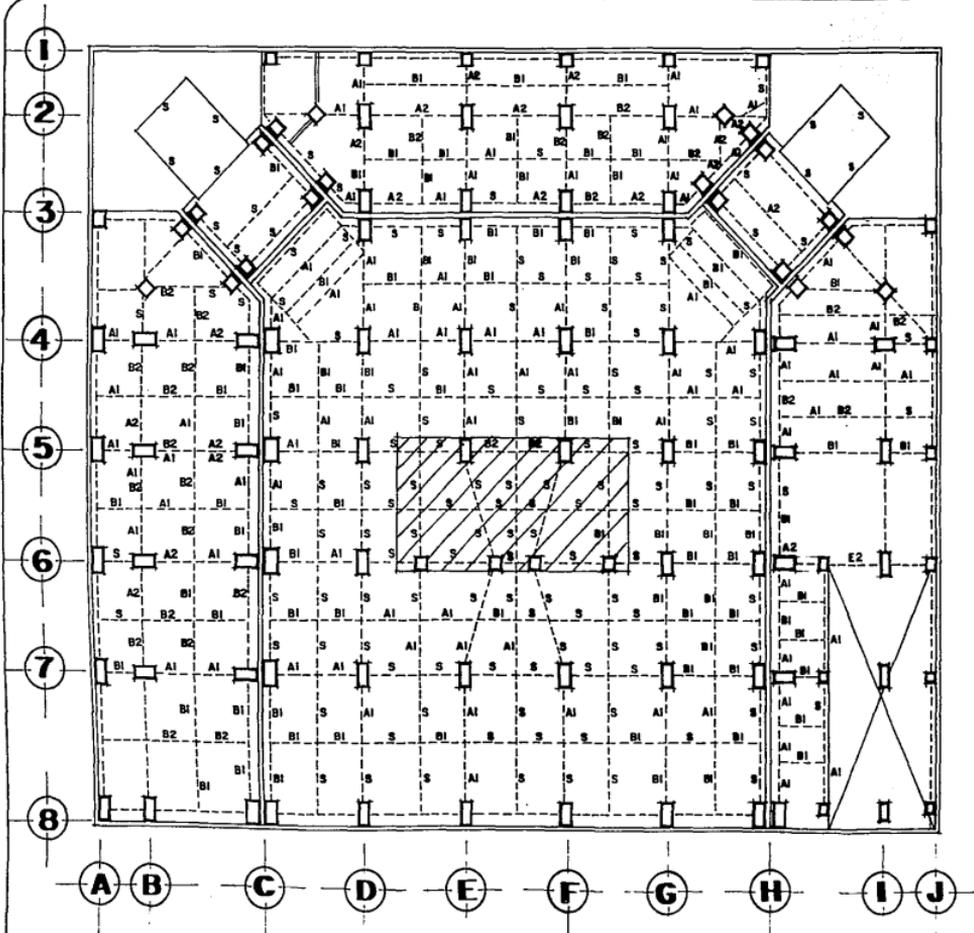
UNIVERSIDAD LA SALLE

Escala	
Proporción	
Compu	
A	
B	
C	
D	
E	
F	
G	
H	
I	
J	

FINANCIAS
L. M. M.
GORETAS
L. M. M.
FACULTAD DE
INGENIERIA Y
ARQUITECTURA
VILLALBA
L. M. M.
NO MUESTRA



Nombre:
Hugo César Hernández Gujardo.
Revisó:
Sustentó Jiménez V.
Fecha:
JUNIO - 94.



TRABES EN 1er NIVEL (Estacionamiento).



UNIVERSIDAD LA SALLE.

DAÑOS EN LOSAS.

