

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE ESTRUCTURAS ANTE LA OCURRENCIA DE EVENTOS SÍSMICOS

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de
Venezuela para optar al Título
de Ingeniero Civil
Por los Brs. Fernández Fagre, Rosario,
Núñez Mejías, Ellys G.

Caracas, Octubre de 2002.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE ESTRUCTURAS ANTE LA OCURRENCIA DE EVENTOS SÍSMICOS

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Dr. Alonso Romero Martínez

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de
Venezuela para optar al Título
de Ingeniero Civil
Por los Brs. Fernández Fagre, Rosario,
Núñez Mejías, Ellys G.

Caracas, Octubre de 2002.

© Rosario Fernández Fagre, 2002

© Ellys G. Núñez Mejías, 2002

Hecho el Depósito de Ley

Depósito Legal (sin número asignado)

El día _____ se reunió el Jurado
formado por los Profesores:

Con el fin de evaluar el Trabajo Especial de Grado Titulado:

**“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE ESTRUCTURAS ANTE LA
OCURRENCIA DE EVENTOS SÍSMICOS”**

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para Optar al
Título de Ingeniero Civil.

CALIFICACIÓN

NOMBRE	NÚMERO	LETRAS
FERNÁNDEZ F., Rosario		
NÚÑEZ M., Ellys G.		

RECOMENDACIONES:

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, ____ de _____ de 2002.

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer ante todo a la Universidad Central de Venezuela “la casa que vence las sombras”, nuestro segundo hogar durante estos años, el lugar donde hemos conocido gente valiosa y de la cual hemos aprendido ciencia y humanidad.

A nuestro ángel salvador, nuestro tutor el Dr. Alonso Romero Martínez, por el tiempo y la dedicación a este trabajo, por ser un padre cariñoso y el mejor de nuestros amigos; a usted le debemos el haber culminado y llegado a la meta. No hay palabras que expresen nuestro agradecimiento por habernos tendido su mano en los momentos difíciles.

A la “profe” Cristina Echeverría, por su paciencia y cariño, su preocupación y sabios consejos, por haber recibido a este par de locos en su casa y adoptarlos como miembros de la familia.

A Maritza Rivas, porque has sido para nosotros una verdadera Madre, la que siempre está allí para escucharnos y consolarnos en todo momento.

A Anastacia Chimaras, nuestra amiga incondicional... porque eres una de las personas más maravillosas y especiales que hemos conocido, nos has enseñado con tu ejemplo el verdadero valor de la amistad.

A nuestro “tutor sentimental”, Daniel Moreno, sin tu apoyo y colaboración en la recopilación de material para la elaboración de este trabajo, se nos hubiese hecho cuesta arriba obtener la información que fundamenta esta investigación.

A nuestro amigo Dimas “Alí”, quien de manera desinteresada siempre estuvo dispuesto a ayudarnos... Te mereces lo mejor que la vida pueda ofrecerte por tu corazón generoso.

Al Ing. Guillermo Mc Quhae y al Eco. Leopoldo Delgado, por su comprensión y paciencia durante este tiempo, por haber permitido que uno de nosotros dividiera su tiempo entre el trabajo y esta investigación.

A Jorge González y Francisco Garcés, por su colaboración en la elaboración de la primera parte de este proyecto.

A todas aquellas personas que de una manera u otra, han colaborado y formado parte de este trabajo, este esfuerzo... Gracias a Todos!

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo, este tiempo y esfuerzo a quien le debo todo: Diosito, por estar a mi lado e iluminar mi camino en los momentos difíciles... por cada uno de los días que he vivido y la gente tan maravillosa que he conocido.

A mis Padres, por ser ejemplo de constancia y trabajo duro, por lo orgullosos que se están de mi... espero no fallarles... esto es para ustedes, los quiero.

A Orlando, Bicho por ser protagonista de los mejores recuerdos de mi infancia... Se que desde dónde estás compartes este momento conmigo.

A mi Bebe, mi ángel caído del cielo... eres mi motivo y mi inspiración, mis ganas de seguir y ser mejor cada día, por ser ese bastón en el que me apoyo para no caer, mi mejor amigo y compañero fiel... sin ti hubiese sido imposible llegar a la meta. Te amo.

A ti Gordita, no tengo palabras, solo puedo decirte que agradezco a Dios todos los días no haber encontrado ese salón.

A la mejor abuela del mundo, a mi Titi bella, por el cariño que me brindaste a pesar de no llevar tu sangre.

A Ellys, Negro por tu amistad y apoyo incondicional siempre ocuparás un lugar especial en mi corazón.

A Rhaiza, Oscar, Omar y Daniel, por recibirme en su hogar y hacerme sentir parte de la familia. Los quiero!!!

A mis hermanos: Shogayla, Shamy, Alberto, Yamilet, Luis y Noris, por la paciencia que han tenido con esta niña malcriada, espero estén tan orgullosos de mi como yo de ustedes.

A Nela, por ser amiga y madre, por tus palabras y consejos, por ese cariño especial... por esa sensación de paz que siento cuando estoy contigo y los tuyos: Javier, Mariana e Iker, también a ustedes dedico este trabajo...

A Cristina Echeverría, Alonso Romero, Anastacia Chimaras, Maritza Rivas, Felipe Odhenal y Victor León, por brindarle su cariño y amistad a esta su alumna de siempre; han sido un ejemplo a seguir dentro y fuera del aula de clases. Gracias...

A Kelly y Jeanny, amigas les dedico este triunfo por toda la ayuda, cariño, palabras de aliento y apoyo que he recibido de ustedes en todo momento. Las quiero!!

A Rai, por rescatarme del abismo, gracias Madrina por tu confianza y amistad.

A Victor, por las risas y lagrimas compartidas.

A mis amigas Paulina, Verito y Roci, por compartir mis aventuras y locuras, mis tristezas y alegrías, las quiero loquitas.

A Daniel H., mi hermano espiritual, por hacerme sonreír aunque solo tenga motivos para llorar...

A Vladimir, por creer en mí y no rendirme.

A Lismar, Cotufín, Ibrahim, Jose Manuel D., Juan Luis L. y Francisco G., por los momentos compartidos.

A Jorge, Daniel, Rómulo, Mariana, Gloria, Yesahen y la Sra. Maria... en fin a todos esos maravillosos seres humanos que comparten el día a día en el "Monte Olimpo", por recibirme en el con los brazos abiertos y regalarme el placer de su amistad.

A Jorge Trak y Gladis Soto, por sus consejos y cariño... son lo mejor de G. Mc. Quhae!!!

Y a todas las personas que, en algún momento de esto que llamamos vida caminaron junto a mí, porque de todos he aprendido lecciones valiosas...

Charo.

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo, a mi Dios todo poderoso y a la Santísima Virgen de la Candelaria que siempre me acompañan y guían por el camino del bien.

A mis Padres y Amigos, los seres más maravillosos de este mundo de los cuales me siento muy orgulloso, responsables de mi formación como persona y de quienes tengo mucho que seguir aprendiendo, siempre dispuestos a sacrificarse por el bienestar de nosotros sus hijos...los quiero mucho.

A mis hermanas: Jessika “Caro”, Elynir “La Gordix” y Nirelys “La Picu”, compañeras y amigas quienes siempre han estado a mí lado a pesar de las diferencias normales existentes entre hermanos...las quiero mucho.

A Sami, por estar aquí y formar parte de mi vida....te quiero mucho pollito.

A mi Flaquita Bella “Susi”, símbolo del esfuerzo, constancia y dedicación quien un buen día me dejó entrar en su corazón para compartir tristezas y alegrías...Te amo.

A Luis y Alicia, mis segundos padres a quienes les debo gran parte de lo que soy.

A mis queridas y muy especiales primas Clever, Yairy y Fachi.

A mi hermano Darwin, su esposa la “Gochi” e hijos quienes siempre han estado muy pendientes de mí, muy a pesar de las dificultades.

A Rafa “Fuchin” , mi hermano, padrino y amigo.

A mis amigos y hermanos de siempre: Yami, Zuyin, Anita, Honey, Miri, Gabriel, Miguel y Johan con quienes he compartido gran parte de mí vida y a sus padres.

A la Sra. Paduyllé, mi madre adoptiva durante estos años de estudio, quien me brindó su confianza y supo ganarse mi cariño, quien siempre tuvo un cafecito que ofrecer en las noches de estudio...la quiero mucho.

Al Sr. Evencio y a su hijo “Cito” a quienes a precio y les deseo lo mejor.

A Anastacia Chimaras y Maritza Rivas, por su confianza, sabios consejos y cariño. Gracias.

A Yacke, Javi y Karen mis queridas y apreciadas “cuñis”, por ser especiales...las quiero mucho.

A Brisvelys “Cosita” Palacios, gracias por tu ayuda.

A Carito, por esas palabras de aliento en el momentos de angustia y tensión.

A Rosario Fernández, mi compañera de Tesis.

A dos personas especiales que desde algún lugar de ese inmenso cielo me cuidan y a quienes les doy gracias por los padres que me dieron...A mis abuelas: Manuela de Núñez y Perfecta Mejías en donde quiera que se encuentren se que están muy felices de mí y de sus hijos....Gracias.

A todas y cada una de aquellas personas que no he mencionado y que de alguna u otra forma me han ayudado a llegar al final del camino. Gracias!!!!.

Ellys.

Fernández Fagre, Rosario

Núñez Mejías, Ellys G.

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE ESTRUCTURAS ANTE LA OCURRENCIA DE EVENTOS SÍSMICOS

Tutor Académico: Prof. Dr. Alonso Romero Martínez. Tesis. Caracas, U.C.V.

Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Año 2002, 235 p.

Palabras Claves: Estructuras, Sismos, Vulnerabilidad.

Resumen. El presente trabajo tiene por objeto plantear una metodología para la evaluación detallada de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, empleando para ello métodos analíticos de cálculo estructural, presentados de manera tal que su aplicación resulte sencilla a quienes realicen el estudio. Este planteamiento es producto de la compilación de algunos criterios empleados alrededor del mundo para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, las características de las edificaciones tradicionalmente construidas en el país y los requerimientos de la norma sismorresistente vigente.

Esta metodología se limita a estructuras porticadas de concreto reforzado y se fundamenta en la determinación de dos índices de vulnerabilidad: el índice de vulnerabilidad absoluta y el índice de vulnerabilidad relativa, que son valores representativos del comportamiento de la edificación ante la acción sísmica. Estos índices se establecen en función de las propiedades dinámicas de la estructura y la capacidad resistente de los elementos que la componen, hallando la posible secuencia de rótulas o articulaciones plásticas en ella, siendo esta la base del análisis de falla o colapso de la estructura; suponiéndose como colapso a la formación de un mecanismo cinemático en la estructura.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
Objetivos	5
Marco Metodológico	5
CAPITULO I - DESASTRES NATURALES: SISMOS	7
INTRODUCCIÓN	8
SISMOS	11
ORIGEN DE LOS SISMOS	14
Teoría de las Placas Tectónicas	15
Tipos de Fronteras de las Placas Tectónicas	19
Fallas Geológicas	21
TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS	22
MEDICIÓN DE LOS SISMOS	26
CAPITULO II - ANTECEDENTES SÍSMICOS	33
SISMICIDAD EN EL MUNDO	34
SISMICIDAD EN VENEZUELA	39
CAPITULO III - PRINCIPIOS BÁSICOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE ESTRUCTURAS	48
INTRODUCCIÓN	50
CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS	50
Grados de Libertad Dinámicos	51
SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD	53
Vibraciones Libres	53
Sistemas en Vibraciones Libres sin Amortiguamiento	56
Vibraciones Libres con Amortiguamientos	57
Vibraciones Forzadas	60

Vibraciones Forzadas sin Amortiguamientos	60
Vibraciones Forzadas con Amortiguamientos	63
SISTEMAS DE N GRADOS DE LIBERTAD	65
MODOS DE VIBRACIÓN	68
Método de Stodola	69
Método de Holzer	71
RESPUESTA ESTRUCTURAL A SISMOS	72
RIGIDEZ DE ENTREPISO	73
MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL	76
FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y REDISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS	80
Posible Secuencia de Formación de las Rótulas Plásticas en el Edificio LIDIVI	84
CAPITULO IV - VULNERABILIDAD SÍSMICA	87
ANTECEDENTES	90
TIPOS DE VULNERABILIDAD	94
Vulnerabilidad Física	94
Vulnerabilidad Funcional	96
ASPECTOS QUE AFECTAN LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA	96
Configuración Geométrica	97
Configuración Estructural	100
Colindancia o Adyacencia	111
Localización y Participación de Componentes No Estructurales como parte del Sistema Estructural	114
MÉTODOS EMPLEADOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS	115
<i>Métodos Empíricos</i>	115
<i>Métodos Cualitativos o Subjetivos</i>	116

- Método de Revisión por Filtro de Peligros Sísmicos Potenciales en Edificaciones Existentes. Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) 21.	117
- Método del Consejo de Seguridad Sísmica de Estructuras. Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) 178 o 310	119
- Método de Evaluación de la Capacidad Sísmica de Edificios en la Ciudad de México - Niveles 1 y 2.	120
- Método de Hirosawa Modificado	122
- Método del Índice de Vulnerabilidad	125
<i>Métodos Analíticos o Teóricos</i>	128
- Método de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) 273	129
- Método propuesto en las Normas Sismorresistentes de Colombia NSR-98	130
- Método de Evaluación de la Resistencia Sísmica de Edificios Existentes. Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) 14.	132
- Método NAVFAC	133
- Método Desarrollado en La Universidad de Los Andes – Venezuela	136

CAPITULO V - METODOLOGÍA QUE SE PROPONE PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS	140
HIPÓTESIS	141
METODOLOGÍA	142
DESARROLLO	143
1.- Revisión de Documentos - Dimensiones de los Elementos que Componen la Estructura	143
2.- Inspección Detallada de la Estructura	145

3.- Pórticos Representativos	146
4.- Comportamiento Sísmico de la Estructura	146
5.- Capacidad Resistente de cada Sección	147
6.- Diagrama de Momentos de la Estructura en condición de Servicio	148
7.- Formación de Rótulas Plásticas	148
8.- Diagrama de Momentos de la Estructura Debido a la Fuerza Sísmica Unitaria	149
9.- Índice de Vulnerabilidad Absoluta	149
10.- Índice de Vulnerabilidad Relativa	150
11.- Índices de Vulnerabilidad Corregidos	151
12.- Desplazamientos Laterales	157
CAPITULO VI - APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA EN EL LABORATORIO DOCENTE (EDIFICIO OESTE) DE LA FACULTAD DE CIENCIAS, UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA	158
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	205
ANEXOS	208
BIBLIOGRAFÍA	228

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, el hombre ha sido testigo y víctima a la vez, de la fuerza de la naturaleza: ciudades enteras destruidas, cantidades astronómicas de dinero en pérdidas materiales y la muerte de miles de personas, han sido entre otras, consecuencias de los llamados desastres naturales; pero es el mismo hombre quien tiene en sus manos la posibilidad de mitigar o controlar los daños que éstos pudieran generar, reduciendo la vulnerabilidad de los elementos que se encuentran expuestos a ser dañados.

Venezuela no se encuentra exenta de sufrir las consecuencias de los fenómenos naturales, especialmente de sismos o terremotos, que representan uno de los mayores potenciales de riesgo de pérdidas humanas y económicas.

Nuestro país es atravesado de occidente a oriente, por una franja de unos 100 Km. de ancho, donde se identifica el principal sistema de fallas sismogénicas del territorio, zona ésta de alta amenaza sísmica donde se concentra gran parte de la población, lo que aunado al crecimiento descontrolado de las ciudades y al elevado índice demográfico, hacen que el riesgo de sufrir las consecuencias desastrosas de un evento sísmico sea cada vez mayor.

Una vez conocida la amenaza, es posible determinar la vulnerabilidad de los factores expuestos, uno de los cuales corresponde a las estructuras, principal objetivo de la presente investigación.

La importancia de estimar la vulnerabilidad de una estructura radica en el hecho de que con ello es viable cuantificar las posibles fallas que ésta sufra de ocurrir un terremoto, lo que permite tomar las medidas necesarias para reforzarla o reconstruirla de manera que sea capaz de resistir los esfuerzos a los que será sometida.

En el presente trabajo se propone una metodología analítica de fácil aplicación, que permite determinar el grado de fragilidad de las estructuras ante la ocurrencia de un evento sísmico. Este planteamiento es producto de la compilación de algunos criterios empleados a nivel mundial para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, las características de las edificaciones tradicionalmente construidas en el país y los requerimientos de la norma sismorresistente vigente.

La metodología propuesta se limita a estructuras porticadas de concreto reforzado y se fundamenta en la determinación de dos índices de vulnerabilidad: el índice de vulnerabilidad absoluta y el índice de vulnerabilidad relativa, que son valores representativos del comportamiento de la edificación ante la acción sísmica; el primero de ellos se refiere a la capacidad que tiene la estructura de absorber la energía producida por un movimiento telúrico determinado, independientemente de su ubicación, mientras que el segundo de ellos se refiere a la capacidad que tiene la estructura de absorber la energía producida por el máximo sismo probable, el cual viene dado en función de la zona donde se encuentra ubicada la edificación y del tipo de suelo de fundación.

Estos índices se establecen en función de las propiedades dinámicas de la estructura y de la capacidad resistente de los elementos que la componen, hallando la posible secuencia de rótulas o articulaciones plásticas en ella, siendo ésta la base del análisis de falla o colapso de la estructura. Se ha supuesto como colapso, la formación de un mecanismo cinemático, es decir, la presencia de tres rótulas plásticas en línea recta para un mismo elemento de la estructura, específicamente en las vigas.

Adicionalmente se han considerado una serie de factores que pudieran afectar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, tales como las irregularidades en planta y en elevación, la presencia de columnas débiles, el estado de conservación, la adyacencia a edificaciones vecinas, entre otros; que afectan los índices de vulnerabilidad a través de factores de incidencia, que han sido estimados con base en análisis cualitativos de

los comentarios de la norma para edificaciones sismorresistentes y de la experiencia de sismos anteriores.

La validez del análisis cualitativo en una investigación científica ha sido estudiada por varios investigadores; uno de los cuales expresa:

“El enfoque cualitativo rechaza la pretensión de cuantificar toda realidad humana, pues considera que con frecuencia la cuantificación es irrelevante. Se centra la importancia del cambio, el contexto, la función y el significado de los actos humanos y no pretende hacer generalizaciones universales, sino estudiar, conocer y servir a una comunidad, adoptando inicialmente una actitud exploratoria y de apertura mental para comprender las realidades tal como existen, y describirlas con riqueza de detalles (Martínez, 1994).” (Tomado de J. Hurtado, 1998)

Por otra parte, no debe excluirse en ningún momento el análisis cuantitativo de una investigación científica, razón por la cual J. Hurtado (1998) reporta:

“El caso es que el proceso investigativo por lo general contiene aspectos de ambos paradigmas (cualitativo y cuantitativo). Si se asumiera que el paradigma positivista o cuantitativo es el verdadero y que sólo se puede llegar al conocimiento a través de la verificación, toda labor que se encarga del desarrollo de teorías, las descripciones taxonómicas y los estudios proyectivos, por ejemplo, quedaría descartada del quehacer científico. Igualmente si se considerara como lo único válido, al paradigma cualitativo, la experimentación y la confirmación también quedarían fuera.”

En relación a lo anterior, Cook y Reichardt (1995) sostienen que ambas posiciones se complementan, completando la idea anterior con los planteamientos que siguen (Tomado de J. Hurtado, 1998):

“- Tanto las técnicas cuantitativas como las cualitativas permiten determinar resultados y procesos y no puede decirse que lo cuantitativo sea

exclusivamente para obtener resultados y que lo cualitativo sea exclusivamente para determinar procesos.

- Las técnicas cuantitativas pueden ser utilizadas para obtener resultados dentro de un contexto sin intención de generalizar, y las técnicas cualitativas pueden ser utilizadas en una investigación cuyo propósito es generalizar.
- Las técnicas cuantitativas no siempre son más confiables que las cualitativas, y las técnicas cualitativas no siempre son más válidas que las cuantitativas.”

De lo anterior se desprende la importancia de combinar ambas tendencias de investigación, pues esto ofrece un alcance más amplio para la misma; razón por la cual en el presente trabajo se procura hacer uso equilibrado de ellas.

Con la metodología propuesta se pretende realizar una evaluación detallada de la vulnerabilidad sísmica, empleando para ello métodos analíticos de cálculo estructural, presentados de manera tal que su aplicación resulte sencilla a quienes realicen el estudio. Vale la pena destacar, que se considera para los efectos de este trabajo únicamente la vulnerabilidad física de los elementos estructurales de una edificación.

A fin de comprobar la factibilidad de aplicación de la metodología propuesta, se empleará la misma para evaluar la vulnerabilidad sísmica del Laboratorio Docente (edificio Oeste), ubicado en la Facultad de Ciencias de la Ciudad Universitaria de Caracas; se seleccionó esta edificación porque es posible realizar la inspección ocular y se tiene acceso a la información requerida, pues se trata de un edificio aún en construcción (última etapa de instalación de los servicios), y los planos de detalles están a la mano en la oficina de inspección. Además, los elementos estructurales están a la vista, lo que agiliza y facilita el proceso.

Objetivos

Los objetivos específicos de este trabajo de investigación son los siguientes:

- 1.- Plantear una metodología que permita evaluar la vulnerabilidad de estructuras ante la ocurrencia de eventos sísmicos.
- 2.- Aplicar la metodología propuesta a un edificio ubicado en el área de Caracas.

Marco Metodológico

Se describen en primer lugar los sismos, sus orígenes y principales características. Luego se hace un resumen de los eventos sísmicos más importantes ocurridos a nivel mundial, destacando los ocurridos en Venezuela y señalando las medidas que se aplicaron como consecuencia de los mismos.

Se presenta el marco teórico correspondiente al análisis dinámico de estructuras y los métodos de cálculo estructural que se emplean en el desarrollo de los objetivos propuestos.

Se describe posteriormente todo lo referente a la vulnerabilidad de estructuras, los factores que la afectan y los diversos métodos empleados a nivel mundial en esta tarea, que servirán de base para el desarrollo del objetivo central de este trabajo: plantear una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, la cual será de tipo analítico.

Atendiendo al objetivo principal de este trabajo, no se emplean métodos exactos de cálculo para determinar las solicitaciones de los miembros en la aplicación que se presenta, sino métodos aproximados que no introducen ninguna variante en la aplicación de la metodología propuesta. Si el analista posee los cálculos exactos de la

estructura, éstos se utilizarán en el método, pero los resultados que se obtienen serán los mismos.

CAPITULO I

DESASTRES NATURALES:

SISMOS

INTRODUCCIÓN

SISMOS

ORIGEN DE LOS SISMOS

Teoría de las Placas Tectónicas

Tipos de Fronteras de las Placas Tectónicas

Fallas Geológicas

TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS

MEDICIÓN DE LOS SISMOS

DESASTRES NATURALES: SISMOS

INTRODUCCIÓN

La Asamblea General de las Naciones Unidas declaró la década del noventa como la Década Internacional para la Reducción de los Desastres Naturales (DIRDN), con el objetivo de reducir la pérdida de vidas, el daño a la propiedad y la interrupción de las actividades sociales y económicas causadas por los Desastres Naturales. Un logro importante de ello ha sido el uso de la educación para promover un mejor entendimiento de los Desastres Naturales.

Para entender los llamados Desastres Naturales, para poder prevenirlos y recuperarse una vez que se han producido, es necesario entender la diferencia existente entre un Fenómeno Natural y un Desastre Natural.

Se conoce por Fenómeno Natural a toda manifestación de la naturaleza, refiriéndose esto a cualquier expresión que adopta la misma como resultado de su funcionamiento interno. Los Fenómenos Naturales pueden ser de cierta regularidad o de aparición extraordinaria y sorprendente.

No todo Fenómeno Natural es peligroso para el hombre, es un hecho que convivimos con ellos y forman parte de nuestro medio ambiente natural; pequeños temblores, lluvias de temporada, crecida de ríos, entre otros.

Algunos Fenómenos, por su tipo y magnitud así como por lo sorpresivo de su ocurrencia, constituyen un peligro. Un Sismo de considerable magnitud, lluvias torrenciales continuas en zonas ordinariamente secas, huracanes, etc. se pueden considerar peligrosos. El peligro que representa un Fenómeno Natural puede ser permanente o pasajero. En todos los casos se le denomina así porque es potencialmente dañino.

Se entiende por Desastre Natural, aquella situación de emergencia que altera repentinamente las condiciones de vida de una población, provocando la pérdida de vidas, bienes materiales o degradación ambiental, en una escala que se encuentra por encima de la capacidad de respuesta de la población.

Por otro lado, un Desastre Natural es la correlación que existe entre Fenómenos Naturales peligrosos (un Sismo, por ejemplo) y determinadas condiciones socioeconómicas y físicas vulnerables, como una situación económica precaria, viviendas mal construidas, suelos inestables, entre otras. En otras palabras, se puede decir que existe un alto riesgo de desastre si uno o más Fenómenos Naturales peligrosos ocurrieran en condiciones de vulnerabilidad.