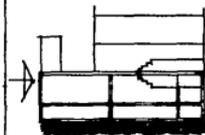
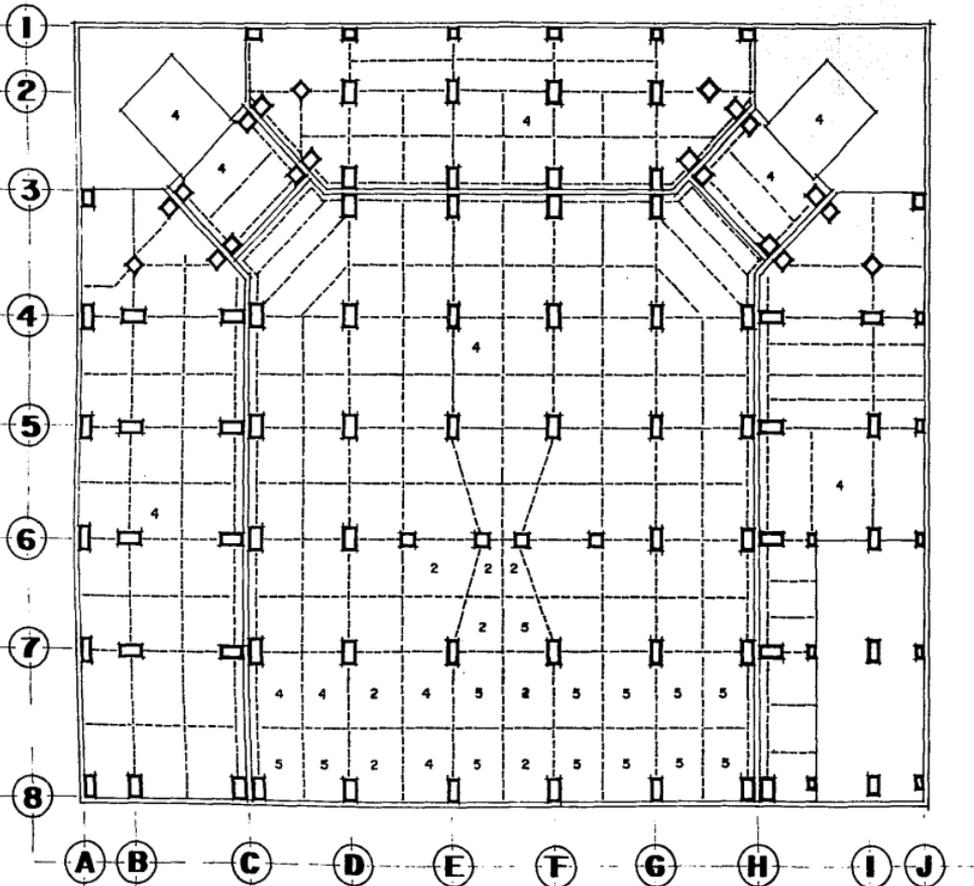
1. TOTALMENTE COLAPSADA.

2. ABRIETADA.

3. PENETRACION POR EFECTO CORTANTE.

4. NINGUNO.

5. OTRO. Fisuras con Goteros.



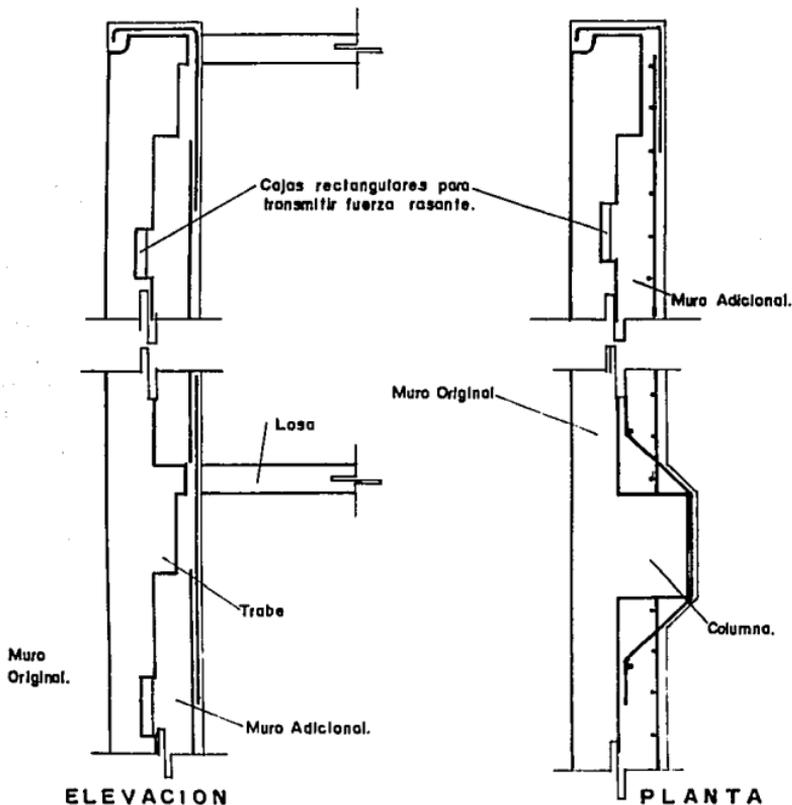
Nombre.
Hugo César Hernández Galjardo.
Revisó.
Oswaldo Jiménez V. Fecha.
JUNIO - 94.