Las razones por las cuales, la humanidad no ha creado un ambiente seguro para vivir, han sido la necesidad extrema y la ignorancia. Las precarias condiciones económicas son de por sí condiciones de vulnerabilidad, pues la magnitud de daño real es mayor si la población carece de recursos (económicos y sociales) a partir de los cuales pueda recuperarse.

En la Figura I.1 se muestra la distribución de personas afectadas por Desastres Naturales en el período 1964-1998 a nivel mundial. En esta figura podemos ver que, en términos generales, las personas afectadas son mayores en los países no desarrollados, debido a las razones anteriormente expuestas.

En la Tabla I.1 se muestran los registros históricos de los principales Desastres Naturales ocurridos en América Latina y el Caribe durante el período comprendido entre 1970 y 1993.

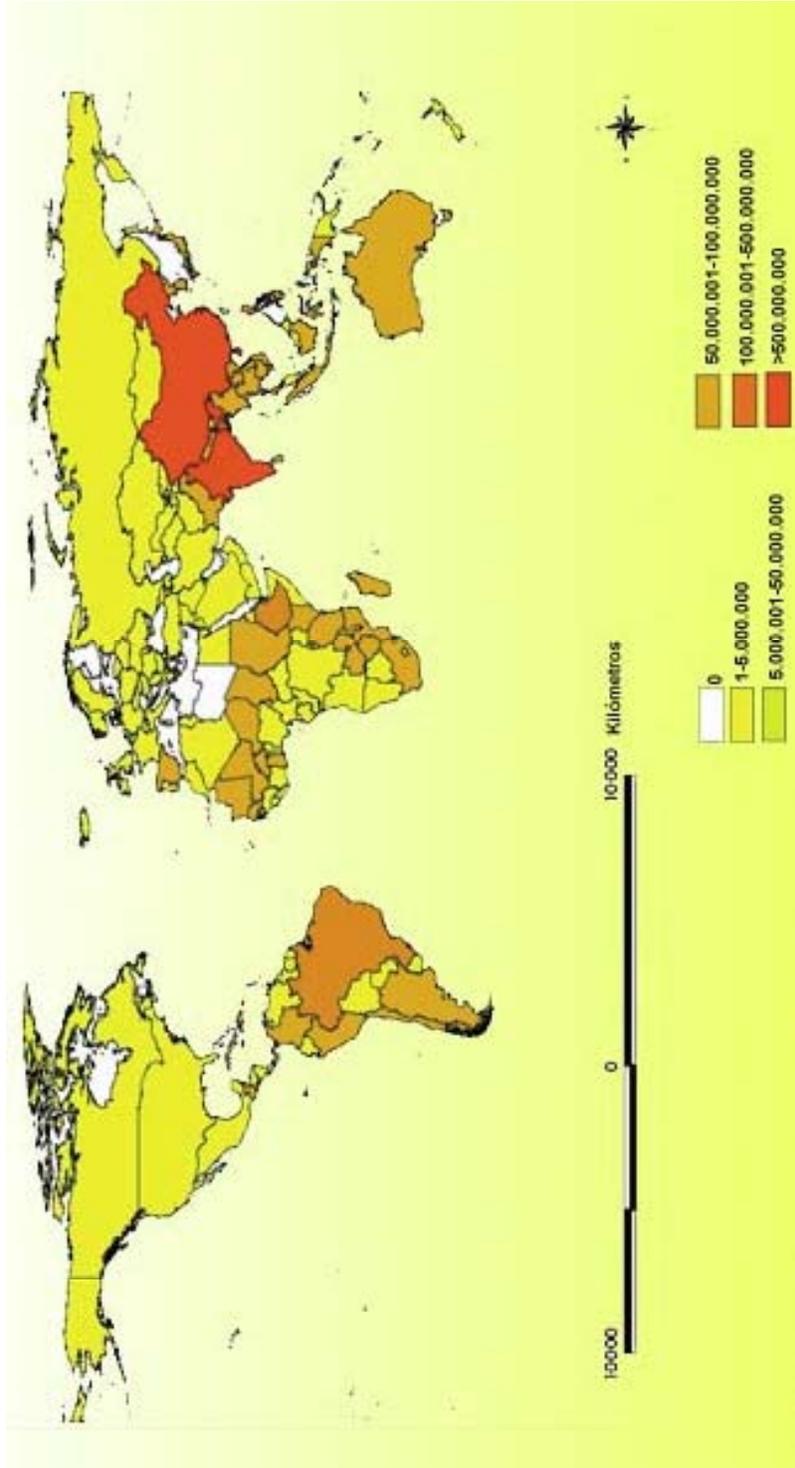


Figura I.1: Distribución de Personas Afectadas por Desastres Naturales en el Período 1964-1998
(http://www.atlaslatinoamerica.org/usuarios/impac/des_nat.htm)

País	Año	T ipo de D esastre	N ° de M uertes Reportadas	N ° Estim ado de Personas A fectadas
Perú	1970	T errem oto	67.000	3.139.000
Nicaragua	1972	T errem oto	10.000	400.000
Honduras	1974	H uracán	7.000	15.000
Guatemala	1976	T errem oto	23.000	1.200.000
Domínica	1979	H uracán	38	81.000
República Dominicana	1979	H uracán	1.400	1.200.000
Haití	1980	H uracán	220	330.000
México	1982	Erupción Volcánica	1.770	60.000
Chile	1985	T errem oto	180	1.000.000
México	1985	T errem oto	10.000	60.000
Colombia	1985	Erupción Volcánica	23.000	200.000
El Salvador	1986	T errem oto	1.100	500.000
Ecuador	1987	T errem oto	300	150.000
República Dominicana	1987	H uracán	3	50.000
Brazil	1988	Inundación	355	108.000
Jamaica	1988	H uracán	45	500.000
México	1988	H uracán	225	200.000
Nicaragua	1988	H uracán	116	185.000
Antigua, Guadalupe, Montserrat, Puerto Rico, St. Kitts y Nevis, U.S.A., U.S. Islas Vírgenes	1989	H uracán	56	220.000
Perú	1990	T errem oto	21	130.000
Costa Rica	1991	T errem oto	51	19.700
Nicaragua	1992	T sunam i	116	13.500
Honduras	1993	T om enta T ropical	103	11.000

Tabla I.1: Principales Desastres Naturales ocurridos en Latinoamérica y el Caribe en el Período 1970-1993 (http://www.atlaslatinoamerica.org/usuarios_impac/des_nat.htm)

SISMOS

Se conoce por Sismo o Terremoto a aquel movimiento de la superficie terrestre, que se origina en el interior de la Tierra y que se propaga en todas las direcciones por los materiales de la misma en forma de ondas elásticas, denominadas ondas sísmicas. Es un temblor violento de la Tierra, debido a la brusca liberación de energía acumulada y que ocurre cuando existen debilidades o fallas de los bloques de la corteza terrestre, que se rompen y se deslizan unos sobre otros.

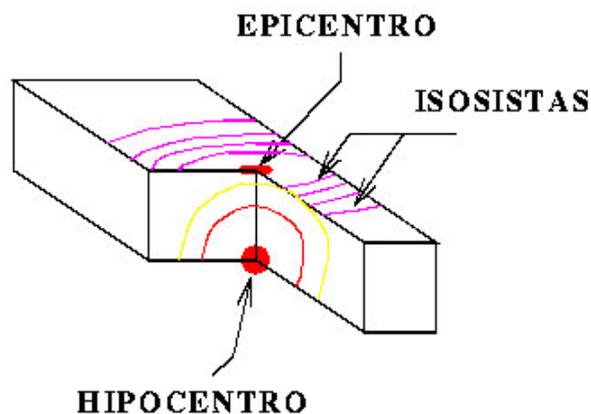
Un Sismo corresponde al proceso de generación y posterior propagación de ondas por el interior de la Tierra. Cuando estas llegan a la superficie, se dejan sentir tanto por la

población como por las estructuras y dependiendo de la amplitud del movimiento (desplazamiento, velocidad y aceleración del suelo) y de su duración, el Sismo será de mayor o menor intensidad.

En general se asocia el término Terremoto con los movimientos sísmicos de dimensión considerable, aunque rigurosamente su etimología significa "movimiento de la Tierra".

El estudio de los Terremotos se denomina Sismología y es una ciencia relativamente reciente. Es la ciencia que estudia las causas que producen los Terremotos, el mecanismo por el cual se producen y propagan las ondas sísmicas y la predicción del fenómeno sísmico.

El punto en las profundidades de la Tierra donde se libera la energía acumulada se llama **foco** o **hipocentro** del Sismo y el punto correspondiente en la superficie es su **epicentro**, donde se producen habitualmente los mayores daños. Cuando ocurre un Sismo cuyo hipocentro se ubica en la corteza terrestre (hasta 70 Km. de profundidad), éste se denomina superficial; si ocurre entre los 70 y los 300 Km. se denomina intermedio y si es de mayor profundidad se denomina entonces profundo (el centro de la Tierra se ubica a unos 6.370 Km. de profundidad).



La mayoría de los terremotos se restringen a regiones donde existe actividad volcánica reciente, principalmente a dos zonas, una que rodea el Océano Pacífico y

que ha sido denominada como “Cinturón de Fuego” y otra que se extiende a través de Asia meridional y el Mar Mediterráneo. Estas regiones se caracterizan por ser inestables, con cordilleras montañosas de edad geológica reciente que, en ciertos lugares están aún en movimiento ascendente.

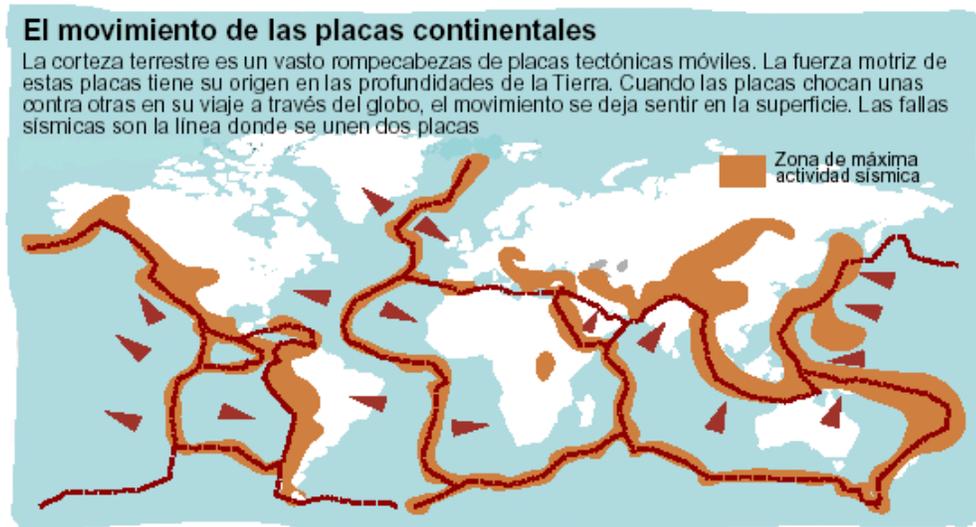


Figura I.3: Zonas de Máxima Actividad Sísmica
(<http://www.el-mundo.es/aula/laminas/terremotos.pdf>)

Los Terremotos de gran magnitud cuyo foco está bajo el mar o en las cercanías de la costa, producen cambios de elevación en la superficie y el fondo oceánico en el mar, generando en la mayoría de los casos, grandes olas que se propagan desde el epicentro y que pueden alcanzar alturas de varias decenas de metros sobre el nivel medio del mar. Estas olas viajan a una velocidad extraordinaria, causando grandes daños y pérdidas de vidas cuando llegan a la costa. A este fenómeno se le conoce con el nombre de ‘Tsunami’.

Un Sismo rara vez tiene una duración mayor a uno o dos minutos, pero puede ocasionar el colapso de estructuras, abrir grietas en el terreno y causar un número considerable de pérdidas humanas.

Los daños o pérdidas (económicas y humanas) producidas por un Terremoto, no dependen únicamente de la magnitud del mismo. Como se estudió anteriormente, el

riesgo de que un Sismo provoque un Desastre Natural, es directamente proporcional a la vulnerabilidad de la zona donde se genere este fenómeno. Afortunadamente, la mayoría de los Terremotos de fuerza destructiva, ocurren en lugares poco habitados o en el mar, alejados del continente, reduciéndose de esta manera la vulnerabilidad y por tanto, las pérdidas.

ORIGEN DE LOS SISMOS

A lo largo de la historia, el hombre ha adjudicado el origen de los Sismos a diversas causas, la mayoría de las cuales se basan fundamentalmente en costumbres o creencias religiosas, de allí que los Terremotos hayan sido atribuidos a la acción de dioses como Poseidón, según la Mitología Griega o a la lucha entre deidades maléficas y protectoras. Tampoco han faltado los intentos de explicar este Fenómeno Natural de una manera científica, tal como lo hicieran algunos filósofos presocráticos del siglo V antes de Cristo (a.C.) y *Aristóteles*, quien en el siglo IV a.C. consideraba que los Terremotos eran producidos por masas de aire caliente que intentaban escapar del interior de la Tierra.

Si bien *Hooke* alrededor del año 1668, plantea los Terremotos como una respuesta elástica a fenómenos geológicos; no es sino hasta principios del siglo pasado cuando se comienzan a vincular los Terremotos con fallas geológicas observables en el terreno.

Como consecuencia del Terremoto que devastó la región de San Francisco (Estados Unidos de Norteamérica) el 18 de abril de 1906, se nombró una comisión de investigación para estudiar la catástrofe; dicha comisión fue dirigida por *H. Reid*, quien concluyó que la sacudida fue provocada por un deslizamiento de cinco metros sobre una porción de la falla de San Andrés de varios cientos de kilómetros, quedando de esta manera establecida la relación existente entre los Sismos y las fallas geológicas (Ver Figura I.4)

Por otro lado, se tiene que la actividad subterránea originada por un Volcán en proceso de erupción, puede generar un Sismo o un fenómeno similar. También se ha estimado que una fuerza extrínseca provocada por el hombre, podría desencadenar un Terremoto, probablemente en un lugar donde ya había una Falla Geológica; lo anterior permite suponer que experimentos nucleares, o la fuerza de una cantidad considerable de toneladas de agua acumulada en represas, por ejemplo, podría producir tal fenómeno.

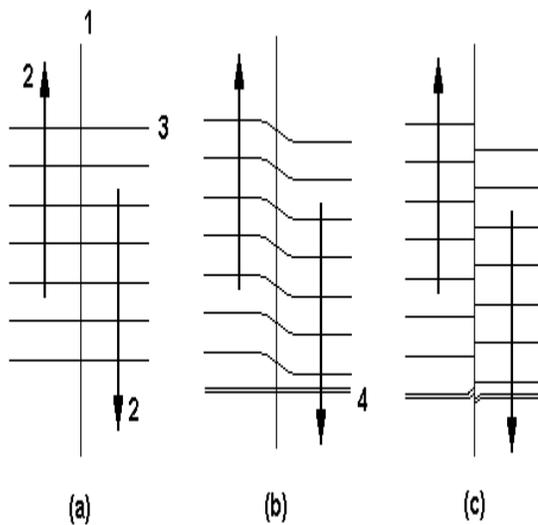


Figura I.4: En el estado no deformado (Figura I.4a), siendo (1) la línea de falla y (2) la dirección del movimiento de las placas, se suponen unas líneas perpendiculares a la falla (3), las cuales se deforman por el desplazamiento relativo del terreno a lo largo de ella, tal como se muestra en la Figura I.4b. Se supone según la Figura I.4b, que luego de ocurrido el movimiento, se construye un camino perpendicular a la falla (4). Si continúa la deformación se alcanza un estado tensional que produce la ruptura de la falla a partir de un punto crítico (Figura 4c)

Figura I.4: Mecanismo del Terremoto según Reid
(<http://www.monografias.com/trabajos3/sismo/sismo.shtml>)

Teoría de las Placas Tectónicas

Hace 225 millones de años, la Tierra estaba conformada en su superficie por una sola estructura llamada **Pangea** (Figura I.5), cuyo significado en griego es “todas las tierras”. Esta estructura se fue fragmentando, formándose de esta manera un conjunto de placas o planchas rígidas de roca sólida que constituyen la hoy denominada Litósfera, la cual tiene un espesor que varía entre los 15 y los 200 Km. y que flota sobre una capa semisólida situada en el manto terrestre, a profundidades entre 50 y 150 Km.; zona que se conoce como Astenósfera.

Estas placas, las cuales han sido llamadas **Placas Tectónicas**, se están acomodando en un proceso que lleva millones de años y que ha conformado los continentes tal como los conocemos en la actualidad (Figura I.6); a este proceso se le ha denominado **Deriva de los Continentes**.



Figura I.5: La Tierra antes de separarse **Pangea**
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)



Figura I.6: La Tierra luego de separarse **Pangea**
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

Pangea (Figura I.7) se fragmentó primero en dos supercontinentes menores (Figura I.8): **Gondwana** al sur (que comprendía lo que ahora es Sudamérica, África, Australia, la Antártida y la India) y **Laurasia** al norte (Norteamérica, Europa y la mayor parte de Asia). Posteriormente se fracturó en los actuales continentes, que empezaron a separarse.

Este proceso continúa y los continentes siguen su deriva a razón de unos pocos centímetros al año, lo que implica que su disposición actual no es permanente. Así, el océano Atlántico se está ensanchando a medida que África y América se separan; en cambio, el océano Pacífico se está reduciendo; el mar Mediterráneo se estrecha y posiblemente desaparezca, pues África avanza hacia el norte, al encuentro de Europa.

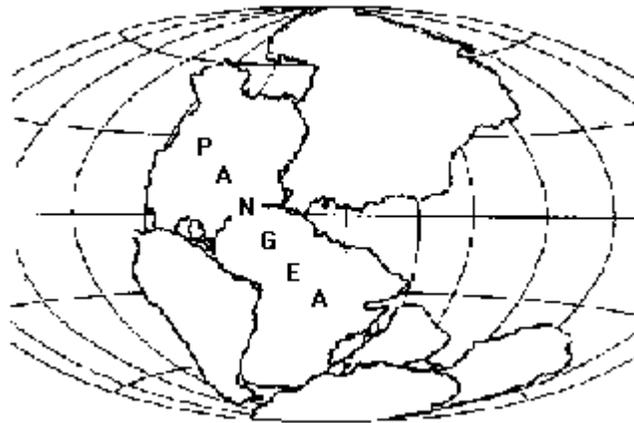


Figura I.7: **Pangea**
(<http://www.monografias.com/trabajos3/sismo/sismo.shtml>)



Figura I.8: Primera división de **Pangea**: Laurasia y Gondwana
(<http://www.monografias.com/trabajos3/sismo/sismo.shtml>)

La configuración actual de las principales **Placas Tectónicas** se ilustra en la Figura I.9, mientras en la Figura I.10 se muestra la disposición de las Placas que afectan a América y el Caribe, juntamente con la dirección de su movimiento, el cual se indica con flechas.



Figura I.9: Posición actual de las **Placas Tectónicas**
(<http://www.conicyt.cl/explora/noticias/terremoto/porque.html>)



Figura I.10: **Placas Tectónicas** que afectan parte de América y el Caribe y su movimiento
(<http://www.infocentros.org.sv/terremotos/>)

Si bien este proceso es lento, en algunos casos las **Placas Tectónicas** chocan entre sí impidiendo o dificultando su desplazamiento; cuando esto ocurre una placa comienza a desplazarse sobre o bajo la otra originando cambios en la topografía. Con el pasar de los años, este proceso continúa hasta alcanzar un punto donde las rocas no pueden resistir más deformación partiéndose o quebrándose violentamente; lo que ocurre cuando las fuerzas que mueven las **Placas Tectónicas**, exceden la resistencia que presentan las rocas que forman los bordes de las mismas. A lo largo de la quebradura o falla se libera repentinamente, en forma de vibraciones u ondas sísmicas, la energía

que se había acumulado en las rocas. Estas vibraciones u ondas se esparcen en todas las direcciones produciendo el Sismo o Terremoto.

Vale la pena destacar, que cuando Pangea se dividió en Gondwana y Laurasia, la India formaba parte de Gondwana, pero más tarde se separó de este y se desplazó hacia el norte hasta chocar con Asia y unirse a este continente. La presión de la India contra Asia provocó el plegamiento de la corteza y la formación de la cordillera del Himalaya, fenómeno que aún prosigue. En la Figura I.11 se ilustra cómo se produce este tipo de fenómenos y su resultado: Los Terremotos.



Figura I.11: Cómo se produce un Terremoto
(<http://www.infocentros.org.sv/terremotos/>)

Tipos de Fronteras de las Placas Tectónicas

Existen tres tipos fundamentales de fronteras o vecindades de las placas, estas son:

☞ *Fronteras Divergentes:* Corresponden a aquellas donde se genera una brecha entre las placas al separarse (Figura I.12), que posteriormente es ocupada con material proveniente del Manto (costra). Un ejemplo de Frontera Divergente, es la cordillera Meso-Atlántica, la cual se prolonga desde el Océano Ártico hasta el sur de África. En esta frontera se están separando las placas Norteamericana y Euroasiática a una velocidad de 2,5 cm. por año.

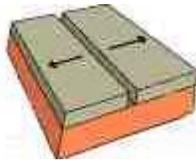


Figura I.12: Frontera Divergente
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

⚡ Fronteras Convergentes: Correspondientes a aquellas donde la costra es destruida al generarse el levantamiento de una o ambas placas (Figura I.13). Al fenómeno de hundimiento de una placa bajo la otra, se le denomina **subducción**. El ejemplo más conocido es el de la Placa de Nazca, la cual se está hundiendo bajo la placa Suramericana frente a las costas de Perú y Chile, dando origen a una de las zonas de mayor sismicidad del planeta.

Las placas pueden converger en el continente y dar origen a cadenas montañosas como la de los Himalayas, así como pueden hacerlo en los océanos, como ocurre frente a las Islas Marianas, cerca de Filipinas, dando origen a fosas marinas que pueden llegar a los 11.000 m. de profundidad o bien originar volcanes submarinos.

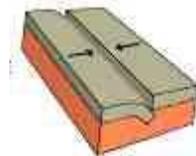


Figura I.13: Frontera Convergente (**subducción**)
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

⚡ Fronteras Transcurrentes: Son aquellas donde las placas se mueven una con respecto a la otra en dirección paralela al límite de contacto o falla. Un ejemplo de este tipo de fronteras es la conocida Falla de San Andrés, en California (Estados Unidos de Norteamérica).



Figura I.14: Frontera Transcurrente
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

Fallas Geológicas

Se entiende por **Falla Geológica**, a la superficie de contacto entre dos bloques que se desplazan uno con respecto al otro; estas se pueden extender por cientos de kilómetros y en forma temporal por varios millones de años. Es la línea de fractura a lo largo de la cual, una sección de la corteza terrestre se ha desplazado con respecto a otra. Una falla activa es aquella en la cual ha ocurrido desplazamiento en los últimos 2 millones de años o en la cual se observa actividad sísmica.

Las denominadas fallas son, entonces, los puntos donde con más probabilidad se originan fenómenos sísmicos; sólo el 10% de los Terremotos ocurren alejados de los límites de estas.

Los tipos de Fallas Geológicas (Figura I.15) pueden ser principalmente tres: **Transcurrentes o de Desgarre, Normales e Inversas.**

❧ *Fallas Transcurrentes o de Desgarre:* Son aquellas en las que ocurren deslizamientos horizontales entre los dos bordes de la falla.

❧ *Fallas Normales:* Corresponden a las zonas donde la corteza terrestre está en extensión; uno de los dos bloques de la falla se desliza hacia abajo.

❧ *Fallas Inversas:* Corresponden a las zonas donde la corteza terrestre está en compresión. Existen dos casos: cuando una de las dos porciones de corteza que están en contacto, penetra bajo la otra que, en general, es una placa continental y cuando el deslizamiento de una de las placas es hacia arriba.

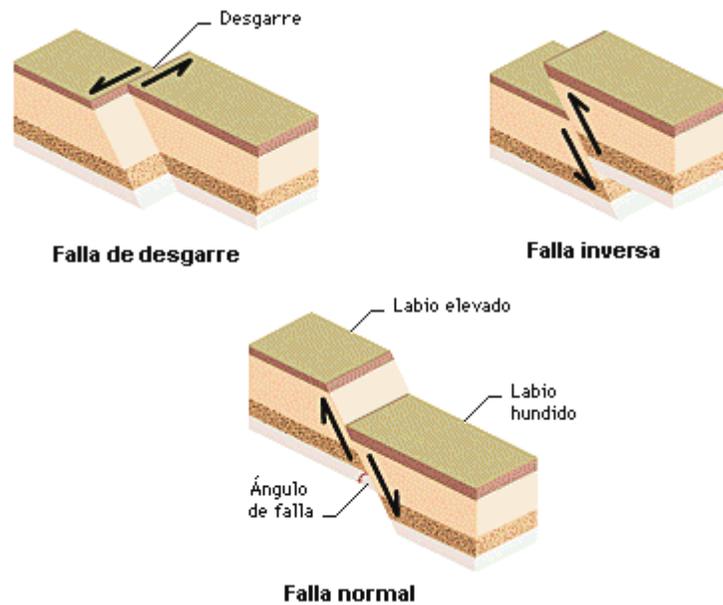


Figura I.15: Tipos de **Fallas Geológicas**
(Enciclopedia Microsoft Encarta 2000)

TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS

Como se estudió anteriormente, los Terremotos se originan por la brusca liberación de la energía de deformación, acumulada en las **Placas Tectónicas** debida a la interacción entre ellas; esta energía se libera en forma de ondas, que se propagan desde el hipocentro en todas las direcciones y a diferentes velocidades.