NIVEL I Estacionamiento



DICTAMEN TECNICO.

R REFUERZOS TÍPICO EN CONCRETO REFORZADO



DETALLE DE REFUERZOS EN MUROS

REALIZO: Hugo C. Hernández O.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

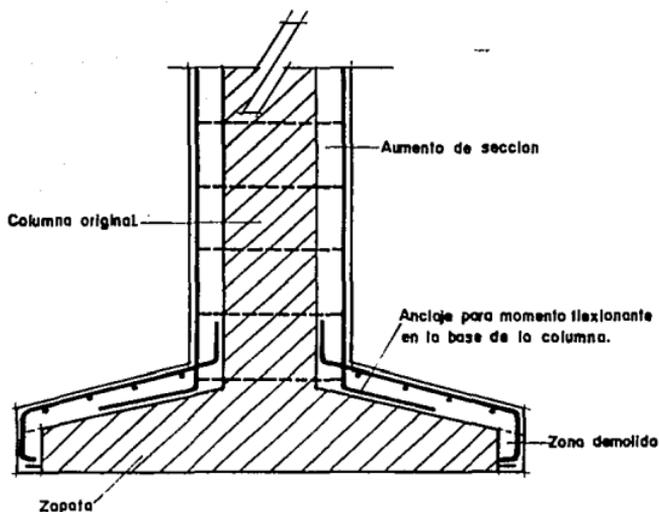
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

ESC 3/E ACOT —



DICTAMEN TECNICO.



ELEVACION.

ANCLAJE DE REFUERZO. DE COLUMNA EN ZAPATA.

REALIZO: Hugo C. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

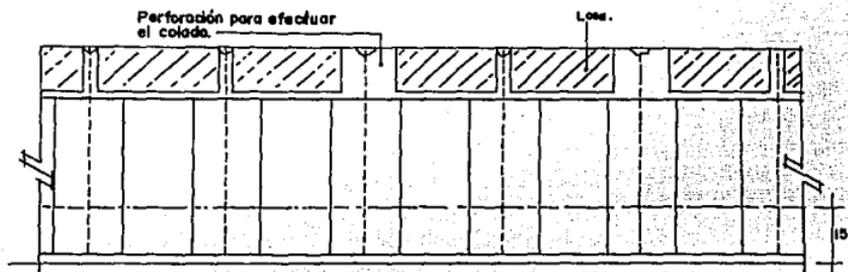
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

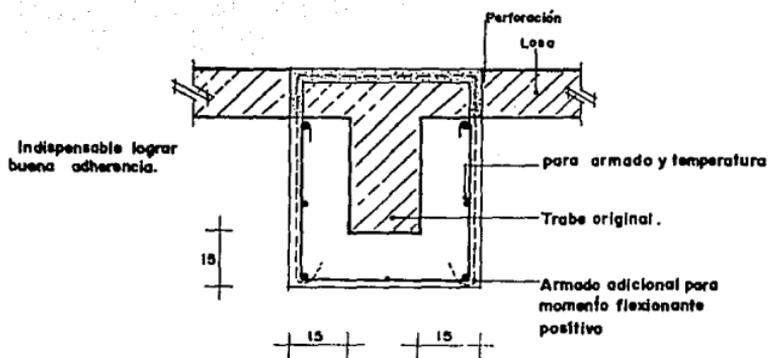
ESC 3/E ACOT —



DICTAMEN TECNICO.



VISTA



SECCION

REFUERZO EN TRABE

REALIZO: Hugo C. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

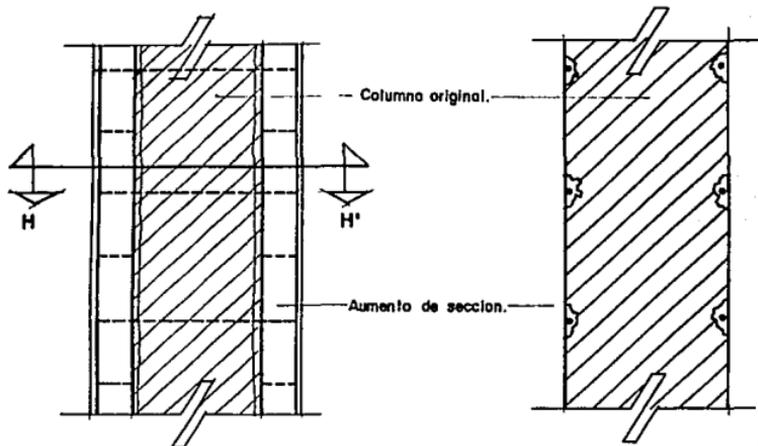
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