Se distinguen dos tipos principales de ondas sísmicas: Las **preliminares** o **corporales** y las **superficiales**.

☞ *Ondas Preliminares o Corporales*: Son aquellas que se propagan desde el **hipocentro** a través de la corteza terrestre, producto de la dilatación o compresión del material; su nombre se debe a que son las primeras en ser detectadas, pues son las más rápidas. La velocidad de propagación de este tipo de ondas, depende de la naturaleza del medio por el que se transmiten, especialmente de la densidad de este y de sus características elásticas.

Existen dos tipos de ondas **preliminares**, las *longitudinales o primarias* y las *transversales o secundarias*.

~ *Ondas Longitudinales o Primarias*: También conocidas como ondas P. Son ondas de compresión o distensión; es decir, comprimen y dilatan alternativamente las rocas, a la manera de un acordeón, provocan movimientos en el mismo sentido que la dirección de propagación, levantan o hunden el suelo. Estas ondas viajan desde el hipocentro, a través del magma y son las primeras en llegar a la superficie, pues alcanzan una mayor velocidad. Empujan pequeñas partículas de material delante de ellas y arrastran otro tanto detrás.

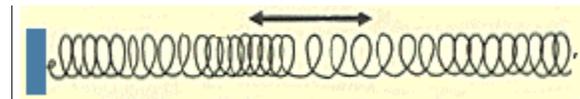


Figura I.16: Ondas Longitudinales o Primarias (Ondas P)
(www.cse.ssl.berkeley.edu/lessons/indiv/davis/hs/spanishearquakes.html)

~ *Ondas Transversales o Secundarias*: También conocidas como ondas S. Estas ondas provocan movimientos perpendiculares a la dirección de propagación, por lo que son ondas de corte. Desplazan material en ángulo recto a ellas. La velocidad de propagación de este tipo de onda es menor a la de las ondas P debido a las propiedades elásticas de las rocas, pero cinco veces más intensas.

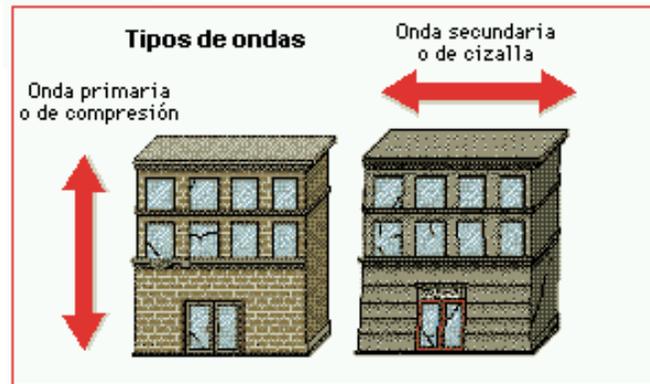


Figura I.17: Tipos de Ondas **Preliminares** o **Corporales**
(Enciclopedia Microsoft Encarta 2000)

En el interior del globo terrestre, las ondas P y S se reflejan, refractan y se transmiten en parte, dividiéndose en otros tipos de ondas que atraviesan la Tierra.

≈ *Ondas Superficiales*: Son aquellas que se propagan únicamente por la superficie terrestre, originándose a partir de ondas P y S. Producen la mayor vibración de la superficie y probablemente el mayor daño en la misma; se propagan a gran velocidad.

Existen dos tipos de ondas **superficiales**, las ondas Love y las Rayleigh.

~ *Ondas Love*: También conocidas como ondas L; deben su nombre al geofísico británico Augustus E. H. Love. Este tipo de ondas producen los movimientos horizontales del suelo durante el Sismo.

~ *Ondas Rayleigh*: También conocidas como ondas R; reciben su nombre en honor al físico británico John Rayleigh. Este tipo de ondas producen los movimientos verticales del suelo durante el Sismo.

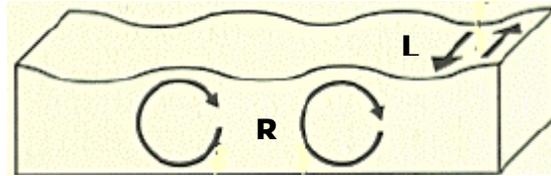


Figura I.18: Ondas Superficiales
(www.cse.ssl.berkeley.edu/lessons/indiv/davis/hs/spanishearhquakes.html)

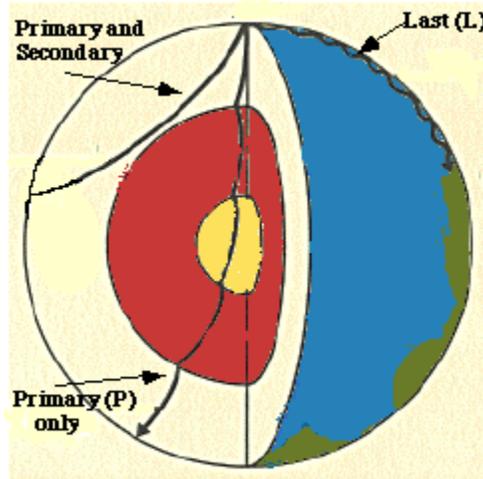
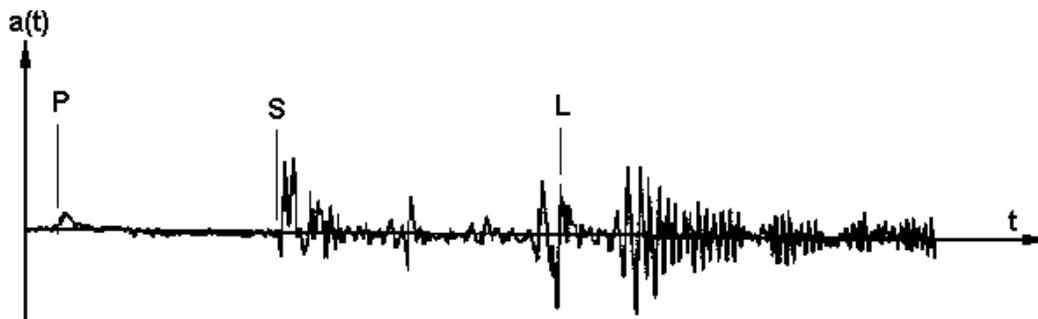


Figura I.19: Tipos de Ondas Sísmicas
(www.cse.ssl.berkeley.edu/lessons/indiv/davis/hs/spanishearhquakes.html)



Terremoto de Kermadec de 11 de Junio de 1957

Figura I.20: Acelerograma donde se señala el momento de la llegada de cada Tipo de Onda
(<http://www.monografias.com/trabajos3/sismo/sismo.shtml>)

MEDICIÓN DE LOS SISMOS

A través de los años, el hombre en su afán de cuantificar la fuerza de los Terremotos, ha desarrollado dos escalas de medida basándose en la **Intensidad** y en la **Magnitud** de los mismos.

Las **Escalas de Intensidad**, cuantifican los efectos producidos por un Sismo en las personas y las estructuras en general; es decir, miden su poder destructivo mas no la energía liberada. La intensidad es entonces, una medida cualitativa, pues evalúa la percepción humana del Sismo. La utilidad de estas escalas, se basa en el hecho de que permiten recolectar información, en zonas donde no existen instrumentos de medición; para estimar la intensidad se recurre a la revisión de registros históricos, entrevistas a la gente, noticias de los diarios, entre otros.

Para un Sismo, la intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro, las condiciones geológicas locales, la energía liberada durante el Terremoto, la forma como las ondas llegan al sitio en estudio y lo más importante, cómo la población sintió o dejó registros del Sismo.

La Escala de Intensidades empleada con mayor frecuencia en el mundo, fue introducida a principios del siglo XX por el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli, quien propuso una escala de doce grados para catalogar los daños producidos por los Sismos; se define entonces, una intensidad I como la de un suceso percibido por pocos, mientras que se asigna una intensidad XII a los eventos catastróficos que provocan destrucción total.

En la Tabla I.2 se reproduce la Escala de Intensidades de Mercalli, la cual fue modificada en 1931 por Wood y Newman.

Intensidad	Efectos del Sismo
Grado I	Sacudida sentida por muy pocas personas en condiciones especialmente favorables.
Grado II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar.
Grado III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un carro pesado. Duración estimable
Grado IV	Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por la noche algunas despiertan. Vibración de vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un carro pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.
Grado V	Sacudida sentida casi por todo el mundo; muchos despiertan. Algunas piezas de vajilla, vidrios de ventanas, etc. se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Se detienen relojes de péndulo.
Grado VI	Sacudida sentida por todo mundo; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio; pocos ejemplos de caída de aplanados o daño en chimeneas. Daños ligeros.
Grado VII	Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias bien construidas; daños considerables en las débiles o mal planeadas; rotura de algunas chimeneas. Estimado por las personas que conducen vehículos en movimiento.
Grado VIII	Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial; grande en estructuras débilmente construidas. Los muros salen de sus armaduras. Caída de chimeneas, pilas de productos en los almacenes de las fábricas, columnas, monumentos y muros. Los muebles pesados se vuelcan. Arena y lodo proyectados en pequeñas cantidades. Cambio en el nivel del agua de los pozos. Pérdida de control en las personas que guían vehículos motorizados.

Tabla I.2: Escala de Mercalli Modificada (MM)
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

Grado IX	Daño considerable en las estructuras de diseño bueno; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen.
Grado X	Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor parte de las estructuras de mampostería y armaduras se destruyen con todo y cimientos; agrietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión del agua de los ríos sobre sus márgenes.
Grado XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.
Grado XII	Destrucción total. Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba.

Tabla I.2 (Continuación): Escala de Mercalli Modificada (MM)
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

Otra escala de intensidad usada con frecuencia en el mundo y que se presenta a continuación, es la Escala Macrosísmica M.S.K. (Medvedev-Sponhener-Karnik), la cual es más precisa que la descrita anteriormente, pero que sólo es admitida de modo experimental.

A continuación se presenta una tabla que reproduce la Escala Macrosísmica M.S.K.

Intensidad	Efectos del Sismo
Grado I	Sacudida imperceptible al hombre, registrada sólo por los sismógrafos.
Grado II	Sacudida detectada por un pequeño número de personas, especialmente las que se encuentran en los pisos superiores de los edificios.
Grado III	Sacudida sentida por mayor número de personas, con efecto similar al de un automóvil que corre a gran velocidad. A veces se puede apreciar la dirección y la duración de la sacudida.
Grado IV	Movimiento constatado por algunas personas al aire libre y por muchas dentro de sus viviendas.
Grado V	Movimiento sentido por todos los habitantes. Las personas dormidas despiertan. Los muebles y camas se sacuden.
Grado VI	Las personas se asustan y salen de sus habitaciones. Sonido general de campanas. Los péndulos dejan de oscilar, caen plafones y requiebran cristales. Se produce agrietamiento de los revestimientos y enlucidos.
Grado VII	Los edificios sufren deterioros leves. Grietas en muros. Caída de chimeneas aisladas mal construidas. Daños en minaretes o torres de iglesias antiguas.
Grado VIII	Deterioros graves con grietas en los muros. Caída de la mayoría de las chimeneas y de las campanas de las iglesias. Giro de monumentos y estatuas. Desprendimiento de los taludes en declive o en suelos húmedos. Caída de rocas de las montañas.
Grado IX	Edificios sólidos bien construidos se dañan seriamente y muchos quedan inhabitables. Todos los edificios se deterioran en mayor o menor grado.
Grado X	La mayoría de los edificios en piedra o madera se destruyen, con sus fundaciones. Grietas en muros de piedra. Rieles de vías de ferrocarril curvados. Daño en los puentes. Tuberías de suministro de fluidos aplastadas y retorcidas. Calles y aceras con ondulaciones. El agua de los ríos y lagos inunda las riberas.
Grado XI	Destrucción total de puentes y diques. Desgarramiento y hundimiento de los suelos.
Grado XII	Toda obra humana se destruye. Cambia la topografía del lugar. Dislocación y cizallamiento del suelo. Ríos salidos de sus lechos.

Tabla I.3: Escala Macrosísmica Internacional de Intensidad (M.S.K.)
(Fratelli M. G., Caracas, 1999)

Por otra parte, las **Escalas de Magnitud** son aquellas que cuantifican la energía del Terremoto en el epicentro; es decir, miden la cantidad de energía liberada en forma de ondas durante el Sismo, la cual es obtenida de manera numérica a partir de los datos registrados por los Sismógrafos. La magnitud es entonces, una medida cuantitativa, pues se emplean datos científicos y no percepciones humanas.

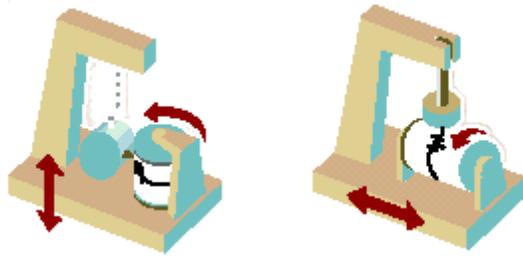


Figura I.21: Sismógrafos
(<http://www.el-mundo.es/aula/laminas/terremotos.pdf>)

En 1931 el sismólogo japonés Wadati, al comparar los sismogramas de diferentes temblores, observó que la amplitud máxima de las ondas sísmicas registradas, era aparentemente proporcional a la dimensión del Sismo; pero no fue sino hasta 1935 que el sismólogo estadounidense Charles Richter desarrolló este concepto, estableciendo analogías con la medida de brillantez de las estrellas en astronomía, empleando por primera vez el término magnitud para catalogar los Sismos.

Richter estableció entonces una escala logarítmica con valores entre 1 y 9 que aumenta exponencialmente de un valor al siguiente, sin embargo esta escala es abierta por ambos lados, pues el Terremoto más grande registrado hasta el momento alcanzó una magnitud de 9.5, mientras en el otro extremo de la escala, se pueden encontrar magnitudes negativas que se logran en laboratorios.

La magnitud de un Sismo se determina, tomando el logaritmo decimal de la amplitud máxima de movimiento de algún tipo de onda, a la cual se le aplica una corrección

por distancia epicentral y profundidad focal. Los tipos de magnitudes que se utilizan comúnmente son Richter o local (Ml), ondas P (Mb), superficial (Ms) y coda (Md).

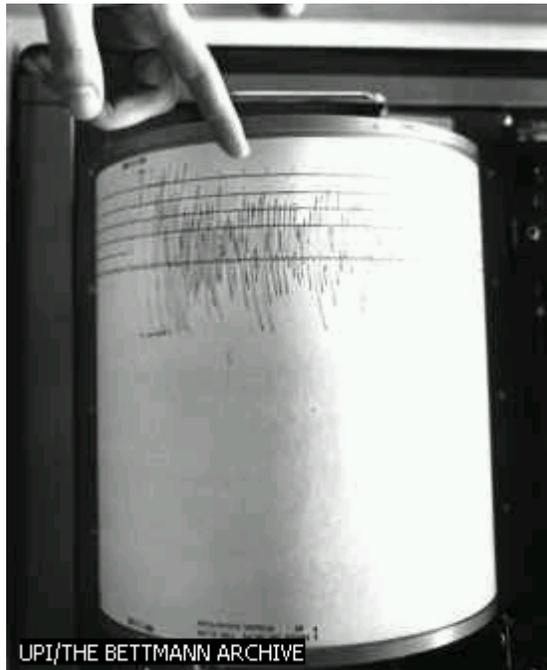


Figura I.22: Registro de un Terremoto californiano que medía 5,5 en la escala de Richter.
El dedo señala un barrido fuerte en el sismograma creado por la punta del sismógrafo.
(Enciclopedia Microsoft Encarta 2000)

Esta escala se basa en la amplitud de un registro en condición estándar; sin embargo, se debe tener presente que la misma fue propuesta para temblores en California empleando un sismógrafo particular.

A diferencia de la intensidad, un Sismo posee exclusivamente una medida de magnitud, pues no depende de la ubicación del observador. Aunque cada terremoto tiene una magnitud única, su efecto variará grandemente según la distancia, la condición del terreno, los estándares de construcción y otros factores

En la Tabla I.4 se reproduce la Escala de Magnitudes de Richter.

	Magnitud	Efectos del Terremoto
	Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
	3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
	5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
	6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
	7.0 - 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
	8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

Tabla I.4: Escala de Magnitudes de Richter
(<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>)

La intensidad y la magnitud de los Sismos parecen en principio independientes entre sí; sin embargo, Gutenberg y Richter propusieron una escala que relaciona estos parámetros, tal como se presenta a continuación:

Magnitud	2	3	4	5	6	7	8
Intensidad Máxima	I-II	III	V	VI-VII	VIII	IX-X	XI
Factor de Perceptibilidad	0	15	80	150	220	400	600

Tabla I.4: Escala de Magnitud e Intensidad de Gutenberg y Richter
(Fratelli M. G., Caracas, 1999)

CAPITULO II

ANTECEDENTES SÍSMICOS

SISMICIDAD EN EL MUNDO
SISMICIDAD EN VENEZUELA

ANTECEDENTES SÍSMICOS

SISMICIDAD EN EL MUNDO

Si bien los registros históricos de sismos anteriores a mediados del siglo XVIII, son casi inexistentes o poco fidedignos, se puede decir ciertamente que la actividad sísmica en el mundo empezó mucho antes. Una prueba fehaciente de ello es que el primer detector de sismos fue diseñado y elaborado en China en el año 132 d.C por el filósofo Zhang Heng. Este aparato consistía en una vasija fundida en bronce de unos dos metros y medio de diámetro, con un pesado péndulo en su interior; a lo largo del perímetro del artefacto se colocaron 8 cabezas de dragones con las bocas abiertas según las 8 direcciones: este, oeste, sur, norte, sureste, nordeste, suroeste y noroeste; en la boca de cada dragón había una bolita de bronce y en el soporte, 8 ranas también de bronce con las bocas abiertas hacia arriba, precisamente debajo de las bocas de los dragones. Al ocurrir un terremoto, el aparato lo detecta y la boca del dragón que da a la dirección del sismo, deja caer la bolita de bronce en la boca de la rana correspondiente; es por ello que los observadores pueden saber la dirección en la que ha sucedido el terremoto. En la figura II.1, se ilustra este ingenioso aparato.



Figura II.1: Sismógrafo diseñado por Zhang Heng
(http://cns.igp.gob.pe/reportes/tipos_sismogr/sismografos/images/inst10.jpg)

La iniciativa de este filósofo chino, se debió principalmente a que los movimientos sísmicos habían ocasionado muchos desastres en su nación, por lo que no es de extrañar que el primer terremoto del que se tenga referencia ocurriera en China (año 1177 a.C.); donde existe además un Catálogo Chino de terremotos que menciona unas docenas más de tales fenómenos ocurridos en los siglos siguientes, los cuales según algunos autores están distorsionados o exagerados, debido al escaso conocimiento del tema en esa época y es por ello que no son considerados parte de la historia sísmica del mundo.

Entre los sismos antiguos para los que existen registros fiables se encuentran, el que se produjo en Grecia y que convirtió a Eubea en una isla en el año 425 a.C.; el que destruyó la ciudad de Éfeso en Asia Menor en el 17 d.C.; el que arrasó Pompeya en el año 63 y los que destruyeron parte de Roma en el 476 y Constantinopla (ahora Estambul) en el año 557 y 936 d.C.

En el año 1201 se produjo en Oriente Medio el terremoto más trágico del que se tenga referencias, causando más de 1.100.000 muertos.

Durante la edad media se produjeron fuertes terremotos en Europa: en Inglaterra en 1318, en Nápoles en 1456 y en Lisboa en el año 1531. En el año 1693 un terremoto en Sicilia se llevó unas 60.000 vidas; en 1755 Lisboa fue devastada por un terremoto, donde murieron alrededor de 60.000 personas, siendo la sacudida tan fuerte que se sintió en casi toda Europa. En la Isla de Ischia (Italia) se produjo un terremoto que destruyó la ciudad de Casamicciola, ocasionando la muerte de más de 3.000 personas.

Uno de los mayores desastres naturales de la historia, fue el sismo que sacudió la provincia China Shaanxi (Shensi) en el año 1556, donde perdieron la vida más de 800.000 personas. A principios del siglo XVIII, la ciudad japonesa de Edo (lugar que ocupa el Tokio moderno) fue destruida por un fuerte terremoto, durante el cual murieron unas 200.000 personas.

En 1737 se produjo un fuerte terremoto en Calcuta, India que dejó más de 300.000 víctimas. El 16 de diciembre de 1920, en Kan-sú (China) ocurrió un terremoto de magnitud 8,6 que ocasionó la muerte de 100.000 personas. El 17 de enero de 1995, en el área de Hanshin-Awaji (Japón) tuvo lugar un sismo de magnitud 7,2 en la escala de Richter, el cual tuvo un efecto destructivo sobre la ciudad de Kobe donde perecieron más de 5.600 personas.

En Norteamérica se reporta una importante serie de terremotos ocurridos entre 1811 y 1812 en Nuevo Madrid (Missouri), destacándose uno de magnitud estimada alrededor de los 8 grados ocurrido la mañana del 16 de diciembre de 1811 y que fue sentido a más de 2.000 Km. de distancia. Días más tarde, el 23 de enero y el 7 de febrero de 1812 hubo otros dos terremotos considerables en la zona, especialmente el último mencionado cuyas réplicas duraron meses y fue sentido en zonas tan lejanas como Denver y Boston, ciudades que al no estar tan pobladas entonces, no registraron un gran número de muertes o daños materiales. Sin embargo, uno de los sismos más famosos fue el del área de San Francisco en 1906, que causó extensos daños y se cobró aproximadamente 700 vidas, destruyó unos 28.000 edificios y dejó sin hogar a unas 250.000 personas. Este suceso se ha convertido en referencia obligatoria en materia de movimientos telúricos en los Estados Unidos.

El 27 de marzo de 1964 se registró en Alaska un terremoto de gran magnitud, pero por ser una zona de baja densidad demográfica, los daños en la población no fueron tan graves, registrándose sólo 107 personas muertas, lo que no es tanto si se considera que el terremoto fue sentido en un área de 500.000 millas cuadradas y arrancó los árboles de la tierra en algunas zonas.

En Latinoamérica, en el mes de agosto de 1906 en Valparaíso, Chile, un sismo acabó con la vida de unas 20.000 personas; en enero de 1939 en la ciudad de Chillán, también en Chile, murieron 28.000 personas más. En Perú en el año 1970, ocurrió el terremoto más violento que ha sacudido América en los últimos tiempos, durante el cual perdieron la vida unas 66.000 personas. El sismo de Managua, Nicaragua, el 23

de diciembre de 1972 destruyó por completo la ciudad y murieron más de 5.000 personas. El 19 de septiembre de 1985, un terremoto ocurrido en la ciudad de México provocó la muerte a 4.300 personas y dejó 45.000 damnificados, destruyendo cerca de un tercio de los edificios del centro urbano.

El 10 de octubre de 1986, en El Salvador, ocurre un sismo de 7.5 grados en la escala de Richter que ocasiona cerca de 2.000 muertes. El 1 de septiembre de 1992, ocurre en la Costa del Pacífico de Nicaragua un sismo de 7.2 grados en la escala de Richter, provocando la muerte de casi 300 personas. Más de 300 muertos, se producen en Colombia en los departamentos de Huila y el Cauca, como consecuencia de un terremoto de magnitud 6.3 grados en la escala Richter, cuya duración fue de 30 segundos. Años más tarde, también en Colombia pero en la región cafetalera, ocurre un sismo de magnitud 6.2 en la escala de Richter el 25 de enero de 1999, dejando 1.230 muertos, 4.000 heridos y más de 250.000 damnificados. Armenia, la capital de la provincia de Quindío, quedó arrasada en un 60%

El sábado 13 de enero de 2001 ocurrió un sismo de magnitud mayor a 7.5 en la escala de Richter en las costas Salvadoreñas. Este fue el primero de varios eventos sísmicos que sacudieron ese país; un segundo terremoto sucedió un mes después, el 13 de febrero de 2001, con una magnitud entre 6.1 y 6.6 en la escala de Richter, días más tarde el 17 de febrero, otro sismo de magnitud 5.3 en la escala de Richter sacude esta nación. El primer terremoto causó más de 800 muertos, miles de heridos, más de un millón de damnificados y aproximadamente mil millones de dólares en pérdidas materiales. Posteriormente, el terremoto del 13 de febrero de 2001, causa aproximadamente 305 muertos, más de 3.000 heridos, 36.674 viviendas destruidas y pérdidas materiales que se suman a las ya provocadas por el primer sismo, agravando la situación existente y profundizando el desastre.

En la siguiente Figura se muestran los epicentros (círculos rojos) de sismos que han ocurrido en el mundo. En las zonas donde se observa una mayor concentración de epicentros, ocurren una gran cantidad de sismos destructivos.

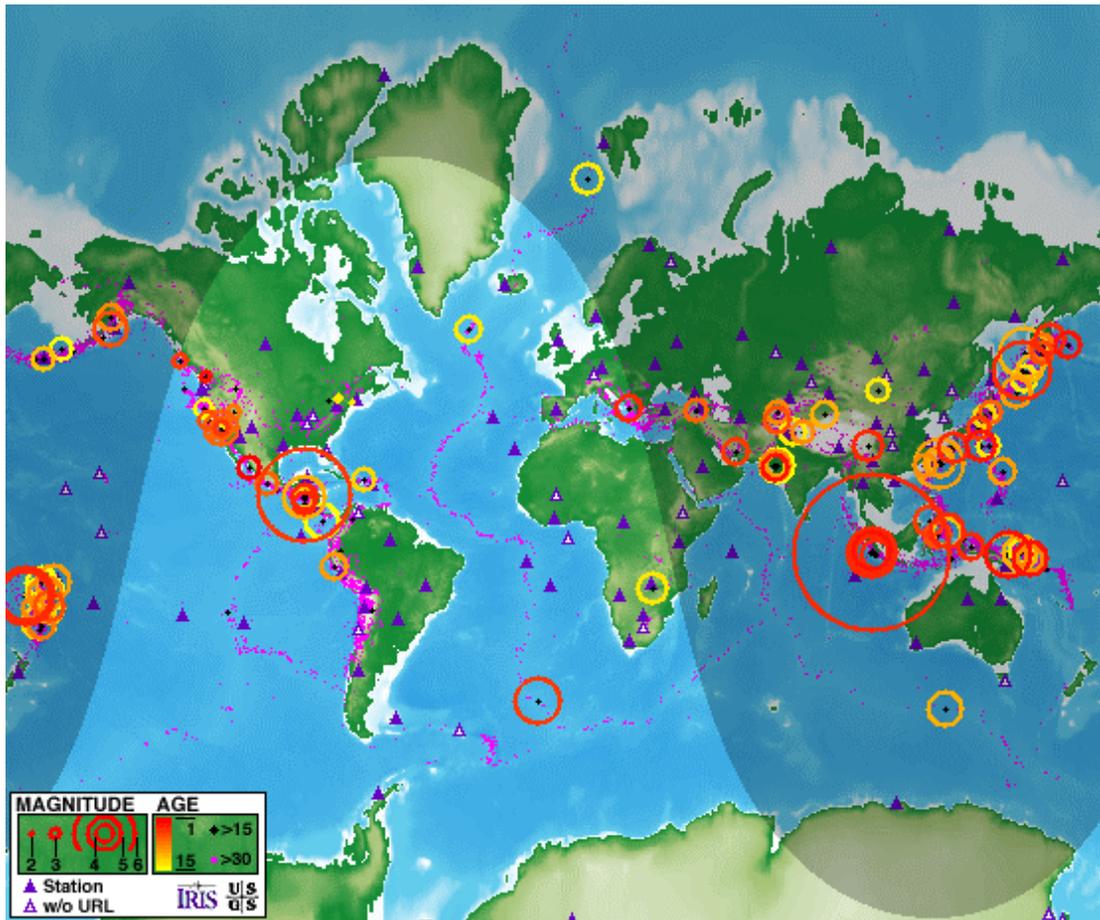


Figura II.2: Actividad Sísmica Mundial
(<http://cns.igp.gob.pe/sismologia/fig7.htm>)

Como puede apreciarse en la figura anterior y tal como se explicó en el capítulo I, la actividad sísmica está directamente relacionada con las zonas de contacto de las denominadas placas tectónicas; por fortuna la mayor parte de los movimientos telúricos de fuerza destructiva se dan en lugares poco habitados o en el mar, alejados del continente, reduciéndose de esta manera el riesgo y por tanto, las pérdidas.

Lamentablemente, han ocurrido aunque en menor cantidad, sismos de gran magnitud en las cercanías de zonas con alta densidad de población

SISMICIDAD EN VENEZUELA

A la llegada de los españoles a costas venezolanas, se conservaba entre los aborígenes la historia de una gran catástrofe, según la cual parte de las tierras ubicadas entre Araya y Cabo Codera habían sido echadas al fondo del mar luego de un fuerte movimiento de la tierra, siendo ésta la única referencia sobre un probable terremoto precolombino en Venezuela. Recientemente, los geólogos han confirmado que durante los últimos milenios han ocurrido importantes movimientos en fallas geológicas activas, seguramente asociados a fuertes sismos.

El primer terremoto que afectó a Venezuela después del descubrimiento de América, ocurrió el 01 de septiembre de 1530, dicho movimiento destruyó el pequeño fuerte ubicado en la entonces llamada Nueva Córdova (hoy Cumaná), reportándose además agrietamientos en el suelo por los cuales emanaba agua con características de azufre y lo que tal vez haya sido el primer maremoto registrado en la historia de América. (Jose Grases G., 1987)

Bien sea por la narración y descripción de sus efectos o por la interpretación de registros sismográficos, en los 4 siglos y medio subsiguientes a 1530, se tiene conocimiento de varios miles de sismos con epicentro en territorio venezolano o en regiones adyacentes; de ellos, más de 130 han ocasionado algún tipo de daño en nuestro país; siendo el más destructivo de todos los registrados, el que ocurrió el 26 de marzo de 1812 que afectó seriamente a ciudades como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas, causando más de 20.000 víctimas, lo que correspondía para la época al 5% de la población estimada en el país.

En Venezuela, la zona de mayor actividad sísmica corresponde a una franja de aproximadamente 100 Km. de ancho, definida por los sistemas montañosos de Los Andes, la Cordillera Central y la Cordillera Oriental; a través de los cuales se identifica el principal sistema de fallas sismogénicas del país, formado por las fallas de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera Central) y El Pilar (Cordillera Oriental), que constituyen el límite principal entre la placa del Caribe (al norte) y la

placa de América del Sur (al sur), razón por la cual ha sido este sistema de fallas el origen de los sismos más severos que han afectado al país, pudiendo llegar a generar un sismo máximo probable de magnitud 7.8 con períodos de retorno de 300 a 400 años. (Alfonso Malaver, 1995)

La Falla de Boconó, se extiende desde el sur del Estado Táchira con dirección noreste, hasta la costa con el Mar Caribe, atravesando longitudinalmente la Cordillera de Los Andes Venezolanos a lo largo de una distancia que supera los 500 Km. Estudios recientes indican que el Sistema de Fallas de Boconó esta vinculado con los sistemas de Fallas de San Sebastián y de El Pilar, lo que define una franja de alta sismicidad de más de 1000 Km. de longitud y de aproximadamente 100 Km. de ancho, en la que habita cerca del 80% de la población de Venezuela y que afecta algunas de las ciudades más importantes del país, tales como San Cristóbal, Mérida, Barquisimeto, Caracas y Cumaná, entre otras.

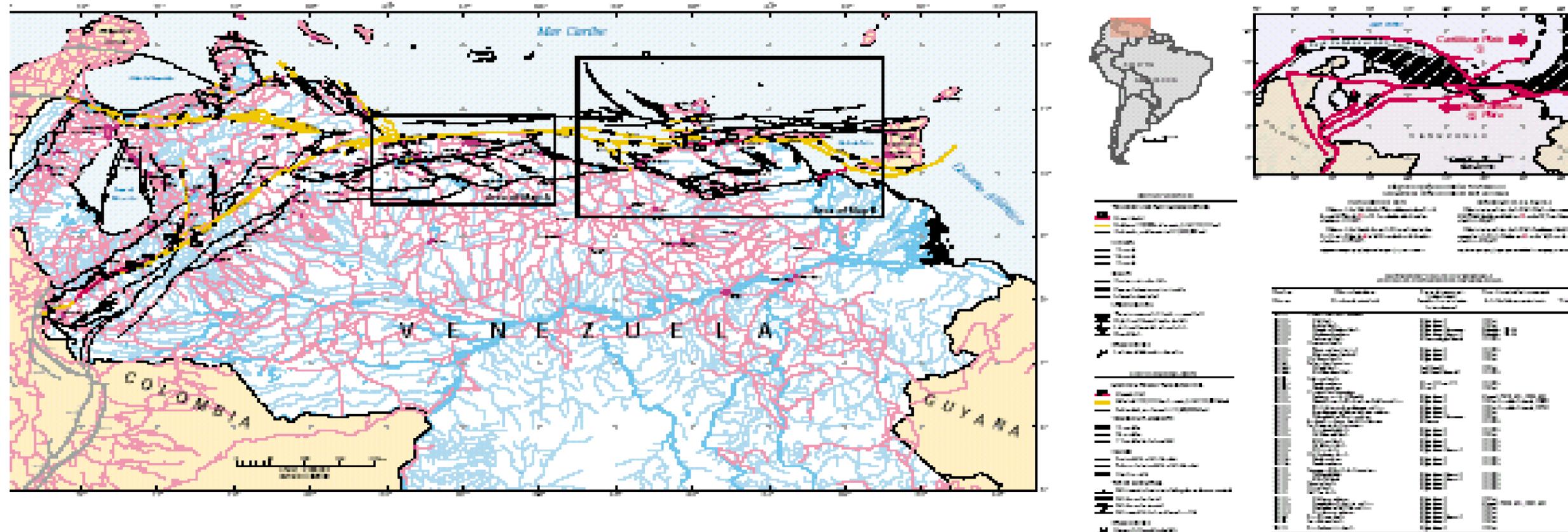
Además de este sistema de fallas, existen otros accidentes activos menores, por ejemplo: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Urica, capaces de producir sismos importantes.

En la Figura II.2 (ver página 41), se muestra un mapa en el que se representan las principales fallas activas en Venezuela.

Entre los sismos más importantes que han sacudido el territorio venezolano, se encuentra el ocurrido el 25 de diciembre de 1541, en la llamada Nueva Cádiz, la cual fue destruida como consecuencia del terremoto y maremoto simultáneos que azotaron las islas de Cubagua y Coche.

El 03 de febrero de 1610, en La Grita (Edo. Táchira); ocurrió un sismo que dejó alrededor de 60 víctimas. El 11 de junio de 1641, ocurrió un fuerte temblor que provocó una gran destrucción en la ciudad de Caracas, La Guaira y Cúa, estimándose el número de víctimas entre 300 y 500 personas.

Fig. 1.1. Antecedentes sísmicos en el territorio nacional.

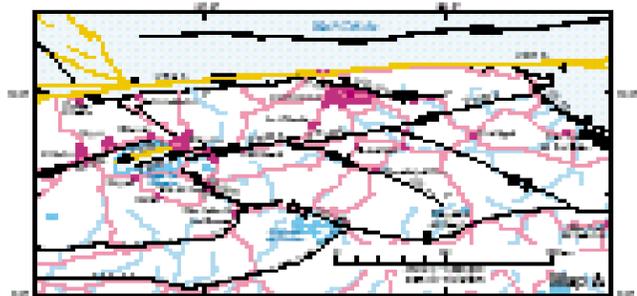


Mapa de Cuadros de Fallas de Venezuela

El mapa de Cuadros de Fallas de Venezuela es un producto del Proyecto de Investigación Sísmica y Geológica del Estado de Mérida, desarrollado por el Instituto de Estudios Científicos y Tecnológicos del Estado de Mérida (INTEC) en colaboración con el Instituto de Estudios Científicos y Tecnológicos del Estado de Mérida (INTEC).

Mapa de Fallas Geológicas de Venezuela

Este mapa de Fallas Geológicas de Venezuela es un producto del Proyecto de Investigación Sísmica y Geológica del Estado de Mérida, desarrollado por el Instituto de Estudios Científicos y Tecnológicos del Estado de Mérida (INTEC) en colaboración con el Instituto de Estudios Científicos y Tecnológicos del Estado de Mérida (INTEC).



INTEC Instituto de Estudios Científicos y Tecnológicos del Estado de Mérida

UNIV Universidad del Estado de Mérida

IGM Instituto Geográfico Militar

PDVSA Petróleos de Venezuela S.A.

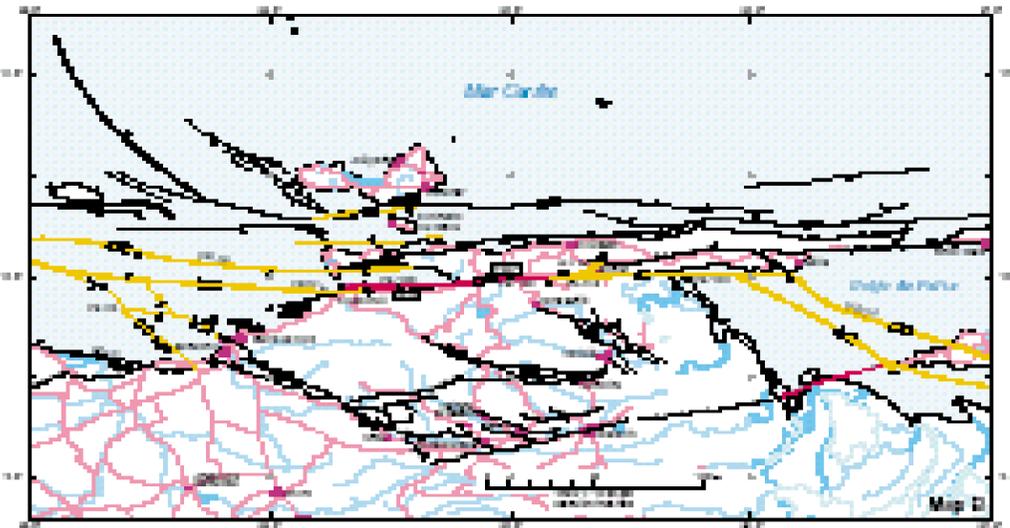


Fig. 1.2. Antecedentes sísmicos en el territorio nacional.

Con epicentro en Pamplona, Colombia; el terremoto del 16 de enero de 1644 causó estragos en Mérida, Táriba, San Cristóbal, Trujillo y otros lugares de la cordillera andina venezolana.

El 11 de junio de 1641, se produjo un sismo de intensidad máxima en la escala de Mercalli Modificada de IX, que ocasionó la destrucción de Caracas y La Guaira, donde perdieron la vida más de 200 personas.

El 16 de enero de 1674, se produjo un temblor que afectó la ciudad de Trujillo, Maracaibo, Mérida y El Tocuyo, produciendo daños importantes.

En el terremoto de 1737 se producen algunos daños en la ciudad de Caracas, pero es en Barquisimeto donde se presentaron las mayores pérdidas, pues la ciudad quedó prácticamente destruida. El 21 de octubre de 1766, una extensa área del noreste del continente suramericano fue sacudida por movimientos sísmicos. La extensión del área afectada fue excepcional, alcanzaba a Maracaibo por el oeste, Cayena al sureste, las islas de Guadalupe y Martinica al norte y el río Ventuari al suroeste; numerosos poblados de los actuales estados Sucre, Monagas, Nueva Esparta, Anzoátegui, Miranda y Bolívar sufrieron severos daños. Se presentaron réplicas de este evento hasta pasados catorce meses.

El 26 de marzo de 1812, según documentos históricos, ocurrieron dos terremotos con 30 minutos de diferencia; el primero destruyó a la ciudad de Caracas y el segundo a Mérida; se vieron afectadas además las poblaciones de La Guaira, San Felipe, Barquisimeto y Santa Rosa, entre otras; algunos riachuelos cambiaron su curso en el valle de Caracas, brotó agua maloliente del suelo y grandes áreas se inundaron. En Valecillo se formó un nuevo lago y el río Yurubí quedó represado. Como se hizo mención anteriormente, este corresponde al evento sísmico más destructivo en la historia de nuestro país.

En agosto de 1823 un fuerte temblor se sintió en Cariaco, Marigüitar y poblaciones vecinas.

Uno de los pocos temblores que ha ocasionado daños en Maracaibo sucedió el 03 de mayo de 1849; donde resultaron destruidas algunas casas y se reportó la muerte de algunas personas; este movimiento telúrico afectó el noreste de Colombia.

El 15 de julio de 1853 ocurre un sismo que destruye nuevamente Cumaná y sus alrededores, presentándose agrietamientos en terrenos de Caigüire y Sabana del Peñón y hundimientos en la costa de hasta 15 metros. El mar se retiró de la bahía de Puerto Sucre dejando en seco un cuarto de milla y luego se levantó a la altura de aproximadamente 5 m. precipitándose sobre la costa y destruyendo el muelle.

El 18 de mayo 1875, Cúcuta (Colombia) es destruida por un severo terremoto cuyos efectos destructores se extendieron a los Andes venezolanos, donde perecieron algunas personas y resultaron heridos algunos más.

El 12 de abril de 1878, ocurre un sismo de intensidad máxima VIII en la escala de Mercalli Modificada con epicentro en Cúa, ocasionando la muerte de unas 400 personas y la destrucción de Cúa y otros pueblos de los Valles del Tuy.

El gran terremoto de los andes venezolanos, ocurrió el 28 de abril de 1894, el cual produjo la ruina de Santa Cruz de Mora, Zea, Mérida, Tovar, Mesa Bolívar, Lagunillas, Chiguará y otros pueblos; l total de víctimas fue de 319 y muchos heridos.

El 29 de octubre de 1900, la región norcentral del país es sacudida por un fuerte terremoto: Macuto, Caraballeda, Naiguatá, Carenero, Higuerote, Guatire, Guarenas y muchos pueblos más sufrieron los efectos de este sismo. En Caracas dejó 20 casas caídas, 21 muertos y más de 50 heridos; se presentaron fenómenos de licuación en algunas zonas de Barlovento.

El último terremoto con características destructivas acontecido en Cumaná, ocurrió el 17 de enero de 1929, presentándose efectos similares a los ocurridos en 1530 y 1853; se observaron agrietamientos en el terreno por varios kilómetros de longitud, extendiéndose los daños a Cumanacoa, San Antonio de Maturín, San Antonio del Golfo, el muelle de Cariaco, Arenas y Santa Fe.

Si bien los daños ocasionados por este fenómeno fueron devastadores, una consecuencia positiva del mismo es que impulsa en Venezuela el desarrollo de técnicas de construcción, cuya finalidad es mejorar la calidad resistente de las edificaciones.

El 14 de marzo de 1932, ocurre el último sismo importante en los Andes meridionales. La Grita, Tovar, El Cobre, Seboruco, Pregonero, Rubio, San Pedro del Río, Queniquea y otros pueblos de la cordillera sufrieron las consecuencias y aun cuando destruyó casas, hubo pocas víctimas.

En 1939, el Ministerio de Obras Públicas (MOP) publica finalmente las primeras Normas para el Cálculo de Edificios a emplearse en el país, las cuales resultaron de adaptar la norma de California (Estados Unidos) y de considerar algunos de los aspectos contemplados en las normas chilenas.

En dicho código, se considera el efecto del sismo como una fuerza horizontal aplicada a nivel de cada piso; dicha fuerza era equivalente al 5% de la fuerza resultante de sumar la carga permanente por piso y la totalidad de la carga variable.

En 1947 el MOP publica una nueva versión de las Normas para el Cálculo de Edificios, dónde la única variante entre este y el código anterior, corresponde al empleo de la mitad de la carga variable y no la totalidad de la misma, como sumando en la determinación de la fuerza sísmica; adicionalmente, se introduce un mapa donde se divide el territorio nacional en regiones de acuerdo a la actividad sísmica de las mismas.

El 03 de agosto de 1950 a las 5 de la mañana, un temblor local ocasionó daños en San Antonio del Táchira, Colón y Ureña, ese mismo día, pero a las 5:50 de la tarde, en el distrito Morán del estado Lara, son destruidos numerosos pueblos por el llamado terremoto de El Tocuyo; las pérdidas fueron estimadas en miles de viviendas equivalentes a unos Bs.500.000.000, resultando por lo menos 15 muertos y 80 heridos.

Debido a la magnitud de las pérdidas, el Colegio de Ingenieros de Venezuela nombró una comisión para evaluar los daños, la cual concluyó entre otras cosas que las edificaciones construidas según el código publicado por el MOP en 1939, se comportaron satisfactoriamente, bajo la salvedad de que en algunos casos se presentaron grietas debido a la carencia de juntas de dilatación.

Años más tarde, en 1955, el MOP publica una nueva versión de las Normas para el Cálculo de Edificios que reemplaza a las anteriores; estableciéndose en éstas un nuevo mapa de zonificación sísmica, modificando a su vez el articulado en función del código empleado en California (Estados Unidos), para la fecha.

El 04 de octubre de 1957, el oriente venezolano es sacudido nuevamente y numerosas poblaciones del distrito Arismendi en el Estado Sucre, tales como Río Caribe, San Juan de las Galdonas y otras, sufrieron daños importantes.

El 29 de julio de 1967 a las 6:24 a.m., un sismo con foco en Colombia provocó daños en San Cristóbal, Estado Táchira, con un balance de 2 muertos. Ese mismo día, pero a las 8:05 p.m., Caracas fue sacudida por un terremoto de 6.5 grados en escala de Richter, con una duración de 35 a 55 segundos, que dejó un total de 236 muertos, 2.000 heridos y daños materiales que sobrepasaron los 400 millones de bolívares; razón por la cual, el Ejecutivo Nacional creó dos comisiones para evaluar los efectos del sismo: una por resolución del MOP para investigar las causas que provocaron las fallas de las estructuras y la otra por resolución del Ministerio de Minas e

Hidrocarburos, con la finalidad de investigar y determinar las causas, características y consecuencias del sismo.

Luego de analizar los daños presentados en las estructuras construidas según la norma vigente en el país para la fecha del sismo (MOP 1955), se pudo concluir que, ciertos detalles estructurales realizados según la práctica tradicional fueron la causa del colapso de algunas edificaciones; pues, los criterios de diseño empleados para la fecha eran en extremo permisivos en lo que respecta al desplazamiento lateral de los pórticos, a la presencia de niveles flexibles (plantas bajas libres), la esbeltez de la edificación y al uso incontrolado de paredes frágiles de bloques huecos de arcilla; lo que representó un avance notable en el desarrollo de la ingeniería sísmica a nivel mundial, ya que generalmente se atribuían los daños a deficiencias de los materiales o defectos de construcción.

Unos meses después de ocurrido el sismo, el MOP publicó las Normas Provisionales para Construcciones Antisísmicas de 1967, en las cuales se sustituye el artículo referente a solicitaciones sísmicas de las normas para el cálculo de edificios, publicadas en 1955.

Años más tarde, en 1972, el Ejecutivo Nacional atendiendo a la propuesta de la comisión designada en 1971 para estudiar y evaluar las consecuencias del sismo del 29 de julio de 1967, creó la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), como órgano oficial encargado de realizar y promover en forma permanente investigaciones y estudios sismológicos, divulgar los nuevos conocimientos de las ciencias respectivas y formar personal especializado.

El 18 de octubre de 1981, un sismo con epicentro en territorio colombiano, ocasionó daños en la zona fronteriza colombo-venezolana: en la carretera San Cristóbal - El Piñal, un deslizamiento de tierra que sepultó un poblado en el caserío San Joseito cerca de El Palmar de la Copé, en el Estado Táchira, causó la muerte de más de 200 personas.

Las normas de 1967 tuvieron carácter provisional hasta 1982, año en el que la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), adscrita al Ministerio de Fomento, conjuntamente con el Ministerio de Desarrollo Urbano (MINDUR), creado en sustitución del MOP, publica la Norma Venezolana de Edificaciones Antisísmicas COVENIN 1756-8082.

El 09 de julio de 1997, un fuerte sismo sacudió el estado Sucre; el epicentro tuvo lugar en la Península de Paria y la magnitud estimada resultó mayor a 6.9 grados en la escala de Richter. Posteriormente ocurrieron varias replicas del movimiento inicial, de magnitudes 4.7, 5.3 y 6.8 grados, otros movimientos sísmicos se dejaron sentir el día jueves 10 de julio de 1997; debido a que la población de Cariaco fue la que más sufrió y donde los daños fueron considerables, este sismo fue bautizado como el terremoto de Cariaco. Aproximadamente 83 personas fallecieron y más de 500 resultaron heridos, razón por la cual FUNVISIS, a solicitud de la Comisión Permanente de Normas para Estructuras de Edificaciones de MINDUR, se hizo cargo de la revisión de la Norma COVENIN 1756 de 1982 para edificaciones antisísmicas.

Para el Julio de 1998, la Comisión designada para la revisión de la Norma presentó ante la Comisión de Normas del MINDUR, el documento que contiene el articulado de la nueva Norma para Edificaciones Sismorresistentes, la cual fue aprobada el 09 de diciembre del mismo año por el Consejo Superior de FONDONORMA y es la que está vigente actualmente en Venezuela.