EBC S/E ACOT —

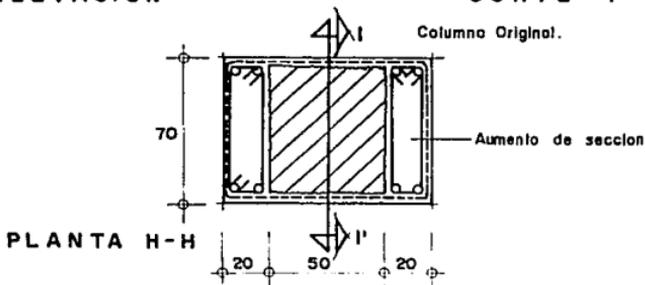


DICTAMEN TECNICO.



ELEVACION

CORTE 1-1



PLANTA H-H

REFUERZO DE COLUMNA

REALIZO: Hugo C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

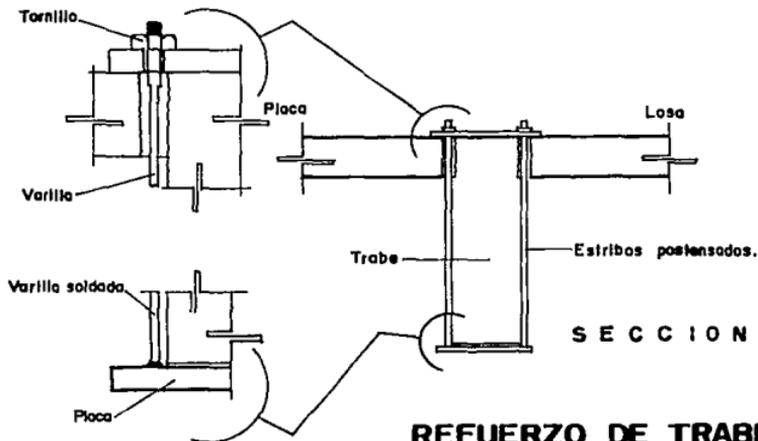
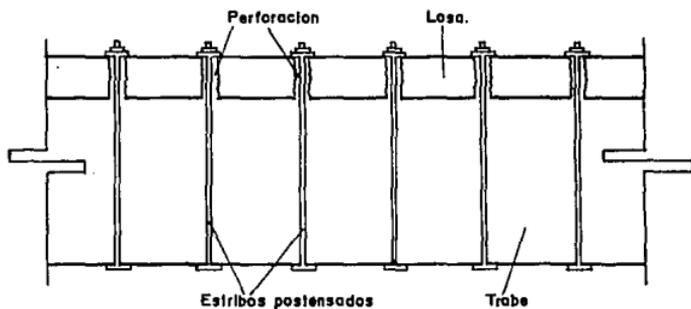
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

ESC 5/E ACOF



DICTAMEN TECNICO.



REFUERZO DE TRABE CON ESTRIBOS POSTENSADOS

REALIZO: Hago C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

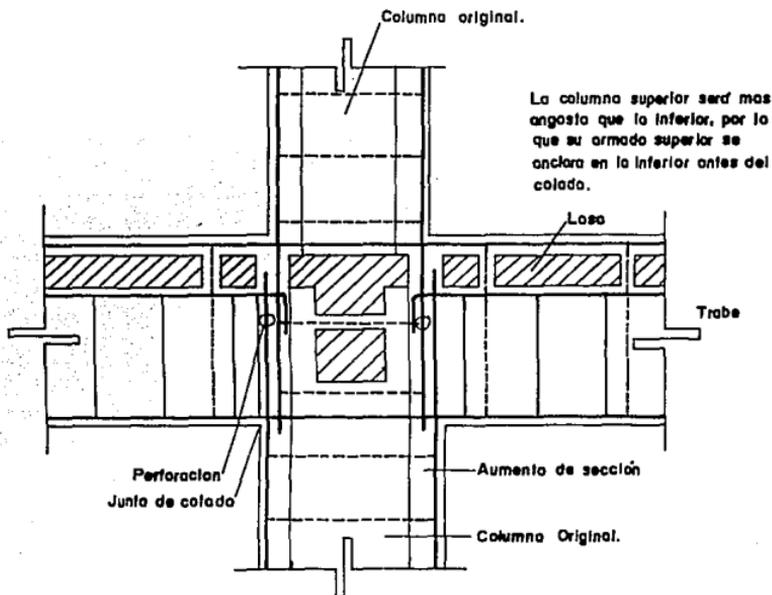
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