De cada uno de los terremotos ocurridos a nivel mundial, se ha aprendido mucho al observar y analizar las fallas o deficiencias que se producen como producto de los mismos, tanto para mejorar y establecer normativas o códigos que permitan controlar la calidad de los materiales de construcción y las técnicas constructivas, como para afinar y mejorar los criterios de diseño de las edificaciones.

CAPITULO III

PRINCIPIOS BÁSICOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE ESTRUCTURAS

INTRODUCCIÓN

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

Grados de Libertad Dinámicos

SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Vibraciones Libres

✗ *Vibraciones Libres Sin Amortiguamiento*

✗ *Vibraciones Libres con Amortiguamiento*

Vibraciones Forzadas $P(t) \neq 0$

✗ *Vibraciones Forzadas sin Amortiguamiento*

✗ *Vibraciones Forzadas con Amortiguamiento*

SISTEMAS DE N GRADOS DE LIBERTAD

Modos de Vibración.

✗ Método de Stodola

✗ Método de Holzer

RESPUESTA ESTRUCTURAL A SISMOS

Rigidez de Entrepiso

Método de Superposición Modal con Un Grado de Libertad por Nivel

Formación de Rótulas Plásticas y Redistribución de los Momentos

PRINCIPIOS BÁSICOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE ESTRUCTURAS.

INTRODUCCIÓN

En este capítulo, se exponen los principios fundamentales del análisis dinámico de las estructuras. La aplicación de un conjunto de métodos y procedimientos utilizados para establecer el estado de deformación y tensión en las estructuras sujetas a cargas dinámicas se conoce como **Análisis Dinámico**.

Para realizar un análisis dinámico, es necesario tener un conocimiento previo de las leyes fundamentales que rigen el movimiento vibratorio y del comportamiento de los sistemas oscilantes en diversas circunstancias de excitación dinámica. Además de las condiciones de equilibrio dinámico, y los métodos de solución disponibles para encontrar las respuestas de los sistemas de vibración tanto libre como forzada e inducidas por agentes externos.

La dinámica de las estructuras, es aquella parte de la mecánica aplicada que desarrolla métodos de investigación para el estudio del comportamiento de las estructuras sujetas a una acción dinámica, la cual se refiere a una carga que varía rápidamente en el tiempo, produciendo en la estructura fuerzas de inercia, cualquier estructura sujeta a una acción dinámica se comporta como un sistema oscilante.

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

En la física, la palabra dinámica comprende el estudio del movimiento en relación con las fuerzas que intervienen en él, y esas propiedades de los cuerpos en movimiento. La ingeniería estructural se basa en las leyes de la física, y en lo referente a la dinámica de las mismas, el estudio de las propiedades y sus variaciones son fundamentales para la construcción de edificaciones sismorresistentes.

Grados de Libertad Dinámicos

Estos corresponden a las coordenadas independientes necesarias para describir la posición del sistema en cualquier instante de tiempo. En general todas las estructuras poseen un número infinito de grados de libertad dinámico, ya que todos los puntos del mismo poseen masa.

Por otra parte, la respuesta dinámica de una estructura se expresa por la variación con respecto al tiempo, de las coordenadas representativas de sus grados de libertad. En la dinámica de las estructuras tanto las cargas como la respuesta estructural (Fuerzas internas, deflexiones, esfuerzos, etc.) varían con respecto al tiempo.

Una idealización clásica de las estructuras, para encontrar la ecuación de equilibrio dinámico, es la de un sistema masa – resorte, este sistema está excitado por una fuerza externa y un conjunto de fuerzas inerciales, derivada directamente de la masa, rigidez del sistema y las fuerzas de amortiguamiento. (Figura III.1)

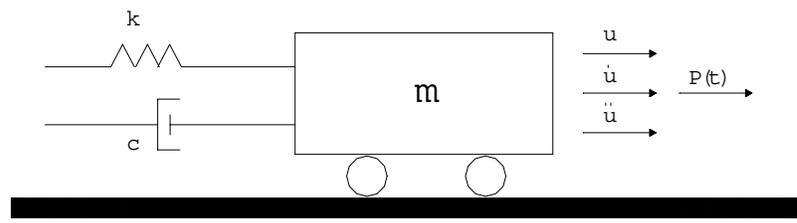


Figura III.1: Diagrama Masa - Resorte

Donde:

- m: Masa del Sistema
- k: Rigidez del Sistema
- c: Constante de Amortiguamiento
- P(t): Fuerza Externa Aplicada
- u: Desplazamiento
- \dot{u} : Velocidad
- \ddot{u} : Aceleración

El diagrama de cuerpo libre del sistema en su posición deformada será como se muestra en la figura III.2:

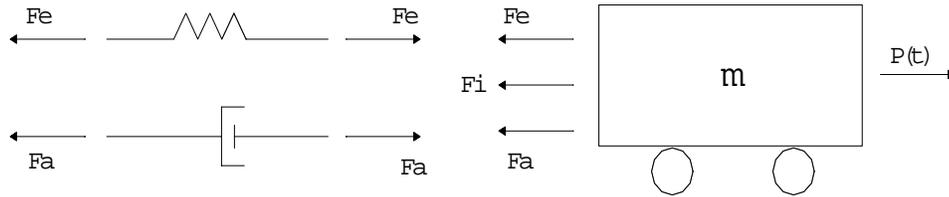


Figura III.2: Diagrama de Cuerpo Libre del Sistema Masa - Resorte

En donde:

F_E : Fuerza elástica de restitución.

F_A : Fuerza de Amortiguamiento

F_I : Fuerza Inercial.

Las hipótesis de linealidad envueltas para la obtención de la ecuación de equilibrio dinámico son las siguientes:

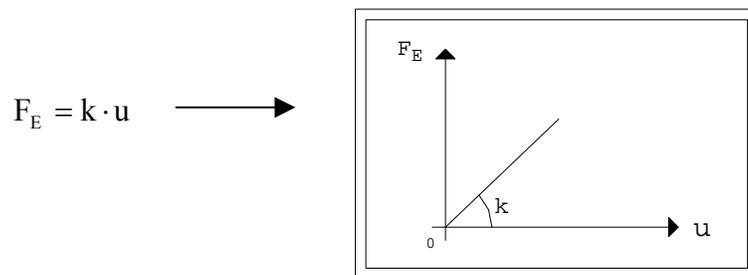


Figura III.3

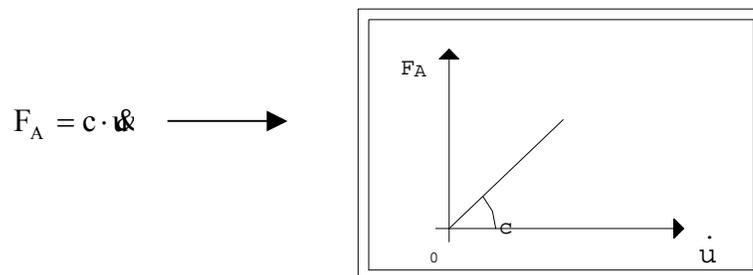


Figura III.4

$F_I = m \cdot \ddot{u}$ (Segunda Ley de Newton)

De acuerdo con el planteamiento anterior, la ecuación de Equilibrio Dinámico queda expresada de la siguiente manera:

$$F_I + F_A + F_E = P(t) \quad (\text{Ecuación III.1})$$

Por lo que al sustituir por las fuerzas respectivas nos queda:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = P(t) \quad (\text{Ecuación III.2})$$

SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Vibraciones Libres

En la ecuación III.1, $P(t)$ representa la carga dinámica aplicada o excitación, cuando se produce un sismo, el sistema puede analizarse como se muestra en la Figura III.5 sistema de un grado de libertad en vibración libre, donde no existen fuerzas exteriores, por lo cual resulta que $P(t) = 0$ y la ecuación III.1 se escribe de la siguiente forma:

$$F_I + F_A + F_E = 0 \quad (\text{Ecuación III.3})$$

En este caso, donde queda definida la expresión para vibración libre, se produce un desplazamiento del suelo u_g , y una aceleración de la base \ddot{u}_g de suelo donde el desplazamiento total de la masa se designa por u_t .

De manera tal, que la diferencia que existe entre un problema dinámico y una excitación sísmica, es que en el primer caso hay una fuerza exterior aplicada y en el

segundo la excitación depende del movimiento del suelo. Por lo que el desplazamiento relativo de la masa respecto de la base se expresa de la siguiente manera:

$$u = u_t - u_g \quad (\text{Ecuación III.4})$$

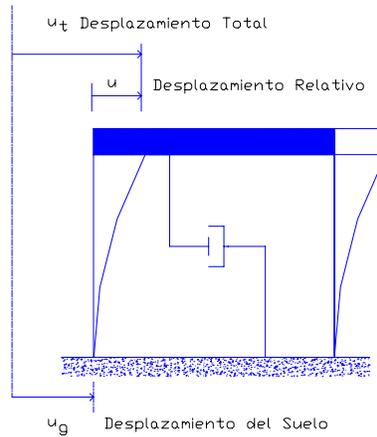


Figura III.5: Sistema en Vibración Libre

Donde la aceleración total de la masa resulta:

$$\ddot{u}_t = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación III.5})$$

Por lo tanto, la fuerza de inercia se puede obtener:

$$F_I = m \cdot \ddot{u}_t \quad (\text{Ecuación III.6})$$

$$F_I = m \cdot \ddot{u} + m \cdot \ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación III.7})$$

En este caso de vibración libre, para $P(t) = 0$, la Ecuación III.2 se expresa de la siguiente manera:

$$m \cdot \ddot{u} + m \cdot \ddot{u}_g + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (\text{Ecuación III.8})$$

Despejando se obtiene:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación III.9})$$

Realizando una comparación entre las ecuaciones III.2 y III.9, se deduce que la excitación debida a un sismo es un equivalente a una carga dinámica igual al producto de la aceleración del suelo por la masa de la estructura, la cual se conoce como carga efectiva de excitación. El signo negativo en la ecuación III.9, indica que la carga efectiva actúa en dirección opuesta a la aceleración del suelo. El producto $m \cdot \ddot{u}_g$ es la carga efectiva producida por el movimiento del suelo.

Mediante la ecuación III.9, se pueden resolver problemas estructurales solicitados por movimientos sísmicos, para el caso de sistemas amortiguados y no amortiguados, en los cuales interviene la siguiente relación:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{Ecuación III.10})$$

Donde ω es la frecuencia de vibración circular no amortiguada, en rad/seg la cual permite obtener la frecuencia natural del sistema o frecuencia cíclica del movimiento f y su período T según las siguientes relaciones:

$$f = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} \rightarrow (\text{ciclos/seg}) \quad (\text{Ecuación III.11})$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \rightarrow (\text{seg}) \quad (\text{Ecuación III.12})$$

Sustituyendo la ecuación III.10 en III.12 se obtiene la siguiente expresión para el Período T, que corresponde al tiempo que tarda la estructura en una oscilación completa:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{Ecuación III.13})$$

✦ Vibraciones Libres Sin Amortiguamiento

Es la forma más simple de la respuesta dinámica de una estructura y en el cual no existe movimiento del terreno. En donde las fuerzas externas y el amortiguamiento son iguales a cero ($P(t) = 0$ y $c = 0$), por lo que la ecuación III.2, se expresa de la siguiente forma.

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0 \quad (\text{Ecuación III.14})$$

La ecuación anterior se divide entre m y luego se sustituye en ésta la relación obtenida de la ecuación III.10.

$$\ddot{u} + \omega^2 \cdot u = 0 \quad (\text{Ecuación III.15})$$

La solución a esta ecuación diferencial es de la forma:

$$u = A \cdot \sin \omega t + B \cdot \cos \omega t \quad (\text{Ecuación III.16})$$

Las constantes A y B representan la amplitud de la respuesta de la vibración libre y dependen de la velocidad inicial \dot{u}_0 y de su desplazamiento inicial u_0 del sistema. Expresando las constantes en términos de estas condiciones iniciales, se obtiene la ecuación de movimiento para $t = 0$, donde:

$$u_0 = B \quad \text{y} \quad \dot{u}_0 = A \cdot \omega \quad \rightarrow \quad A = \frac{\dot{u}_0}{\omega}$$

$$u = \frac{\dot{u}_0}{\omega} \cdot \text{sen} \omega t + u_0 \cdot \text{cos} \omega t \quad (\text{Ecuación III.17})$$

La representación de este movimiento armónico simple se puede observar gráficamente en la Figura III.6, en función de las condiciones iniciales de desplazamiento u_0 y la pendiente \dot{u}_0 para el tiempo inicial $t = 0$.

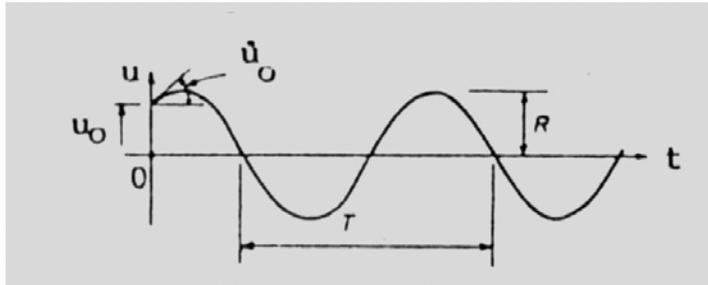


Figura III.6: Movimiento de Vibración Libre
(Fratelli M. G., Caracas, 1999)

La amplitud de la vibración se expresa de la siguiente forma:

$$R = \sqrt{\left(\frac{\dot{u}_0}{\omega}\right)^2 + u_0^2} \quad (\text{Ecuación III.18})$$

✕ Vibraciones Libres con Amortiguamiento

El amortiguamiento, se refiere a la capacidad de una estructura de perder energía durante un movimiento, lo cual incide efectivamente en reducir la respuesta debida a una excitación sísmica.

Durante todo movimiento vibratorio se produce algún tipo de amortiguamiento que impide que el sistema vibre por siempre. Con ello se retarda el movimiento mediante una reducción gradual en la amplitud de las vibraciones hasta que eventualmente cesa la oscilación.

A continuación se describen tres tipos de amortiguamiento:

- ☞ *Amortiguamiento Viscoso.* Es viscoso cuando se hace desplazar una masa dentro de un fluido denso, como es el caso de los émbolos.
- ☞ *Por Fricción Exterior.* Es causado por el roce contra una superficie seca y en este caso el decrecimiento de la amplitud es lineal.
- ☞ *Por Fricción Interna del Material Elástico.* Es el más común en las estructuras. Consiste en la pérdida paulatina de energía del sistema que vibra, al dispersarse por fricción dentro de las partículas de los materiales elásticos, o en las uniones de los diferentes miembros de la estructura. El material debe mantenerse en régimen elástico.

Según la magnitud del tipo de amortiguamiento que posee un sistema estructural, se clasifican en: Sistema sobreamortiguado o de amortiguación crítica, sistema críticamente amortiguado, sistema subamortiguado.

En estos sistemas, se conoce por c a la constante de amortiguamiento real de un sistema, el factor de amortiguamiento ξ representa la fracción de ese amortiguamiento con relación al amortiguamiento crítico c_c .

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2 \cdot \omega \cdot m} \quad (\text{Ecuación III.19})$$

Donde:

$$c_c = 2 \cdot \omega \cdot m \quad (\text{Ecuación III.20})$$

☞ *Sistema Sobreamortiguado o Sistema con Amortiguación Crítica.* Las vibraciones libres de este sistema están hipercriticamente impedidas y al producirse una excitación sobre la estructura, la amplitud de la vibración decrece rápidamente cuando $\xi \geq 1$. Prácticamente el sistema retorna a su posición de equilibrio sin vibrar, es decir que su movimiento no es oscilatorio y no es necesario tomarlo en consideración en el análisis, ya que la masa regresa lentamente a su posición de equilibrio, este movimiento se conoce como aperiódico.

☞ *Sistema Críticamente Amortiguado.* En este sistema el movimiento no es oscilatorio, ya que el mismo regresa en el menor tiempo posible a su posición de equilibrio. Su amortiguamiento crítico c_c es el menor valor de c que resulta de una respuesta sin vibración. Este caso no se evidencia en los sistemas estructurales prácticos, por lo que solo se le toma como un valor de referencia para obtener la magnitud de amortiguamiento ξ necesario en el diseño. Debido a esto tanto los sistemas sobreamortiguados como los críticamente amortiguados no se aplican directamente al diseño de estructuras.

☞ *Sistema Subamortiguado.* Es el caso más común en las estructuras, para el cual la amplitud de las vibraciones decrece exponencialmente en el tiempo ($t \rightarrow \infty$) y en donde la amortiguación $\xi \leq 1$ es menor que la crítica. En las estructuras normales, ξ varía entre 0.02 y 0.2. tomando en cuenta el amortiguamiento del sistema.

Por lo tanto la ecuación III.9 se puede reescribir de la siguiente manera al dividir entre m :

$$\ddot{u} + 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación III.21})$$

La solución para el caso homogéneo de la ecuación III.21, cuando la excitación a la derecha de la igualdad es 0 debido a que la vibración es libre, se obtiene:

$$u = e^{-\xi \cdot \omega \cdot t} \cdot [A \cdot \text{sen} \cdot \omega_D \cdot t + B \cdot \text{cos} \omega_D \cdot t] \quad (\text{Ecuación III.22})$$

Donde:

$$\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{Ecuación III.23})$$

Siendo ω_D la frecuencia circular amortiguada. Las constantes A y B dependen de las condiciones iniciales en las cuales el sistema se pone en movimiento. Las constantes se expresan en términos de la velocidad inicial \dot{u}_0 y el desplazamiento inicial u_0 se obtiene:

$$u = e^{-\xi \cdot \omega \cdot t} \cdot \left[\frac{\dot{u}_0 + \xi \cdot \omega \cdot u_0}{\omega_D} \cdot \text{sen} \cdot \omega_D \cdot t + u_0 \cdot \text{cos} \omega_D \cdot t \right] \quad (\text{Ecuación III.24})$$

Vibraciones Forzadas $P(t) \neq 0$

✦ Vibraciones Forzadas sin Amortiguamiento

La ecuación por la cual se rige el sistema de vibraciones forzadas sin amortiguación es la siguiente:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = F_0 \cdot \text{sen} \omega t \quad (\text{Ecuación III.25})$$

La ecuación III.25 tiene como solución:

$$u(t) = u_p + u_H \quad (\text{Ecuación III.26})$$

Donde:

u_p Solución Particular

u_H Solución Homogénea

La solución de ecuación homogénea es de la forma:

$$u_H = A \cdot \cos \cdot \omega_0 t + B \cdot \text{sen} \cdot \omega_0 t \quad (\text{Ecuación III.27})$$

$$\omega_0 = \sqrt{k/m} \quad (\text{Ecuación III.28})$$

Donde:

ω_0 : Frecuencia Natural de Respuesta del Sistema

A y B son constantes que dependen de $u(0)$ y $\dot{u}(0)$

Para la solución particular se plantea:

$$u_p = C \cdot \text{sen} \omega t \quad (\text{Ecuación III.29})$$

$$\dot{u}_p = C \omega \cdot \cos \omega t \quad (\text{Ecuación III.30})$$

$$\ddot{u}_p = -C \omega^2 \cdot \text{sen} \omega t \quad (\text{Ecuación III.31})$$

Siendo ω la frecuencia de excitación del sistema.

Luego substituyendo las ecuaciones III.29, III.30 y III.31 en la ecuación III.25 la misma queda expresada de la siguiente forma:

$$m \cdot (-C \omega^2 \cdot \text{sen} \omega t) + k \cdot (C \cdot \text{sen} \omega t) = F_0 \cdot \text{sen} \omega t \quad (\text{Ecuación III.32})$$

De la ecuación III.32 se obtiene el valor de C

$$C = \frac{F_o}{(-m \cdot \omega^2 + k)} \quad (\text{Ecuación III.33})$$

De esta forma la solución particular del sistema será:

$$u_p = \frac{F_o}{(k - m \cdot \omega^2)} \quad (\text{Ecuación III.34})$$

Obteniéndose de esta manera:

$$u(t) = A \cdot \cos \omega_o t + B \cdot \text{Sen} \omega_o t + \frac{F_o}{(k - \omega^2 \cdot m)} \cdot \text{sen} \omega t \quad (\text{Ecuación III.35})$$

Se realiza el siguiente cambio de variable:

$$A \cdot \cos \omega_o t + B \cdot \text{Sen} \omega_o t = D \cdot \cos(\omega_o t - \alpha) \quad (\text{Ecuación III.36})$$

La ecuación III.36 se sustituye en III.35 y nos queda:

$$u(t) = D \cdot \cos(\omega_o t - \alpha) + \frac{F_o}{(k - \omega^2 \cdot m)} \cdot \text{sen} \omega t \quad (\text{Ecuación III.37})$$

Entonces para la solución particular:

$$u_p = \frac{F_o}{(k - \omega^2 \cdot m)} \cdot \text{sen} \omega t$$

$$u_p = \frac{F_o/k}{\left(1 - \left(\frac{\omega^2}{\omega_o}\right)^2\right)} \cdot \text{sen}\omega t \quad (\text{Ecuación III.38})$$

u_p Puede escribirse de la siguiente forma.

$$u_p = \rho \cdot \text{sen}\omega t \quad (\text{Ecuación III.39})$$

Donde ρ es el factor de amplificación que es igual a la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{F_o/k}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_o}\right)^2\right)} \quad (\text{Ecuación III.40})$$

En el caso de las vibraciones forzadas sostenidas, y en ausencia de amortiguamiento, se puede producir el fenómeno de **Resonancia**, cuando la frecuencia de excitación coincide o está muy próxima a la propia del sistema. Este efecto produce un incremento de amplitud de las vibraciones iniciales, las cuales aumentan con respecto al tiempo y tienden a infinito, ya que cada nuevo impulso ocasiona un efecto aditivo sobre el anterior y puede dar lugar al colapso del sistema estructural solicitado.

✦ Vibraciones Forzadas con Amortiguamiento

La ecuación que rige el comportamiento del sistema será de la forma:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F_o \cdot \text{sen}\omega t \quad (\text{Ecuación III.41})$$

Que tiene como solución $u(t) = u_p + u_H$, siendo:

$$u_H = D \cdot e^{-Pt} \cdot (\cos \cdot \omega_d t + B \cdot \text{sen} \cdot \omega_d t) \quad (\text{Ecuación III.42})$$

Donde D depende de $u(0)$ y $\dot{u}(0)$ y ω_d se expresa de la siguiente forma:

$$\omega_d = \sqrt{\omega_o^2 - P^2} \quad (\text{Ecuación III.43})$$

$$P = \frac{C}{2 \cdot m} \quad (\text{Ecuación III.44})$$

La solución Particular será de la forma:

$$u_p = A \cdot \cos \cdot \omega t + B \cdot \text{sen} \cdot \omega t \quad (\text{Ecuación III.45})$$

Donde:

$$A = \frac{(k - m \cdot \omega^2) \cdot F_o}{(k - m \cdot \omega^2)^2 + \omega^2} \quad (\text{Ecuación III.46})$$

$$B = \frac{C \cdot \omega \cdot F_o}{(k - m \cdot \omega^2)^2 + (C \cdot \omega)^2} \quad (\text{Ecuación III.47})$$

$$e = \frac{k}{\sqrt{(k - m \cdot \omega^2)^2 - (C \cdot \omega)^2}} \quad (\text{Ecuación III.48})$$

De tal manera que A y B se pueden reescribir de la siguiente forma:

$$A = \frac{e \cdot F_0 \cdot \cos \alpha}{k} \quad (\text{Ecuación III.49})$$

$$B = \frac{e \cdot F_0 \cdot \operatorname{sen} \alpha}{k} \quad (\text{Ecuación III.50})$$

La solución particular del sistema queda expresada de la siguiente forma:

$$u_p = \frac{e \cdot F_0 \cdot \cos \alpha}{k} \cdot \cos \cdot \omega t + \frac{e \cdot F_0 \cdot \operatorname{sen} \alpha}{k} \cdot \operatorname{sen} \cdot \omega t \quad (\text{Ecuación III.51})$$

$$u_p = \frac{e \cdot F_0}{k} \cdot \cos(\omega t - \alpha) \quad (\text{Ecuación III.52})$$

Donde $\alpha = \operatorname{artg} \cdot \frac{C \cdot \omega}{k - m \cdot \omega^2}$ para $0 \leq \alpha \leq \pi$

La solución total del sistema será:

$$u_{(t)} = D \cdot e^{-Pt} \cdot (\cos \cdot \omega_d t + B \cdot \operatorname{sen} \cdot \omega_d t) + \frac{e \cdot F_0}{k} \cdot \cos(\omega t - \alpha) \quad (\text{Ecuación III.53})$$

SISTEMAS DE N GRADOS DE LIBERTAD

Las ecuaciones de movimientos de las estructuras de varios grados de libertad, se refieren a sistemas con masas concentradas al nivel de los pisos. En la Figura III.7, se muestra un sistema de tres grados de libertad, en el que se suponen las masas concentradas al nivel de los dinteles y con posibilidad únicamente de desplazarse horizontalmente.

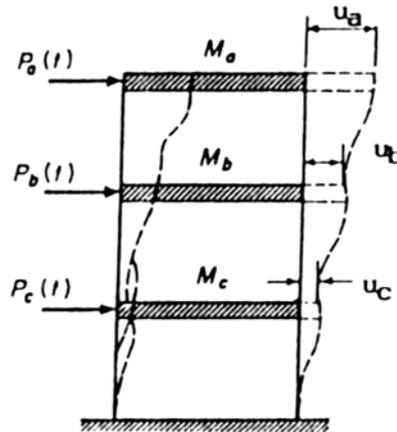


Figura III.7: Sistema de tres grados de Libertad.
(Fratelli M. G., Caracas, 1999)

Para estructuras con varios grados de libertad, la ecuación de equilibrio dinámico se plantea de forma similar a los sistemas de un grado de libertad, ordenando la ecuación III.2 de forma matricial. Si se asume que $P(t)$, representa la excitación producto del sismo, se tendrá planteado el problema dinámico de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

$$\bar{m} \cdot \ddot{u} + \bar{c} \cdot \dot{u} + \bar{k} \cdot u = -\bar{m} \cdot \underline{b} \cdot \ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación III.54})$$

Dónde:

\bar{m} : Matriz de masa de la estructura.

\bar{c} : Matriz de Amortiguamiento.

\bar{k} : Matriz de Rigidez.

\underline{b} : Vector de excitación.

$\ddot{u}_g(t)$: Aceleración en la Base.

Para conocer las propiedades dinámicas, generalmente se plantea el caso de vibración libre no amortiguada, y luego se incluye el amortiguamiento. De manera que la ecuación. III.2 se simplifica de la siguiente manera:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0 \quad (\text{Ecuación III.55})$$

Además, se sabe que $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$, donde ω es la frecuencia circular del movimiento armónico:

$$\ddot{u} + \omega^2 \cdot u = 0 \quad (\text{Ecuación III.56})$$

Para sistemas de varios grados de libertad, se plantea la solución $u(t)$ como armónica de frecuencia ω_i , de la forma siguiente :

$$u(t) = \phi_i \cdot (A_i \cdot \cos(\omega_i \cdot t) + B_i \cdot \text{sen}(\omega_i \cdot t)) \quad (\text{Ecuación III.57})$$

Donde, ϕ_i es un vector constante, independiente del tiempo, que denominamos modo de vibración.

Sustituyendo III.54 en la Ecuación III.52 en su forma matricial se obtiene:

$$(\bar{k} - \omega_i^2 \cdot \bar{m}) \cdot \phi_i \cdot (A_i \cdot \cos(\omega_i \cdot t) + B_i \cdot \text{sen}(\omega_i \cdot t)) = 0 \quad (\text{Ecuación III.58})$$

En donde para tener soluciones no triviales es necesario que:

$$(\bar{k} - \omega_i^2 \cdot \bar{m}) \cdot \phi_i = 0 \quad (\text{Ecuación III.59})$$

Para sistemas de varios grados de libertad, queda así planteado el problema de autovalores y autovectores donde:

$$\lambda_i = \omega_i^2 \quad (\text{Autovalor } i)$$

$$\phi_i \quad (\text{Autovector } i)$$

De tal manera que ω_i es la frecuencia del modo i , y la forma modal es ϕ_i .

Modos de Vibración.

En una estructura con n grados de libertad, existen n modos diferentes de vibración; el primer modo es el más representativo y por ello se conoce como modo fundamental y a su período asociado se le conoce como período natural de vibración, pues es el de mayor magnitud, por lo que le corresponde una mínima frecuencia de vibración. El primer modo ocurre cuando todas las masas se desplazan en el mismo sentido hacia un lado de la vertical.

El planteamiento de las ecuaciones del movimiento de cualquiera de los modos de vibración de un sistema de n grados de libertad, es similar al de un sistema de un grado de libertad. Por ello los diferentes modos de vibración reducen sus ecuaciones de movimiento a un sistema de ecuaciones independientes, una por cada modo de vibración. Si se considera el modo fundamental de vibración, se obtiene una solución del problema aproximada y sencilla. Luego, al agregar los modos superiores de respuesta, se logran resultados más exactos.

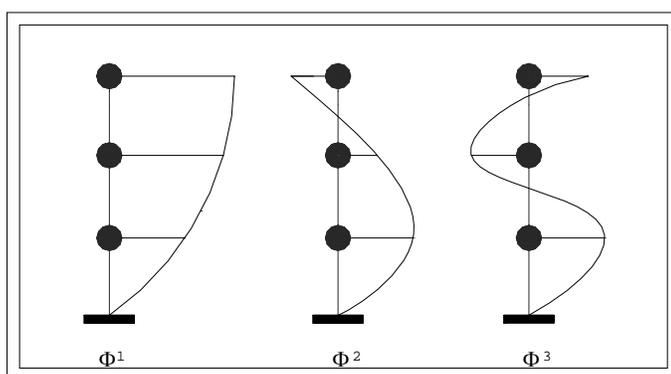


Figura III.8: Modos de Vibración

En la determinación de los modos de vibración de una edificación, se emplean distintos métodos, entre los cuales se describen los siguientes:

✗ Método de Stodola

Es un método numérico de aproximaciones sucesivas, el cual permite determinar las frecuencias y modos de vibración de una estructura.

Sea:

$$k \cdot \phi_i = \omega_i^2 \cdot m \cdot \phi_i \quad (\text{Ecuación III.60})$$

La ecuación III.60 se multiplica por:

$$f = \frac{1}{k} \quad (\text{Ecuación III.61})$$

y se obtiene la siguiente expresión:

$$\bar{\phi}_i = \bar{K}^{-1} \cdot \bar{M} \cdot \omega^2 \cdot \bar{\phi}_i \quad (\text{Ecuación III.62})$$

Este método consiste en introducir en el segundo miembro de la ecuación III.60 un vector $\bar{u}^{(0)}$, de manera que permita obtener un nuevo vector:

$$\bar{u}^{(1)} = \bar{F} \cdot \bar{M} \cdot \bar{u}^{(0)} \quad (\text{Ecuación III.63})$$

Si $\bar{u}^{(0)}$ se refiere al primer modo de vibración $\Rightarrow \bar{u}^{(1)} = \frac{\bar{u}^{(0)}}{\omega^2}$ por lo que:

$$\bar{u}^{(n+1)} = \bar{F} \cdot \bar{M} \cdot \bar{u}^{(n)} \quad (\text{Ecuación III.64})$$

Al expresar $\bar{u}^{(0)}$ en función de los autovectores del problema, se obtiene:

$$\bar{\mathbf{u}}^{(0)} = \sum c_i \cdot \bar{\phi}^{(i)} \quad (\text{Ecuación III.65})$$

La ecuación III.65 se sustituye en la III.63 y nos queda la siguiente expresión:

$$\bar{\mathbf{u}}^{(1)} = \bar{\mathbf{F}} \cdot \bar{\mathbf{M}} \cdot \sum c_i \cdot \bar{\phi}^{(i)} = \sum c_i \cdot \bar{\mathbf{F}} \cdot \bar{\mathbf{M}} \cdot \bar{\phi}^{(i)} \quad (\text{Ecuación III.66})$$

La ecuación III.60 se reescribe en función de los autovectores normalizados particularizando para el autovector i , de la siguiente manera:

$$\bar{\phi}^{(i)} = \omega_i^2 \cdot \bar{\mathbf{F}} \cdot \bar{\mathbf{M}} \cdot \bar{\phi}^{(i)} \quad (\text{Ecuación III.67})$$

$$\bar{\mathbf{u}}^{(1)} = \sum_{i=1}^n c_i \cdot \frac{\bar{\phi}^{(i)}}{\omega_i^2} \Rightarrow \bar{\mathbf{u}}^{(n)} = \sum_{i=1}^n c_i \cdot \frac{\bar{\phi}^{(i)}}{\omega_i^{2n}} \quad (\text{Ecuación III.68})$$

La convergencia del primer modo ocurre cuando:

Para $n \rightarrow \infty$ se tiene que: $\frac{u_i^{(n)}}{u_i^{(n+1)}} \rightarrow \omega_1^2$; lo que es cierto si $c \neq 0$; de no ser así

$$\frac{u_i^{(n)}}{u_i^{(n+1)}} \rightarrow \omega_2^2 \text{ para } n \rightarrow \infty .$$

La base fundamental de este método es partir de un vector desplazamiento ($u^{(0)}$) obtenido a través de la deformada del peso propio de la estructura, y luego aplicar la ecuación III.63, hasta que el proceso se estabilice.

De tal manera que $\bar{\mathbf{u}}^{(n)} \rightarrow \bar{\alpha} \cdot \bar{\phi}^{(1)}$ es el primer modo de vibración y el cociente de dos desplazamientos consecutivos da la primera frecuencia.

Para la determinación de los restantes modos, el procedimiento se realizará de manera análoga excepto en la determinación del desplazamiento para lo cual será necesario restar las componentes de desplazamiento del modo anterior.

✕ Método de Holzer

Es un método numérico de aproximaciones sucesivas empleado para el análisis dinámico de edificios, que permite encontrar la matriz modal Φ , los periodos T_m , factores de participación modal γ , fuerza por nivel F_m y cortantes de piso V_m asociados a cada modo de vibración.

Este método toma como punto de partida, una frecuencia natural adecuada a las condiciones del sistema. Consiste en resolver las ecuaciones características para la determinación de las formas modales y sus correspondientes periodos de vibración, las cuales se calculan empleando las rigideces y las masas del sistema. Tomando como punto de partida una frecuencia natural.

Los pasos en que se basa este método son los siguientes:

1. Se supone un valor arbitrario de ω^2 .
2. Se supone una amplitud $\Delta=1$ para el último nivel.
3. Se calculan los desplazamientos relativos para cada uno de los niveles.

$$\Delta_{\text{Relativo}} = \frac{\sum m \cdot \omega^2 \cdot \Delta}{K} \quad (\text{Ecuación III.69})$$

4. El desplazamiento absoluto de los niveles sucesivos será igual a la diferencia entre el desplazamiento absoluto del nivel superior Δ , y el desplazamiento relativo obtenido mediante la ecuación III.69.

5. Si el valor del desplazamiento relativo es igual a su desplazamiento absoluto del último nivel, significa que la frecuencia supuesta inicialmente y las amplitudes calculadas corresponden a un modo natural de vibración del modo en estudio, si esto no es así se realizará otro cálculo con un nuevo valor de frecuencia, hasta que los desplazamientos converjan a un mismo valor.

Después de realizado este procediendo se debe normalizar los valores obtenidos para determinar la matriz modal $\Phi_{i,m}$. Donde para cada modo existirá un valor de Φ para cada nivel, en los cuales debe cumplirse que:

$$\Phi_{i,m} = \frac{\Delta_{i,m}}{\sqrt{\sum m_i \cdot \Delta_{i,m}^2}} \quad (\text{Ecuación III.70})$$

$$F_{i,m} = m_i \cdot \omega_m^2 \cdot \Phi_{i,m} \quad (\text{Ecuación III.71})$$

Dónde:

$\Phi_{i,m}$: Valor de la forma modal en el nivel i del modo m.

$F_{i,m}$: Fuerza en el nivel i para el modo m.

Y el factor de participación modal γ vendrá expresado de la siguiente manera:

$$\gamma_{i,m} = \frac{\sum m_{i,m} \cdot \Phi_{i,m}}{\sum m_{i,m} \cdot \Phi_{i,m}^2} \quad (\text{Ecuación III.72})$$

RESPUESTA ESTRUCTURAL A SISMOS

El problema fundamental en un sistema estructural en el caso de un movimiento sísmico, es el de determinar los desplazamientos producidos, de los cuales se derivan

las fuerzas internas y el estado tensional en la estructura. Las masas del sistema se determinan en función de las cargas permanentes, más un porcentaje de las cargas variables, aplicando apropiados factores de reducción, y suponiendo que no todos los niveles estarán soportando la carga variable máxima.

La rigidez de la estructura se obtiene de las relaciones carga-desplazamiento aplicando los conceptos de resistencia de materiales y elasticidad, tomando asimismo en cuenta factores como flexibilidad de los nodos en las estructuras de acero y la presencia de fisuras en el concreto armado.

En toda estructura es posible plantear con facilidad las matrices representativas de la masa y la rigidez del sistema, pero no es tan directo obtener la matriz de amortiguamiento, porque ésta depende de la forma como se produce la disipación de energía en la estructura. Numerosos movimientos sísmicos se presentan con cierta frecuencia en el mundo, y en cada caso es posible lograr registros de acelerogramas.

Rigidez de Entrepiso

Es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un pórtico, en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. La rigidez definida de ésta manera no es independiente del sistema de fuerzas laterales y para calcularlas con rigor debe conocerse de manera previa tal sistema de cargas.

En los pórticos de edificios, el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis, introduce errores de poca importancia y usualmente es aceptable calcular las rigideces a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales.

En la mayoría de los casos no se conoce el sistema de carga actuante. Por lo que con frecuencia, se utilizan expresiones que no dependan del sistema de cargas, para la determinación de las rigideces de los elementos, entre las cuales se encuentran las **Fórmulas de Wilbur**.

Las Fórmulas de Wilbur son aplicables a pórticos regulares formados por elementos de momentos de inercia constante en los que las deformaciones axiales son despreciables y las columnas tienen puntos de inflexión. Estas expresiones fueron desarrolladas bajo las siguientes hipótesis:

- ~ Los giros en todos los nodos de un nivel y de los niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel desplazante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según sea el caso.
- ~ Las cortantes en los dos entrepisos adyacentes al de interés son iguales a la de este.

Las fórmulas de Wilbur consisten en las siguientes expresiones:

* Para el primer nivel:

- a) Si las columnas están empotradas en su base.

$$R_1 = \frac{48 \cdot E}{h_1 \cdot \left[\frac{4 \cdot h_1}{\sum K_{C1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{V1} + \frac{\sum K_{C1}}{12}} \right]} \quad \text{(Ecuación III.73)}$$

- b) Si las columnas están articuladas en su base.

$$R_1 = \frac{24 \cdot E}{h_1 \cdot \left[\frac{8 \cdot h_1}{\sum K_{C1}} + \frac{2 \cdot h_1 + h_2}{\sum K_{V1}} \right]} \quad \text{(Ecuación III.74)}$$

* Para el segundo nivel:

a) Si las columnas están empotradas en su base.

$$R_1 = \frac{48 \cdot E}{h_2 \cdot \left[\frac{4 \cdot h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{v2}} \right]} \quad (\text{Ecuación III.75})$$

b) Si las columnas están articuladas en su base.

$$R_1 = \frac{48 \cdot E}{h_2 \cdot \left[\frac{4 \cdot h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_3 + h_2}{\sum K_{v2}} + \frac{2 \cdot h_1 + h_2}{\sum K_{v1}} \right]} \quad (\text{Ecuación III.76})$$

* Para los restantes niveles.

$$R_n = \frac{48 \cdot E}{h_n \cdot \left[\frac{4 \cdot h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{vm}} + \frac{2 \cdot h_n + h_o}{\sum K_{vn}} \right]} \quad (\text{Ecuación III. 77})$$

En dónde:

E: Módulo de Elasticidad

R_n : Rigidez del piso en estudio

K_{vn} : Rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso

K_{cn} : Rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso

M,n,o : Índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n : Altura del entrepiso n

Método de Superposición Modal con Un Grado de Libertad por Nivel

El análisis modal es aplicado en el cálculo de la respuesta elástica lineal de estructuras de varios grados de libertad. La respuesta de la estructura es determinada por medio de la superposición de las respuestas individuales en cada uno de los modos naturales de vibración, por lo que cada modo vendrá caracterizado de acuerdo con su forma modal.

Este procedimiento de análisis modal, es una simplificación del caso más general, ya que sólo se considera un grado de libertad por planta, es decir, desplazamiento en una dirección del plano. Este método determina las fuerzas inerciales de una edificación, tomando en consideración sus propiedades dinámicas. Una vez calculados los cortes al nivel de piso y otras variables de la respuesta para cada uno de los modos que se consideren.

Es aplicable a edificaciones con irregularidades en su distribución vertical de masas y rigideces, pero que mantienen cierta regularidad en cuanto a su configuración estructural en planta, o bien para edificaciones que tienen más de 20 pisos o 60 metros de altura.

Para la aplicación de este método, la edificación debe ser idealizada como un sistema de masas concentradas, considerando para cada una de ellas un grado de libertad por nivel que describe el desplazamiento de cada piso en la dirección en que actúa el movimiento sísmico, y además se supone que las losas de piso se comportan como diafragmas indeformables.

Antes de la aplicación de este método es necesario realizar algunos cálculos de las formas modales y sus correspondientes periodos de vibración en la dirección analizada, las cuales se determinan utilizando las rigideces y las masas del sistema.

El número de modos de vibración que se debe incorporar en un análisis de este tipo viene determinado por las siguientes expresiones:

a) Para edificios con menos de 20 pisos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (\text{Ecuación III. 78})$$

b) Para edificios con 20 pisos o más:

$$N_1 = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad (\text{Ecuación III. 79})$$

Dónde:

T_1 : Período del Modo Fundamental.

T^* : Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros tienen un valor constante (Art. 7.2 Normas Sismorresistentes COVENIN 1756-98, Tabla 7.1).

c) Seguidamente se calcula el factor de participación γ_j de cada modo de vibración, definido por:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N M_k \cdot \Phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N M_k \cdot \Phi_{kj}^2} \quad (\text{Ecuación III. 80})$$

En donde:

Φ_{kj} : Forma o Coordenada modal del piso k en el modo j.

M_k : Masa del piso K.

- d) Se determina el factor β_j , el cual mide la participación de cada modo en el cortante basal.

$$\beta_j = \frac{1}{M} \cdot \frac{\left[\sum_{K=1}^N M_k \cdot \Phi_{kj} \right]^2}{\sum_{K=1}^N M_k \cdot \Phi_{kj}^2} \quad \text{(Ecuación III. 81)}$$

El cortante V_{oj} en la base del edificio viene expresado por:

$$V_{oj} = \beta_j \cdot M \cdot A_{dj} \cdot g \quad \text{(Ecuación III. 82)}$$

Dónde:

A_{dj} : Ordenada del espectro de diseño para el modo de período T_j . (Art. 7.2 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98).

$$M = \frac{W}{g} \quad \text{(Masa total del Edificio)}$$

g : Aceleración de la Gravedad

β_j : Fracción de la masa total del edificio, o masas participativas, asociada con la respuesta en el modo j.

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño, quedan definidas en función de su período T, de la siguiente forma:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot A_o \cdot \left[1 + \frac{T}{T^+} \cdot (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c \cdot (R - 1)} \quad \text{(Ecuación III.83)}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_o}{R} \quad \text{(Ecuación III.84)}$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_o}{R} \cdot \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad \text{(Ecuación III.85)}$$

Dónde:

$T^+ \geq T_o$ Período de característica variación de respuesta dúctil (Art. 7.2 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98, Tabla 7.2)

$T_o = 0.25 \cdot T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tiene un valor constante (seg).

α : Factor de Importancia (Art. 6.1.3 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98, Tabla 6.1).

A_o : Coeficiente de Aceleración Horizontal (Art. 4.2 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98, Tabla 4.1).

β : Factor de Magnificación (Art. 7.2 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98, Tabla 7.1)

p : Exponente que define la rama descendente del espectro. (Art. 7.2 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98, Tabla 7.1)

R: Factor de reducción de respuesta (Art. 6.4 Norma Sismorresistente COVENIN 1756-98, Tabla 6.4).

$$c = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}}$$

Conocido el espectro de diseño que caracteriza la acción sísmica en la dirección analizada, se determinan los valores máximos de las fuerzas cortantes de piso y desplazamientos para cada uno de los modos de vibración, por medio de las siguientes expresiones:

$$u_{kj} = \Phi_{kj} \cdot \gamma_j \cdot A_{dj} \cdot g \cdot \left[\frac{T_j}{2 \cdot \pi} \right]^2 \quad (\text{Ecuación III.86})$$

$$F_{kj} = M_k \cdot \Phi_{kj} \cdot \gamma_j \cdot A_{dj} \cdot g \quad (\text{Ecuación III.87})$$

Dónde:

u_{kj} = Desplazamiento máximo del piso k en el modo j.

F_{kj} = Fuerza lateral en el piso k del modo j.

T_j = Período de vibración del modo j.

En cada modo, la fuerza cortante de cada piso se obtiene por estática sumando las fuerzas laterales, entre el piso N y el piso en consideración.

Formación de Rótulas Plásticas y Redistribución de los Momentos

La formación de las rótulas plásticas se basa en un cálculo no lineal. De acuerdo con los métodos clásicos, la relación que expresa la curvatura se estableció como una

función lineal del momento flector actuando sobre la sección de un elemento, de la siguiente manera:

$$\varphi = \frac{1}{R} = y'' \quad y'' = \frac{M}{EI} \quad (\text{Ecuación III.88})$$

Por esta razón estos métodos son conocidos comúnmente como métodos de cálculo lineal. A la ecuación III.83, le corresponde el diagrama lineal 1 de coeficiente angular EI (figura III.9), que es una idealización bastante aproximada del comportamiento de la pieza de concreto armado, y la cual se supone que una vez alcanzado el punto A, en donde la tracción del acero iguala el valor de su límite elástico, la pieza se agota.

Esto encierra un doble significado, pues, por una parte supone que la máxima capacidad resistente de la pieza es el valor M_a del momento, lo que representa una aproximación bastante buena, y a la vez supone que φ_A es la máxima curvatura que puede alcanzar la pieza lo cual no es cierto.

Debido a diversos fenómenos tales como la fisuración, la retracción y cedencia, el comportamiento de la pieza de concreto armado no es lineal y presenta aspectos más complejos.

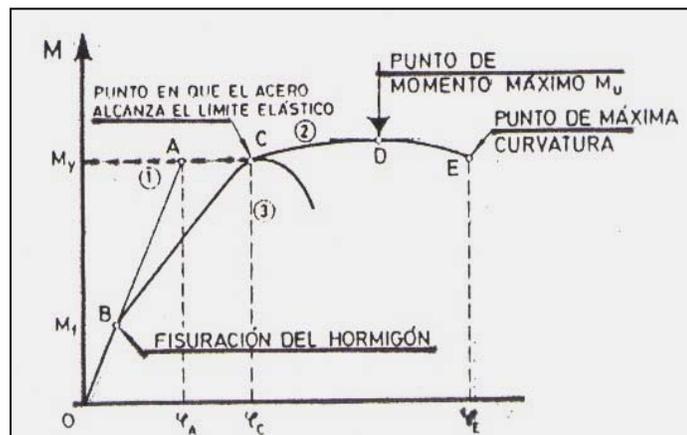


Figura III.9: Relación Típica de Momento - Curvatura para Miembros de Concreto Armado Sometidos a Flexión.
(Calavera J.-1999)

La naturaleza no lineal de la relación momento curvatura, para las secciones de concreto armado, genera ajustes en los valores de momentos flectores si la estructura es sometida a sollicitaciones más allá del intervalo de cargas de servicio.

Esto debido a la formación de las articulaciones plásticas en algunas secciones, las cuales se originan cuando crece el momento flector de una sección determinada y esta alcanza su máxima capacidad resistente M_A , a partir de aquí existirá un incremento de la curvatura sin aumento de momento, como se muestra en la figura III.10.

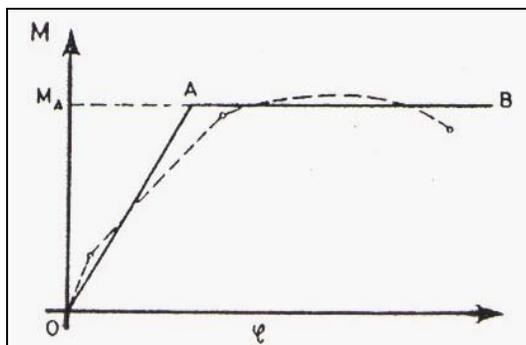


Figura III.10: Diagrama Idealizado de la Relación Momento – Curvatura.
(Calavera J. – 1999)

De tal manera que, una vez formadas las rótulas plásticas los momentos flectores tomarán valores distintos a los determinados a través de un análisis estructural elástico lineal.

Para niveles de cargas moderados, la estructura se comportará de acuerdo con el cálculo lineal, si hay un incremento de carga, alguna sección alcanzará el límite elástico de la armadura y la redistribución de momentos flectores se realizará como se muestra en la figura III.11.