ESC S/E ACOY —



DICTAMEN TECNICO.



E L E V A C I O N .

UNION DE REFUERZOS TRABES Y COLUMNAS.

REALIZO: Hugo E. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

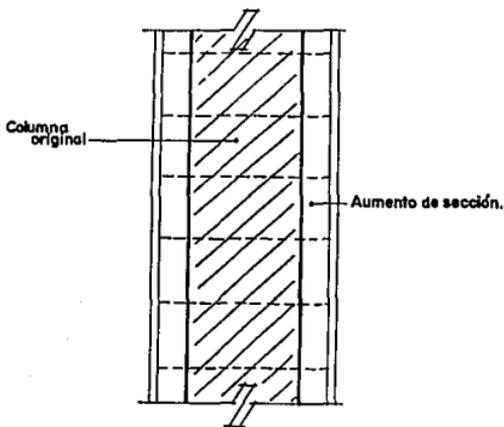
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

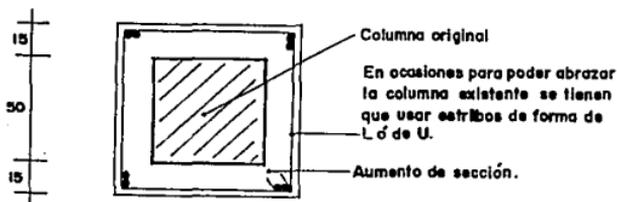
ESC 5/E ACOT



DICTAMEN TECNICO.



ELEVACION



P L A N T A

REFUERZO DE COLUMNA

REALIZO: Hugo C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

ESC S/E ACOT. —

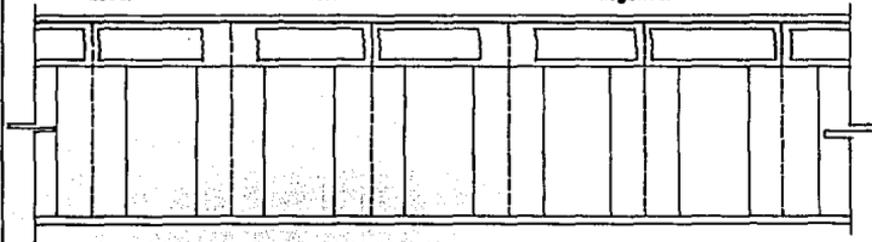


DICTAMEN TECNICO.

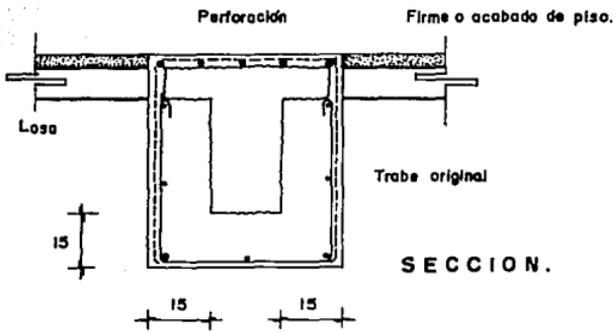
Loso.

Perforacion para efectuar
el colado.

Refuerzo para flexion
negativa.



EL ARMADO LONGITUDINAL
para momento flexionante negativo
se coloca en el patin (loso) de
la trabe sujeto con estribos.