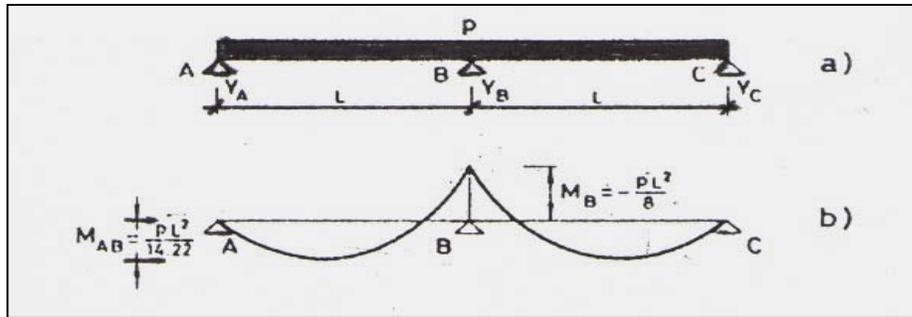


Figura III.11: Distribución de momentos.
(Calavera J. -1999)

Se asume que esto ocurre en el apoyo central de la viga para una carga distribuida determinada, a la cual le corresponde un momento negativo. Pero entonces a partir de aquí, si la sección tiene suficiente ductilidad, la estructura, al contrario de lo que se supone en un cálculo lineal, aceptará nuevos incrementos de carga hasta que la armadura llegue al límite elástico carga de agotamiento y por tal razón se forme la rótula plástica.

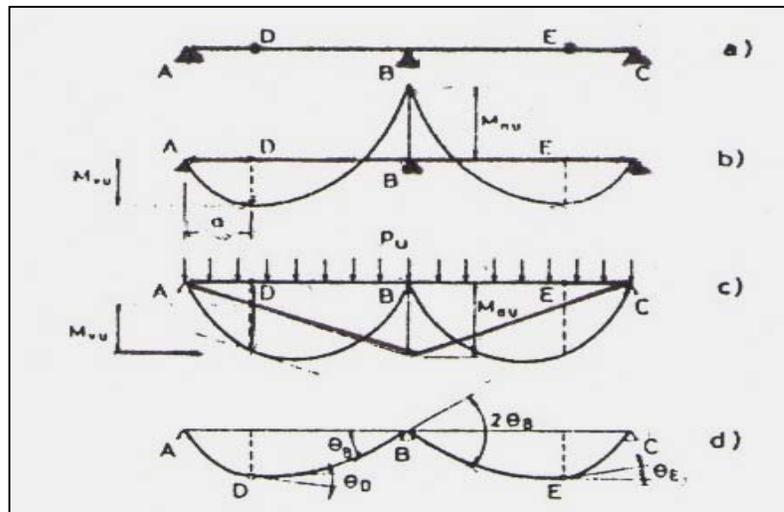


Figura III.12: Distribución de momentos.
(Calavera J. -1999)

De acuerdo con el proceso mostrado en la figura III.12, si el momento de agotamiento en el apoyo intermedio es M_{au} y el de los vanos es M_{vu} , la pieza se habrá agotado bajo una carga máxima en el instante en que ambos momentos alcancen estos valores. Para

que esto sea cierto, el elemento debe tener suficiente ductilidad para que se produzca, realmente la redistribución de momentos.

Para los efectos de nuestro análisis, se asume que las secciones están reforzadas adecuadamente por cortante, lo que permite alcanzar los momentos de agotamiento sin que se produzca una falla por corte. También se asume que la relación momento curvatura de las secciones, es la relación bilineal idealizada para una sección dúctil, como está representada en la figura III.10.

El análisis que se presenta a continuación, se fundamenta en el comportamiento de la estructura al límite de la resistencia, lo cual se establece mediante la formación de rótulas plásticas. Para ello se observará la secuencia de formación de las articulaciones en las vigas, debido al incremento de carga y como consecuencia de la redistribución de momentos.

Possible Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas en el Edificio LIDOM

Se calculan los momentos por cargas de servicio y la capacidad resistente de cada una de las secciones de los elementos que conforman el Pórtico 6 del Edificio LIDOMI (Vivienda Multifamiliar - Ver Anexo IX). Los momentos por carga de servicios se obtuvieron a través de métodos aproximados.

En este análisis al formarse una rótula plástica en el centro de luz la redistribución de momentos se realiza de la siguiente manera:

- a) En centro de Luz el momento de servicio será igual a 0 y en los extremos de la viga será igual:

$$M_c = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (\text{Ecuación III.89})$$

- b) En caso de formarse la rótula plástica en uno de los extremos de la viga antes que en el centro, el momento generado en este punto vendrá dado por la siguiente expresión:

$$M_c = \frac{9}{128} \cdot q \cdot l^2 \quad (\text{Ecuación III.90})$$

Y el momento en el extremo opuesto al de la formación de la rótula plástica, se considerará como:

$$M_c = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (\text{Ecuación III.91})$$

A continuación, se muestran los resultados de los momentos por carga de servicio, capacidad resistente y la secuencia de formación de rótulas plásticas, para cada uno de los elementos que conforman el Pórtico 6 del Edificio LIDIVI (Ver Tabla III.1, página 86).

Piso	Elemento	Condición Inicial									Condición de Servicio Final								
		Mu (Kgf-m)			M _{CS} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)			Momento Condición de Servicio (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)			Rótulas Plásticas		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	32686.14	15276.52	32686.14	7443.09	12759.58	17863.42	25243.05	2516.94	14822.73	7443.09	12759.58	17863.42	25243.05	2516.94	14822.73	-	-	-
	2	32686.14	13432.52	29354.09	13477.22	9265.59	13477.22	19208.92	4166.93	15876.87	13477.22	9265.59	13477.22	19208.92	4166.93	15876.87	-	-	-
	3	29354.09	13432.52	42232.70	13758.22	9458.78	13758.22	15595.87	3973.75	28474.48	13758.22	9458.78	13758.22	15595.87	3973.75	28474.48	-	-	-
	4	42232.70	22465.18	49672.99	32503.55	22346.19	32503.55	9729.15	118.98	17169.43	0.00	0.00	11173.10	42232.70	22465.18	38499.89	1	2	3
	5	49672.99	17101.79	51104.84	4123.96	2835.22	4123.96	45549.03	14266.56	46980.88	4123.96	2835.22	4123.96	45549.03	14266.56	46980.88	-	-	-
	6	51104.84	18908.32	48222.40	13079.66	8992.27	13079.66	38025.18	9916.05	35142.74	13079.66	8992.27	13079.66	38025.18	9916.05	35142.74	-	-	-
	7	48222.40	17101.79	43758.23	16644.46	11443.07	16644.46	31577.94	5658.72	27113.77	16644.46	11443.07	16644.46	31577.94	5658.72	27113.77	-	-	-
	8	43758.23	15276.52	31029.48	14442.91	10316.37	6017.88	29315.31	4960.15	25011.60	14442.91	10316.37	6017.88	29315.31	4960.15	25011.60	-	-	-
2	9	32686.14	15276.52	32686.14	7443.09	12759.58	17863.42	25243.05	2516.94	14822.73	7443.09	12759.58	17863.42	25243.05	2516.94	14822.73	-	-	-
	10	32686.14	13432.52	29354.09	13477.22	9265.59	13477.22	19208.92	4166.93	15876.87	13477.22	9265.59	13477.22	19208.92	4166.93	15876.87	-	-	-
	11	29354.09	13432.52	42232.70	13758.22	9458.78	13758.22	15595.87	3973.75	28474.48	13758.22	9458.78	13758.22	15595.87	3973.75	28474.48	-	-	-
	12	42232.70	22465.18	49672.99	32503.55	22346.19	32503.55	9729.15	118.98	17169.43	0.00	0.00	11173.10	42232.70	22465.18	38499.89	1	2	3
	13	49672.99	17101.79	51104.84	4123.96	2835.22	4123.96	45549.03	14266.56	46980.88	4123.96	2835.22	4123.96	45549.03	14266.56	46980.88	-	-	-
	14	51104.84	18908.32	48222.40	13079.66	8992.27	13079.66	38025.18	9916.05	35142.74	13079.66	8992.27	13079.66	38025.18	9916.05	35142.74	-	-	-
	15	48222.40	17101.79	43758.23	16644.46	11443.07	16644.46	31577.94	5658.72	27113.77	16644.46	11443.07	16644.46	31577.94	5658.72	27113.77	-	-	-
	16	43758.23	15276.52	31029.48	14442.91	10316.37	6017.88	29315.31	4960.15	25011.60	14442.91	10316.37	6017.88	29315.31	4960.15	25011.60	-	-	-
3	17	32686.14	15276.52	32686.14	7443.09	12759.58	17863.42	25243.05	2516.94	14822.73	7443.09	12759.58	17863.42	25243.05	2516.94	14822.73	-	-	-
	18	32686.14	13432.52	29354.09	13477.22	9265.59	13477.22	19208.92	4166.93	15876.87	13477.22	9265.59	13477.22	19208.92	4166.93	15876.87	-	-	-
	19	29354.09	13432.52	42232.70	13758.22	9458.78	13758.22	15595.87	3973.75	28474.48	13758.22	9458.78	13758.22	15595.87	3973.75	28474.48	-	-	-
	20	42232.70	22465.18	49672.99	32503.55	22346.19	32503.55	9729.15	118.98	17169.43	0.00	0.00	11173.10	42232.70	22465.18	38499.89	1	2	3
	21	49672.99	17101.79	51104.84	4123.96	2835.22	4123.96	45549.03	14266.56	46980.88	4123.96	2835.22	4123.96	45549.03	14266.56	46980.88	-	-	-
	22	51104.84	18908.32	48222.40	13079.66	8992.27	13079.66	38025.18	9916.05	35142.74	13079.66	8992.27	13079.66	38025.18	9916.05	35142.74	-	-	-
	23	48222.40	17101.79	43758.23	16644.46	11443.07	16644.46	31577.94	5658.72	27113.77	16644.46	11443.07	16644.46	31577.94	5658.72	27113.77	-	-	-
	24	43758.23	15276.52	31029.48	14442.91	10316.37	6017.88	29315.31	4960.15	25011.60	14442.91	10316.37	6017.88	29315.31	4960.15	25011.60	-	-	-
4	25	51104.84	18908.32	57983.12	70.08	120.14	168.20	51034.76	18788.17	57814.92	70.08	120.14	168.20	51034.76	18788.17	57814.92	-	-	-
	26	57983.12	22465.18	55288.01	7945.52	5462.54	7945.52	50037.60	17002.63	47342.49	7945.52	5462.54	7945.52	50037.60	17002.63	47342.49	-	-	-
	27	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
5	28	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	29	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	30	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
6	31	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	32	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	33	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
7	34	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	35	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	36	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
8	37	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	38	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	39	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
9	40	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	41	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	42	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
10	43	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	44	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	45	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
11	46	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	47	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	48	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
12	49	51104.84	18908.32	57983.12	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	138.41	237.28	332.20	50966.43	18671.03	57650.93	-	-	-
	50	57983.12	22465.18	55288.01	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	11370.78	7814.41	11370.78	46612.34	14650.76	43917.23	-	-	-
	51	55288.01	20696.11	52517.97	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	15894.27	11353.05	6622.61	39393.74	9343.06	45895.36	-	-	-
13	52	24215.50	13432.52	43758.23	138.41	237.28	332.20	24077.09	13195.24	43426.03	138.41	237.28	332.20	24077.09	13195.24	43426.03	-	-	-
	53	43758.23	17101.79	43758.23	11370.78	7814.41	11370.78	32387.44	9287.37	32387.44	11370.78	7814.41	11370.78	32387.44	9287.37	32387.44	-	-	-
	54	43758.23	18908.32	48222.40	15894.27	11353.05	6622.61	27863.95	7555.26	41599.79	15894.27	11353.05	6622.61	27863.95	7555.26	41599.79	-	-	-
14	55	24215.50	13432.52	43758.23	138.41	237.28	332.20	24077.09	13195.24	43426.03	138.41	237.28	332.20	24077.09	13195.24	43426.03	-	-	-
	56	43758.23	17101.79	437															

CAPITULO IV

VULNERABILIDAD SÍSMICA

ANTECEDENTES

TIPOS DE VULNERABILIDAD

Vulnerabilidad Física

Vulnerabilidad Funcional

ASPECTOS QUE AFECTAN LA VULNERABILIDAD
SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA

- ✗ Configuración Geométrica
- ✗ Configuración Estructural
- ✗ Colindancia o Adyacencia
- ✗ Localización y Participación de Componentes No Estructurales como parte del Sistema Estructural

MÉTODOS EMPLEADOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

Métodos Empíricos

Métodos Cualitativos o Subjetivos

Métodos Analíticos o Teóricos

FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

VULNERABILIDAD SÍSMICA

Debido a la magnitud de los desastres naturales ocurridos en el mundo en los últimos años, el término Vulnerabilidad ha adquirido relevancia y actualidad; entendiéndose por Vulnerabilidad, desde un punto de vista general, la probabilidad de que una comunidad expuesta a una amenaza natural, según el grado de fragilidad de sus elementos, pueda sufrir daños humanos y/o materiales.

La Vulnerabilidad a los desastres, indica el grado en el que una sociedad está expuesta o protegida del impacto de las amenazas naturales, es en otras palabras, la incapacidad de una comunidad de superar los efectos de un determinado cambio en su medio ambiente, cambio que constituye un riesgo. Este fenómeno está asociado directamente a factores de orden antrópico, es decir, a la interacción humana con la naturaleza y es por ello que, modificando o corrigiendo algunas acciones del hombre, se puede reducir la Vulnerabilidad.

Se entiende por Vulnerabilidad Sísmica de una estructura, el nivel de daño que resulta de la ocurrencia de un sismo de cierta magnitud o de la predisposición propia de los elementos expuestos (estructuras, elementos arquitectónicos y personas) a la amenaza de sufrir daños o pérdidas.

La Vulnerabilidad Sísmica está directamente relacionada con la calidad del diseño y construcción de las estructuras, la cual depende en gran medida del nivel técnico de las normativas; obedece también a la ubicación de la estructura y al mantenimiento que se le aplique, de tal manera, resulta bastante difícil predecir cual será su comportamiento ante un determinado Terremoto, debido en gran parte a que las fuentes sísmicas son particulares de cada parte del mundo y a que las formas y técnicas de construcción varían de un país a otro.

La evaluación de la Vulnerabilidad está relacionada con el conocimiento del riesgo, mediante interacciones del elemento susceptible a sufrir daño con el ambiente

peligroso. La vulnerabilidad y el riesgo están íntimamente relacionadas entre sí por medio de la amenaza o peligro de que ocurra un desastre; entendiéndose por riesgo la probabilidad de que se presenten pérdidas o consecuencias económicas y sociales debido a la ocurrencia de un fenómeno peligroso.

El riesgo se origina como un producto de la función que relaciona la amenaza y la vulnerabilidad; se considera intrínseco y latente dentro de la sociedad, con la salvedad de que su nivel, grado de percepción y medios para enfrentarlo, dependen de las pautas marcadas por la misma sociedad. En definitiva, la vulnerabilidad y el riesgo están asociados a las decisiones que una sociedad ha adoptado a lo largo del tiempo y dependen, por lo tanto, del desarrollo de cada país o región. En el siguiente esquema se presenta la relación entre amenaza, vulnerabilidad y riesgo.



Figura IV.1: Relación Amenaza, Riesgo y Vulnerabilidad
(http://www.padb.org/sds/doc/env_BID-CEPAL-S.pdf)

La importancia de estimar la vulnerabilidad de una estructura, radica en el hecho de que con ello es viable cuantificar las posibles fallas que sufra de ocurrir un terremoto, lo que permite tomar las medidas necesarias para reforzarla o reconstruirla de manera que sea capaz de resistir los esfuerzos a los que será sometida.

ANTECEDENTES

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes, no pudieron aparecer sin que la humanidad entendiera a través de la experiencia, que los sismos

no pueden ser controlados por el hombre pero sí las formas de construcción, de manera de hacer que nuestras edificaciones sean sismo resistentes.

A raíz de la ocurrencia del sismo de Mesina (Italia) en el año 1908, se encargó a una comisión del análisis de los efectos del sismo y de proponer medidas convenientes para que en un futuro, ante la ocurrencia de un sismo de similar o mayor magnitud, las estructuras no sufrieran daños considerables. Para 1909 la comisión recomendó que los edificios debían diseñarse de manera tal que resistieran cargas laterales equivalentes a un 1/12 de su peso.

En Japón luego del sismo de Tokio ocurrido en 1923, los ingenieros japoneses encontraron que los daños más fuertes habían ocurrido en los edificios de mampostería, mientras que en los de concreto armado y madera los daños fueron menos considerables. Luego de varias discusiones se propusieron los primeros conceptos del diseño sismo resistente; los cuales consideran los siguientes aspectos:

1. Un edificio debe comportarse como cuerpo rígido frente a la acción de cargas sísmicas, de acuerdo a lo permitido por las circunstancias.
2. Se deben emplear plantas simétricas como sea posible.
3. Se deben emplear paredes rígidas, manteniendo una secuencia de estos elementos desde la fundación hasta el techo, de manera tal que las fuerzas sísmicas se repartan a las columnas de acuerdo a las rigideces del pórtico.

En los Estados Unidos, el primer intento de normalización se produjo en 1927 a raíz del sismo de Santa Bárbara; posteriormente ocurrió el sismo de Long Beach en 1933, que motivó al gobierno a encargar a su División de Arquitectura la preparación de un reglamento de construcción. Este reglamento exigía, entre otras cosas, que los edificios de mampostería no reforzada se debían diseñar para resistir una carga lateral igual al 10% de la suma de su carga muerta y una parte de la carga viva.

En 1974, el Consejo de Tecnología Aplicada de California (ATC) conformó un grupo muy sólido de ingenieros que propuso las bases de normalización, las cuales presentaron en el documento “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings”, conocido como ATC-3-06. Este documento conformó las bases para la elaboración de un buen número de códigos modernos de construcción sismo resistente en el mundo y de estudios de Vulnerabilidad sísmica en edificaciones.

La mayor parte de los estudios de Vulnerabilidad sísmica de estructuras, tienen su origen en las llamadas **Técnicas de Screening** empleadas durante la década de los 60 y 70, las cuales trataban fundamentalmente de cuantificar la resistencia de la edificación por aproximaciones, con el fin de determinar la capacidad de la estructura existente, ante la aplicación de cargas en forma monótonica en una sola dirección hasta hacer colapsar la estructura. Algunas de estas técnicas sirvieron de base para posteriores métodos, que en el caso sísmico, incluyeron estimaciones de la ductilidad y de desplazamiento lateral de la estructura.

A finales de la década del 70 e inicio de la del 80, ciudades tan importantes como Los Ángeles y San Francisco, centros urbanos con reconocida amenaza sísmica, iniciaron y presentaron estudios de vulnerabilidad a gran escala, utilizando métodos probabilísticos para el primer caso y métodos determinísticos para el segundo. Para esta época la oficina del Coordinador de las Naciones Unidas para casos de Desastres (UNDRO – actualmente Oficina de las Naciones para Asuntos Humanitarios – ONU/DAH), en conjunto con la Organización de las Naciones Unidas para la Educación la Ciencia y la Cultura (UNESCO) desarrollaron los siguientes conceptos de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo¹:

Amenaza o Peligro, definida como la “probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.”

¹ Organización Panamericana de la Salud (OPS), “Mitigación de Desastres en las Instalaciones de Salud”, 1993.

“...peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico, que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente; matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad, en un cierto sitio y en cierto período de tiempo”.

Vulnerabilidad, definida como el “grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso.”

“... predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño debido a posibles acciones externas...”

Riesgo o Daño, definido como el “grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular y como una función de la Amenaza y la Vulnerabilidad”.

Estas definiciones presentadas en 1979, llevaban a expresar el riesgo sísmico del siguiente modo:

$$\mathbf{Riesgo = Amenaza Sísmica \times Vulnerabilidad} \quad (\text{Ecuación IV.1})$$

Sin embargo, de esta manera no era tan fácil reconocer varios efectos inducidos y de sitio, que son importantes para estimar la cantidad de pérdidas no solamente físicas, sino también económicas y de tipo social, lo que condujo a finales de la década del 90, a una definición de riesgo más completa que ha sido incorporada en la literatura mundial y la cual puede expresarse de la siguiente forma:

$$\mathbf{Riesgo = Amenaza Sísmica \times Peligro Físico Inducido \times Vulnerabilidad Sistemática} \\ (\text{Ecuación IV. 2})$$

Donde el Peligro Físico inducido se refiere a aquellos sucesos que pueden ser provocados por el terreno sacudido (tal como es el caso de derrumbes), mientras que la vulnerabilidad sistemática se refiere a la vulnerabilidad de sistemas urbanos y regionales como un todo, es decir, ya no son considerados como una suma simple de

la vulnerabilidad de estructuras expuestas, como había sido hasta inicios de la década de los 90.

Con esta definición se han introducido algunas perspectivas al incorporar nuevos elementos y al tratar de manera diferente otros que se consideraron ya en estudios previos. El peligro físico inducido trata de enlazar parámetros, midiendo sistemas sociales y económicos, así como el ambiente construido con factores más técnicos relativos al peligro sísmico, los cuales habían sido incluidos siempre en los análisis sísmicos de riesgo.

TIPOS DE VULNERABILIDAD

Como se estudió anteriormente, el término Vulnerabilidad se refiere a la predisposición de un elemento, en este caso una estructura, a sufrir algún tipo de daño, lo que puede referirse no sólo a daños de tipo físico, sino también a daños que repercutan en el uso que preste la edificación; razón por la cual se ha dividido la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras en Vulnerabilidad Física y Vulnerabilidad Funcional.

Vulnerabilidad Física

La Vulnerabilidad Física, se refiere a la capacidad que tiene la estructura para soportar las sollicitaciones a las que se somete en el momento de un sismo, es decir, la manera como responde ante los desplazamientos y los esfuerzos producidos por las fuerzas inerciales durante la vida útil de la edificación. Dentro de la Vulnerabilidad Física se pueden considerar dos tipos: la estructural y la no-estructural.

☞ *Vulnerabilidad Estructural:* Esta se refiere al grado en el que pueden verse afectados los componentes estructurales de una edificación; entendiéndose por componentes estructurales, aquellas partes de la edificación encargadas de resistir y transmitir a la fundación y luego al suelo, las fuerzas causadas por el peso del edificio y su

contenido, así como también las cargas provocadas por sismos, huracanes y otros fenómenos naturales.

La Vulnerabilidad Estructural, tiene que ver con el grado de seguridad sísmica que tienen los diferentes elementos que conforman una estructura: vigas, columnas, muros de corte, losas, escaleras, cimientos, entre otros.

El riesgo al que se expone la edificación y sus ocupantes debido a las amenazas naturales, debe ser considerado durante la etapa de diseño y construcción de los elementos estructurales, cuando se trata de un edificio nuevo y durante la etapa de reparación, remodelación o reconstrucción, cuando se trata de un edificio ya construido.

Un buen diseño estructural es la clave para que la integridad del edificio sobreviva aún ante desastres naturales severos como son los terremotos.

⚡ Vulnerabilidad No Estructural: Se refiere al grado en el que pueden verse afectados los sistemas arquitectónicos de las edificaciones; un edificio que sufra daños no estructurales severos puede ser tan mortal como uno que sufra daños estructurales. La falla en dichos elementos, puede causar la inhabilitación del edificio para su funcionamiento o para su ocupación temporal y puede llegar a causar gran cantidad de pérdidas humanas, además de materiales.

Los elementos arquitectónicos también están sujetos a un diseño y deben cumplir con normas especiales para resistir la ocurrencia de un desastre. Muchas veces, las pérdidas más significativas se produjeron en edificios que no colapsaron, pero cuyos elementos no estructurales fallaron.

De allí que la vulnerabilidad no estructural sea también de gran importancia en la evaluación previa a la ocurrencia de un desastre, al ser considerada como un factor de peligro en el caso de un sismo.

Vulnerabilidad Funcional

Se da en términos de los efectos que produce un desastre en el buen funcionamiento de una edificación para el fin que tiene propuesto. Una escuela, por ejemplo, tiene como función primordial la de ser centro de enseñanza, pero en casos de desastre también puede servir como centro de ayuda; razón por la cual la Vulnerabilidad Funcional debe ser incluida en una evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica.

Este tipo de Vulnerabilidad está relacionada no solamente con la seguridad de la estructura sino que además tiene en cuenta el comportamiento de los elementos no estructurales, como por ejemplo, muros, equipos, instalaciones, divisiones, etc., lo cual es de suma importancia para el continuo funcionamiento de las edificaciones ante eventos de una magnitud importante.

En edificaciones esenciales no basta con un buen comportamiento estructural, además se debe garantizar que los elementos no estructurales tengan un buen comportamiento ante movimientos sísmicos severos.

ASPECTOS QUE AFECTAN LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA

Al ocurrir un terremoto, las fuerzas producidas por la vibración del suelo actúan en la fundación de la edificación y como respuesta de las diferentes partes de la estructura a los cambios originados en su configuración original, se desarrollan fuerzas inerciales que la estructura deberá resistir. Estas fuerzas generarán mayores daños en

la medida en que la estructura presente alguna de las características que se describirán a continuación, que la hacen más vulnerable.

Entre los aspectos que afectan la Vulnerabilidad de una estructura ante la ocurrencia de eventos sísmicos, se encuentran la configuración geométrica de la edificación, su configuración estructural, la colindancia o adyacencia con otras edificaciones, así

como la localización y participación de componentes no estructurales como parte del sistema estructural.