REFUERZO EN TRABE

REALIZO: Hugo C. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

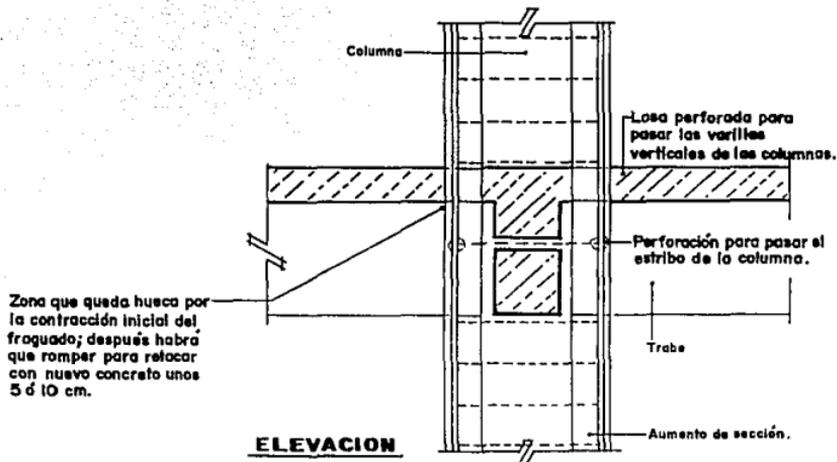
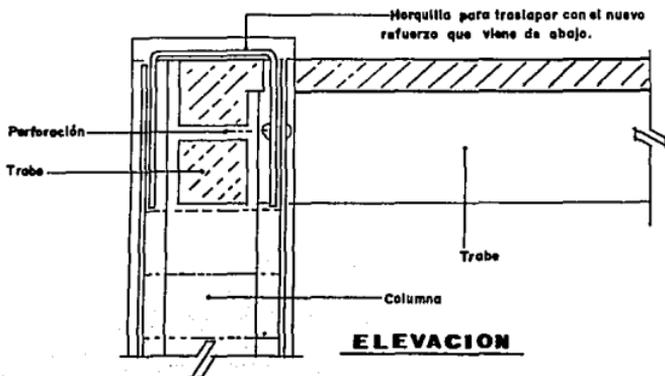
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO . 94.

ESC 3/E ACOT. —



DICTAMEN TECNICO.



DETALLES DE UNION DE REFUERZO DE COLUMNA CON TRABES

REALIZO: Hugo C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

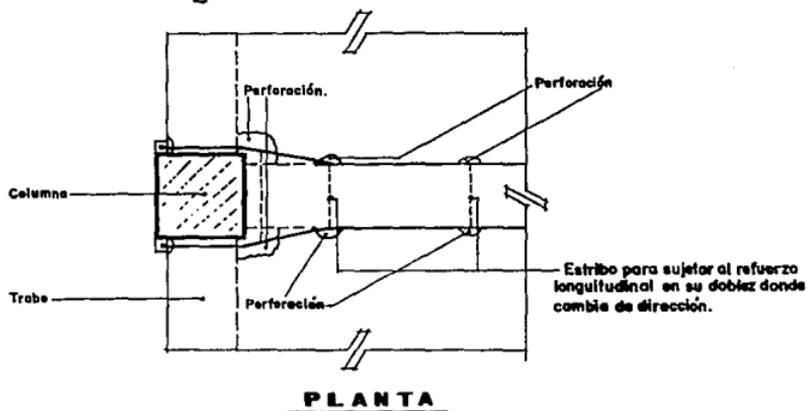
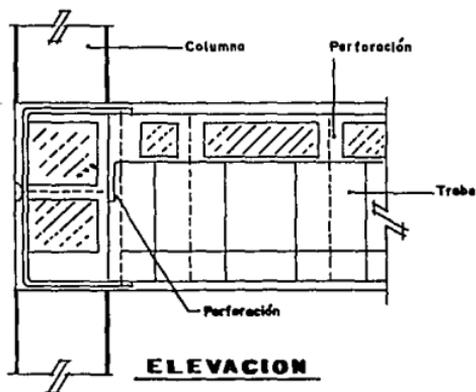
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

ESC S/E 1/50



DICTAMEN TECNICO.



REMATE DE REFUERZO DE TRABE A COLUMNA

REALIZO: Hugo C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

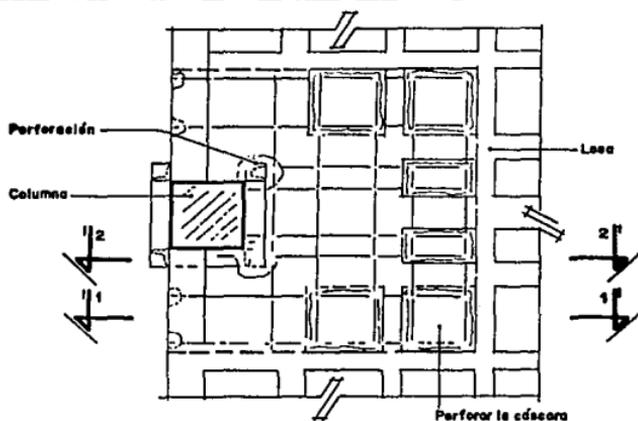
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO 94.

ESC S/E ACOT. —

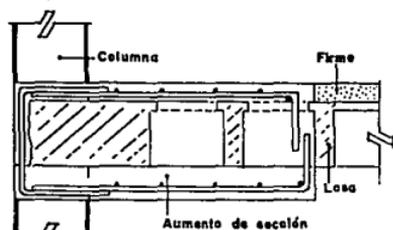


DICTAMEN TECNICO.



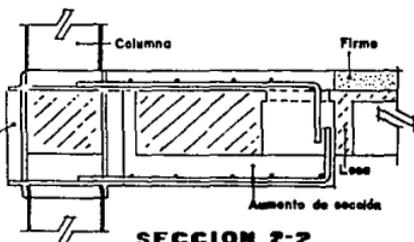
PLANTA

Se recomienda aliviar la flecha que hubiera en el centro del claro ANTES de colocar este nuevo refuerzo.



SECCION 1-1

Para bajar la nueva carga, se le soldará este zuncho de perfiles al armado vertical de la columna.



SECCION 2-2

REFUERZO DE LOSA ALIGERADA

REALIZO: Hugo C. Hernández G.

REVISO: Gustavo Jiménez V.

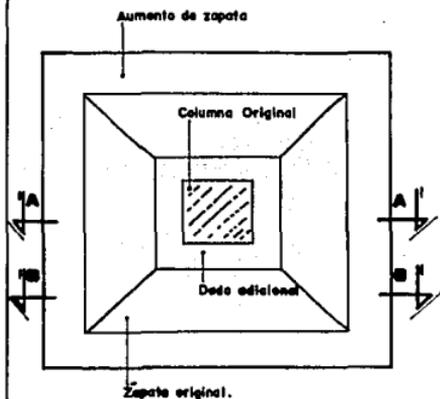
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

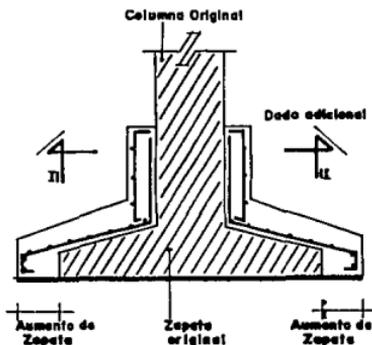
ESC S/E ACOT —



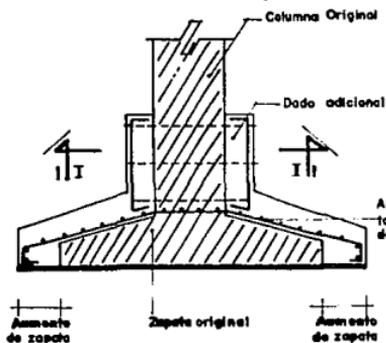
DICTAMEN TECNICO.



PLANTA



SECCION A-A



Armado solo para tomar el incremento de carga.

Alivio a la tensión

SECCION B-B

SECCION I-I

REFUERZO POR AUMENTO EN AREA DE ZAPATA

REALIZO: Hugo C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

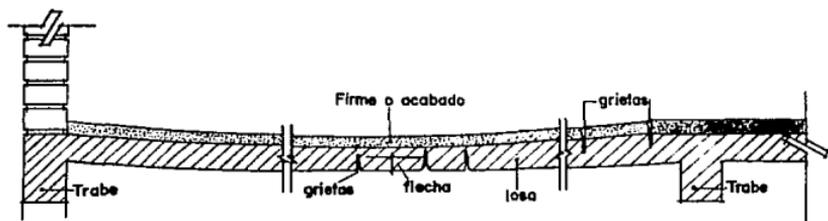
LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94.

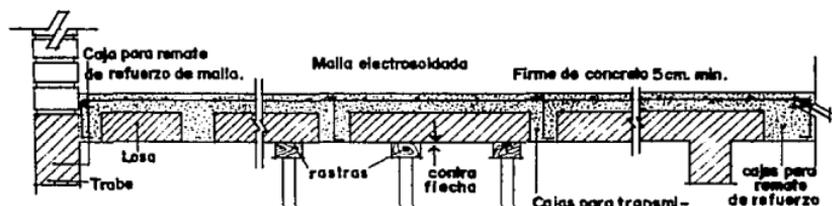
ESC 5/E ACOT —



DICTAMEN TECNICO.



ELEVACION DE LOSA EN CONDICIONES ORIGINALES



Los puntales se usan para disminuir la flecha y dar la contraflecha.

Puntales con posibilidad de levantarse para aplicar carga. Se quitaran una vez que el concreto haya adquirido el 75 % de su resistencia.

Cajas para transmisión de esfuerzos entre el concreto original y el nuevo. Estos deben tener una separación de 1.00 m. en ambas direcciones.

La superficie de la losa debe prepararse picándose y humedeciéndose, según se ha indicado antes; además aplicar un adhesivo inmediatamente antes de colar.

ELEVACION DE LA LOSA EN CONDICIONES DE REPARACION.

REALIZO: Hugo C. Hernández G.
REVISO: Gustavo Jiménez V.

LEVANTAMIENTO DE DATOS.

FECHA JUNIO - 94

ESC S/E ACOT —

CONCLUSIONES

FALTA PAGINA

No. 155 a la 156

CONCLUSIONES

Los diferentes métodos utilizados para determinar el comportamiento sísmico de las estructuras así como los equipos de medición utilizados durante el sismo, nos arrojan datos más exactos para poder determinar los posibles efectos, de estos a las estructuras, y de esta forma poder proyectar más y mejores sistemas estructurales que garantizan la seguridad de la edificación.

El Reglamento de construcciones del D.F. del 87 considera en sus cláusulas los nuevos criterios de diseño tomando en cuenta el comportamiento terreno - estructura y define los métodos más aptos para su aplicación.

Los nuevos sistemas estructurales a proyectarse deberán considerar estas especificaciones para llevar a feliz término la obra. Es decir se deben de aplicar de manera correctatanto los coeficientes sísmicos, los espectros de diseño así como los períodos naturales de la estructura etc. Especialmente es muy importante tomar en cuenta el terreno en cual se va a desplantar la estructura.

Es conveniente no solo prevenir los efectos sísmicos que sufre una estructura, sino también es muy importante considerar los diferentes materiales con los cuales se va a estructurar, ya sea concreto reforzado o acero estructural, es decir, se debe tomar en cuenta la resistencia del material, sus características y componentes tanto químicos como físicos para prevenir futuros daños en dichos elementos estructurales, es importante conocer todos los agentes agresores que dañen a través del tiempo al elemento.

Quando en una estructura se presentan daños ya sean parciales o totales, debido a cargas sísmicas, se debe plantear una solución secuencial para la reestructuración y reforzamiento de dichos elementos.

Para dicho fin es necesario contar con toda la información posible, como son: el uso de la estructura, materiales utilizados, planos estructurales del proyecto original, cuantificación y cualificación de los daños, etc. ; y preparar, con toda esta información, la solución más óptima para aplicar, así como la secuencia a seguir.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Bazan Zurita Enrique
Melf Piralla Roberto
MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
Editorial Limusa 1987
- 2.- Meli Piralla Roberto
DISEÑO ESTRUCTURAL
Editorial Limusa 1990
- 3.- Lalible P. Jeffrey.
ANALISIS ESTRUCTURAL
Editorial Limusa. 1990
- 4.- Gómez Trema Raúl.
FUNDAMENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
- 5.- Merritt S. Frederick.
MANUAL DEL INGENIERO CIVIL
- 6.- De Buen Oscar
López Heredia
de Pablo Galán Francisco
Olagaray Palacios Carlos
APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL
UNAM 1987
- 7.- Luthe García Rodolfo
ANALISIS ESTRUCTURAL

- 8.- Rosenbluth
Esteva L.
DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
- 9.- Gómez Tremari Raúl
FUNDAMENTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMORESISTENTE
- 10.- Gonzalez Cuevas Oscar M.
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO
Editorial Trillas 1990

REFERENCIAS

- 11.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. Y SUS NORMAS
COMPLEMENTARIAS 1987.
- 12.- MANUAL DE OBRAS CIVILES C.F.E 1980