✕ Configuración Geométrica

A continuación se exponen algunos de los aspectos de la configuración geométrica de una estructura que influyen en la respuesta sísmica de las mismas. Los problemas de configuración deben ser enfrentados desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio y en toda la etapa de diseño.

⚡ *Configuración en Planta.* Se refiere a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación a la forma y la distribución del espacio arquitectónico; la cual se define por la forma perimetral de la planta y las propiedades geométricas de la misma: simetría, proporciones y convexidad.

Cabe destacar que los problemas de configuración en planta que se señalan, se presentan cuando las plantas son continuas; es importante señalar que algunas plantas, complejas a simple vista pero que cuentan con juntas convenientemente dispuestas, no constituyen problemas en su comportamiento frente a la acción de los sismos.

~ **Longitud.** La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma, pues el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, que se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, por lo que la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es directamente proporcional a la longitud del edificio en la dirección de las ondas.

Lo anterior nos permite deducir que los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas sísmicas que los largos, además estos son más sensibles a las componentes torsionales producidos por los movimientos del terreno.

~ **Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas.** Se define como planta compleja, aquella en la cual existen cambios pronunciados de dirección en el cuerpo del edificio. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones, por ejemplo plantas en forma de H, U, L, entre otras.

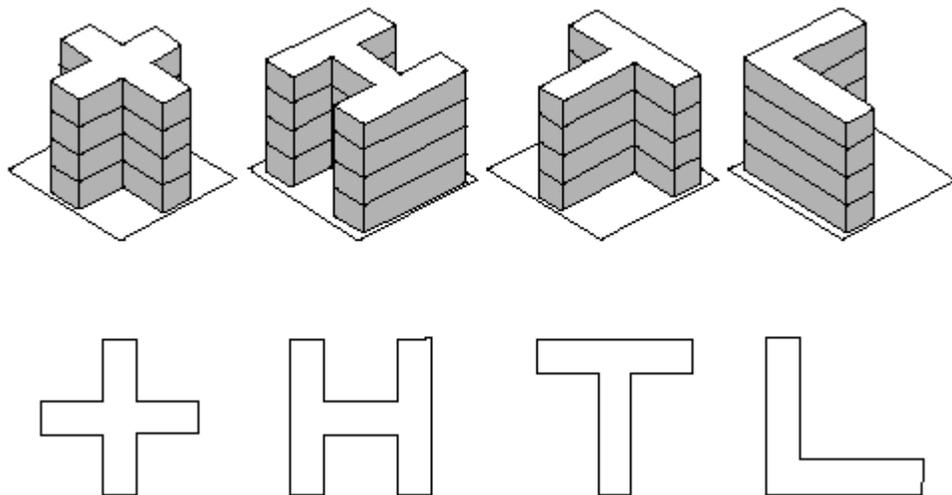


Figura IV.2: Formas de Plantas Irregulares
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

En plantas irregulares, las alas pueden asemejarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, produciéndose en el sitio de transición, zonas de concentración de los esfuerzos, pues cada uno de los cuerpos que conforman la edificación se moverá de manera diferente uno del otro; lo que ocasiona efectos torsionales que pueden llegar a ser muy destructivos.



Fotografía IV.1: Hospital de Caldas en Colombia
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

⚡ *Configuración en Elevación.* Los problemas debidos a la Configuración en Elevación de una edificación, se refieren a la disposición de la estructura en el plano vertical; por lo general se presentan por discontinuidades estructurales en forma de escalonamientos o cambios bruscos de las dimensiones de los pisos a lo largo de la altura de una edificación.

Los escalonamientos en los volúmenes de un edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación y proporción, entre otros. Sin embargo, desde el punto de vista del comportamiento sísmico, estos escalonamientos producen cambios bruscos de rigidez y de masa que inducen la concentración de fuerzas perjudiciales en los pisos aledaños a la zona donde se produjo el cambio.

Los escalonamientos invertidos, que producen que los pisos de la edificación se vayan haciendo más grandes a medida que se eleva, adicionan la variable volcamiento al problema antes mencionado.

Adicionalmente debe considerarse el factor esbeltez, el cual se refiere a las proporciones en planta y elevación de la edificación mediante la relación alto/ancho del edificio, pues cuando la altura es mucho mayor que el ancho y la profundidad, la esbeltez puede producir efectos de volcamiento al estar la estructura sometida a cargas laterales, como las producidas por un sismo.

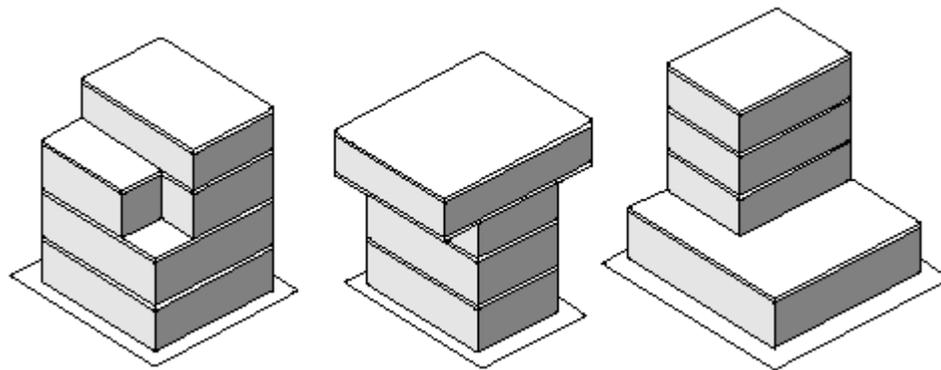


Figura IV.3: Formas Irregulares en Elevación
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

✕ Configuración Estructural

A continuación se describen algunos de los aspectos de la configuración estructural de una edificación, que afectan su comportamiento ante la acción de fuerzas sísmicas.

⚡ *Concentraciones de Masa.* La concentración de masas en un nivel determinado de la estructura, producto de la disposición en él de elementos pesados como equipos, tanques, archivos, entre otros, produce cambios en la respuesta sísmica de las edificaciones. Este problema es mayor en la medida que esta concentración irregular de masas se ubica a mayor altura, pues las aceleraciones sísmicas de respuesta se incrementan igualmente hacia arriba, lo cual genera una mayor fuerza sísmica y por ende una posibilidad mayor de volcamiento de estas masas, lo que introduce variables de torsión adicionales, tal como se muestra en la fotografía IV.2.



Fotografía IV.2: Concentraciones de Masa en Niveles Superiores, tales como Tanques de Agua en el techo de una estructura, pueden ocasionar graves daños.
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

☞ *Columnas Débiles.* En un sistema estructural aporticado, las columnas juegan un papel de vital importancia por ser los elementos que transmiten las cargas a la fundación y mantienen en pie la estructura; razón por la cual, cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación. Es por ello que el diseño sísmico de pórticos busca que el daño ocasionado por sismos se produzca principalmente en vigas y no en columnas.

Las fallas por Columnas Débiles, se deben principalmente a que las columnas tienen menor resistencia que las vigas o a la presencia de columnas cortas, las cuales presentan un mecanismo de falla frágil, pues recibirán una mayor carga cortante que aquella para la que fue calculada, trayendo como consecuencia serios problemas en estructuras bajo excitaciones sísmicas.



Fotografía IV.3: Colapso de un Edificio por Falla de Columnas (Columnas Débiles)
(<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/Fotos/fl.htm>)



Fotografía IV.4: Falla por Columnas Débiles
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)

Son varias las causas por las cuales se reduce el valor de la longitud libre de una columna y se considere la misma como una columna corta:

- ~ Confinamiento lateral parcial en la altura de la columna, por presencia de muros (divisorios, de fachada, de contención, etc.)
- ~ Disposición de losas en niveles intermedios.
- ~ Ubicación del edificio en terrenos inclinados.



Fotografía IV.5: Colapso de un Edificio por Falla de Columnas (Columnas Cortas)
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)



Fotografía IV.6: Colapso de un Edificio por Falla de Columnas (Columnas Cortas)
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)



Fotografía IV.7: Falla de Columnas (Columnas Cortas)
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)

⚡ Entrepiso Flexible o Débil. Se conoce como entrepiso débil o flexible, a aquel que tiene menor rigidez, menor resistencia, o ambas inclusive.

La presencia de entrepisos débiles se puede atribuir a diferencias de altura entre pisos o a la interrupción de elementos estructurales verticales en el entrepiso, como por ejemplo una discontinuidad en las columnas o muros estructurales.

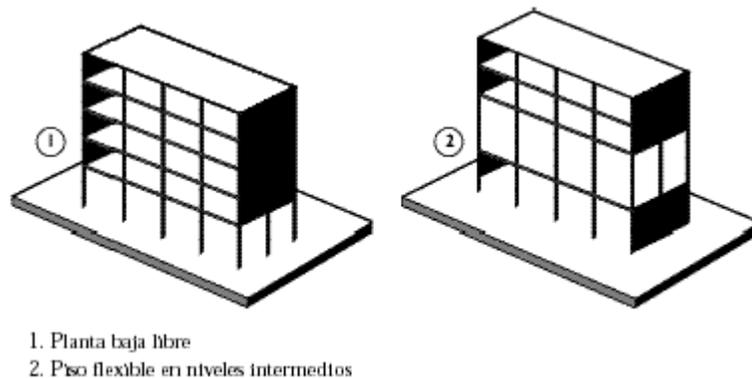


Figura IV.4: Ejemplos de Entrepisos Flexibles
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

El nivel en el que se interrumpen los elementos verticales es más flexible que los restantes, con lo que aumenta el problema de estabilidad, además de originar un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el entrepiso más débil. Esta interrupción ha sido la causa de colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando se presenta en los entrepisos inferiores.

Un ejemplo de esto son las comunes “plantas bajas libres” que se presentan en edificios aporticados, con escasa o ninguna tabiquería interior (ver fotografía IV.8), generando así una masa rígida sobre un nivel más flexible. Este caso es aún peor cuando se trata de una estructura mixta, en la que la planta baja es aporticada y en los pisos superiores existen muros estructurales.



Fotografía IV.8: Colapso por Entrepiso Débil
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)



Fotografía IV.9: Falla por Entrepiso Débil
(<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/Fotos/f1.htm>)

- ⚡ *Falta de Redundancia o Hiperestaticidad.* Los problemas por falta de redundancia, se deben a que la resistencia a las fuerzas sísmicas se concentra en un reducido número de elementos estructurales, lo que trae como consecuencia que ante la acción de fuerzas sísmicas severas la falla de alguno de ellos implique el colapso total o parcial de la estructura.
- ⚡ *Excesiva Flexibilidad Estructural.* Se refiere a la susceptibilidad de una estructura a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes niveles, deformaciones que se conocen como *derivadas de piso*. Este problema se debe principalmente a la presencia de grandes luces entre elementos estructurales de soporte, la rigidez de los mismos y a la presencia de alturas libres. Debido a esto, se pueden presentar daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos y la inestabilidad de pisos flexibles o de la edificación en general.



Fotografía IV.10: Excesiva Flexibilidad de la Estructura
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)

⚡ *Excesiva Flexibilidad del Diafragma.* Este tipo de comportamiento puede venir dado por la flexibilidad del material que lo compone, por la relación de aspecto del mismo (largo/ancho), la rigidez de la estructura vertical y/o a las aberturas en el diafragma.

Un comportamiento de este tipo implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma; además de que implica una distribución de fuerzas laterales que se hará sin considerar la rigidez de los elementos verticales.

⚡ *Torsión.* La Torsión consiste en la acción de hacer rotar un objeto por sus extremos (superior e inferior) en sentido contrario. La torsión es producto de la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura, lo que introduce importantes daños en edificios sometidos a sismos intensos, provocando en algunos casos su colapso parcial o total.

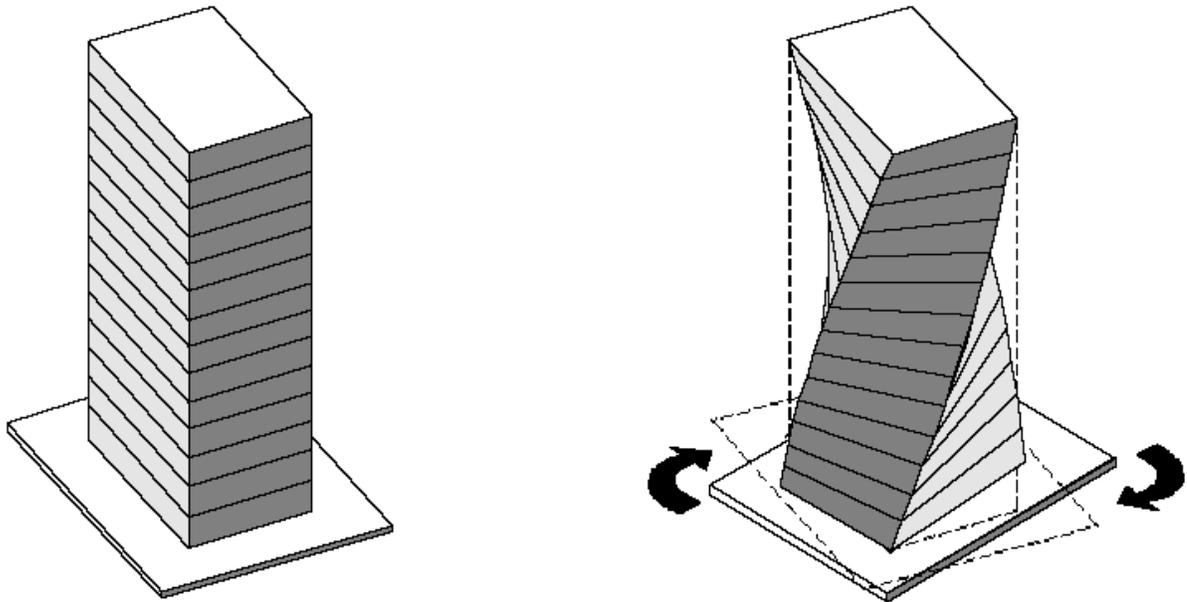


Figura IV.5: Efecto producido por Torsión
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

El desfase entre el centro de masas y de rigidez de una estructura puede deberse, entre otros factores, a la posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso, a la colocación de masas considerables en forma asimétrica con respecto a la rigidez o a la combinación de ambas situaciones.

Debe considerarse además que los muros divisorios o de fachada que se encuentran adosados a la estructura vertical, aportan rigidez a la misma y generalmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo, pudiendo ser causantes de torsión, tal como es el caso de los muros que se disponen asimétricamente.

El problema de la torsión puede complicarse aún más cuando existen irregularidades verticales, como escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, que provoca torsión del

nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

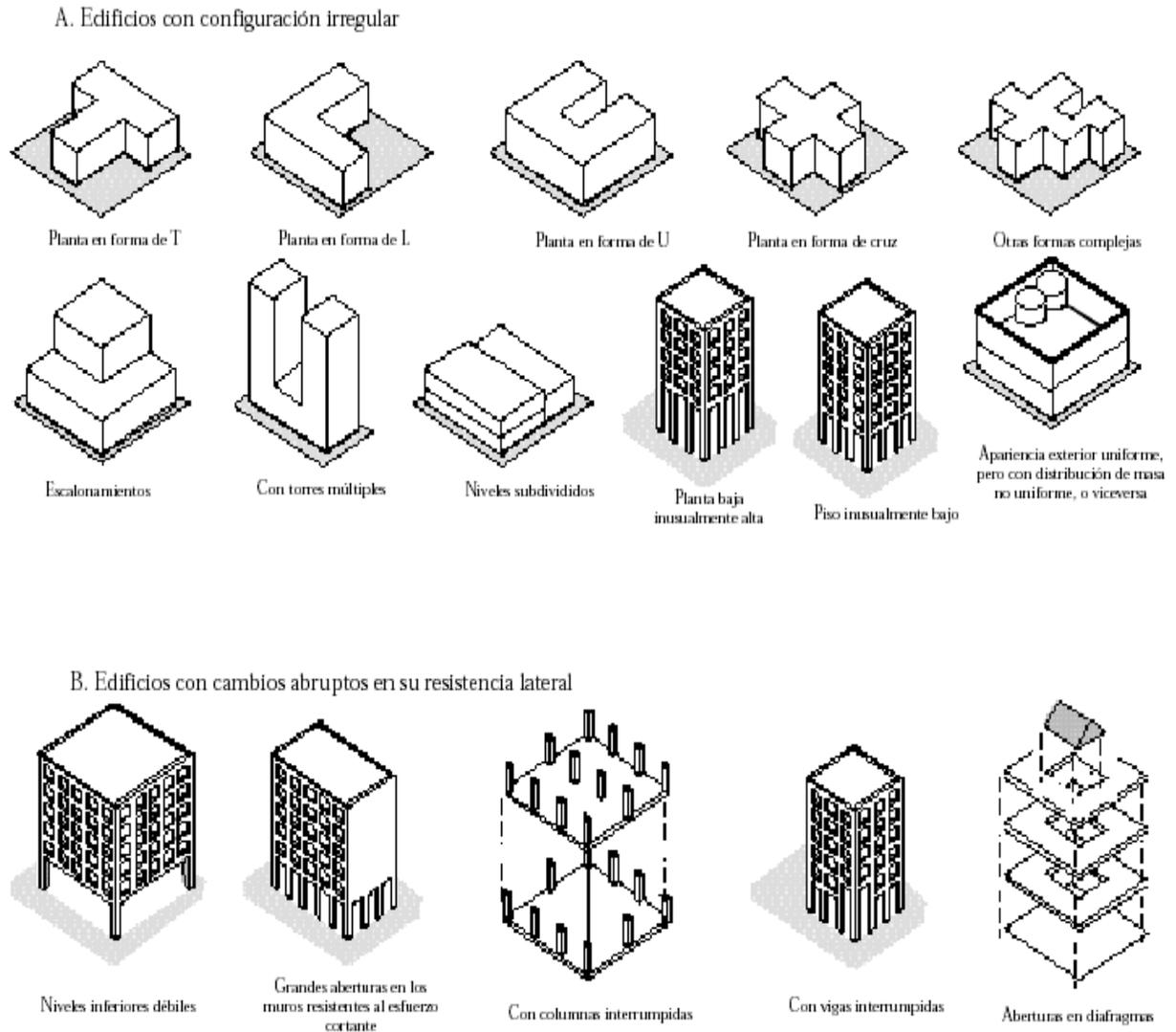
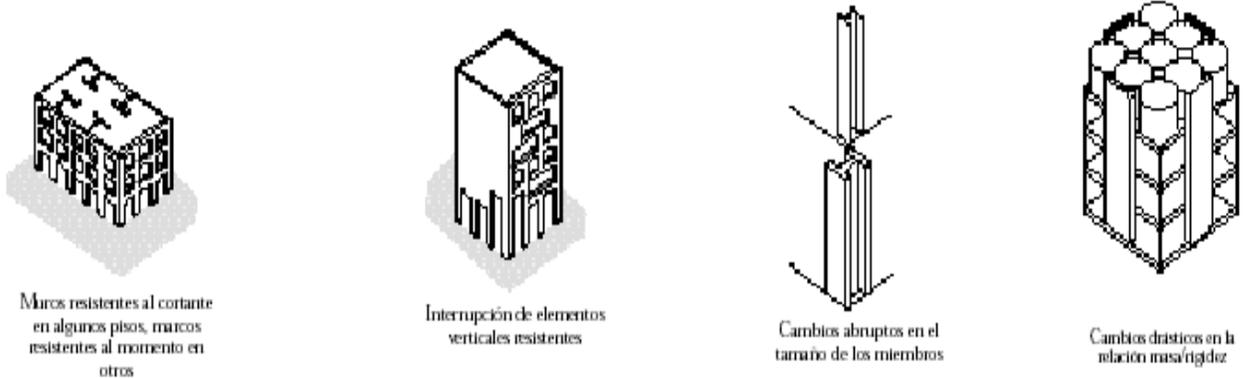


Figura IV.6-1: Irregularidades en Estructuras
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

C. Edificios con cambios abruptos en su rigidez lateral



D. Aspectos estructurales inusuales o novedosos

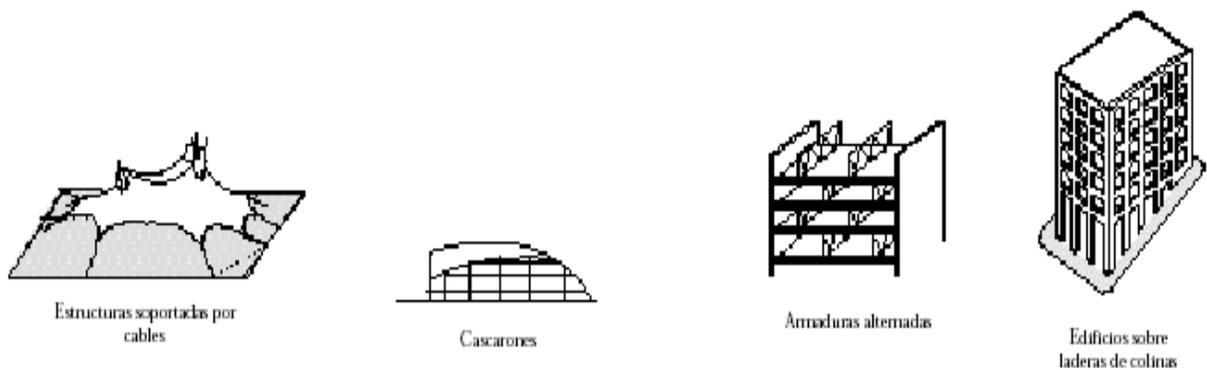


Figura IV.6-2: Irregularidades en Estructuras
(<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>)

✕ *Colindancia o Adyacencia*

La colindancia se refiere a la proximidad entre edificios adyacentes o entre las diferentes partes que lo conforman. Al ocurrir un terremoto los edificios o las distintas partes de un edificio, presentan características dinámicas diferentes, por lo que cada uno vibrará de acuerdo a ellas. Si esta situación no ha sido considerada en el diseño de estas estructuras, podría producirse entonces el efecto “golpeteo” entre ellos.

El caso más común de este efecto, se presenta cuando las losas de piso de edificaciones adyacentes no se encuentran a un mismo nivel, lo que ocasiona que las losas de una edificación golpeen las columnas o muros de la estructura contigua, trayendo como consecuencia daños graves en la edificación hasta lograr el colapso de la misma.



Fotografía IV.11: Caso de Falla por Colindancia o Adyacencia
(<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/Fotos/fl.htm>)



Fotografía IV.12: Caso de Falla por Colindancia o Adyacencia
(<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/Fotos/f1.htm>)



Fotografía IV.13: Colapso por Volcamiento
(http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html)



Fotografía IV.14: Colapso por Volcamiento
(<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/Fotos/fl.htm>)

✘ *Localización y Participación de Componentes No Estructurales como parte del Sistema Estructural*

Los componentes no estructurales de una edificación, son todos aquellos elementos que forman parte de la misma incluyendo su contenido, con excepción de la estructura, es decir, todo menos las columnas, muros de carga, vigas, losas y otros elementos que se encargan de resistir las fuerzas que actúan sobre una edificación.

El comportamiento de una edificación depende principalmente de la distribución de su masa, la cual se ve afectada ante la presencia de elementos no estructurales, los cuales muchas veces no son considerados en el cálculo.

Es por ello que deben considerarse en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura, la posición y distribución de los elementos no estructurales, sus características dinámicas y geométricas, los efectos que podrían producir sobre la estructura, así como los riesgos por desprendimientos y/o volcamientos que pueden no solo causar heridas graves en las personas, sino obstaculizar el escape de las personas de la edificación.

MÉTODOS EMPLEADOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

Existen diversos métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, los cuales se basan fundamentalmente en dos parámetros: Índices de Vulnerabilidad e Índices de Daño.

En términos generales, se pueden clasificar las metodologías en: Empíricas, Cualitativas o Subjetivas y Analíticas o Teóricas.

Métodos Empíricos

Los métodos Empíricos son aquellos que buscan evaluar las condiciones de una estructura, en función del daño que sufriera ese tipo de estructura ante la acción de sismos pasados. Se establece entonces, una clasificación de las estructuras según diferentes criterios, relacionando el porcentaje de daño para cada uno de los grupos con alguna medida del movimiento del suelo.

Como medida del daño estructural, se puede emplear la relación entre el número de estructuras dañadas y el número total de estructuras evaluadas, así como la relación entre el costo de reparación y el precio de construcción de dichas edificaciones.

Estos estudios se basan en estadísticas de falla y en probabilidades de ocurrencia de terremotos, empleándose para la elaboración o revisión de normas de construcción, en el establecimiento de planes de recuperación y protección civil en caso de sismo y/o en la planificación de zonas urbanas.

Una ventaja que presenta este tipo de metodologías, es que son muy fáciles de aplicar pues no requieren información de la capacidad de la estructura a evaluar, ya que se apoyan en una gran cantidad de datos de estructuras dañadas; siendo entonces una desventaja el hecho de que no son aplicables a todo tipo de estructura y que no toman en cuenta factores tan importantes como la resistencia, la rigidez, las características de esfuerzo – deformación o la interacción de la estructura con elementos no estructurales, entre otros.

Métodos Cualitativos o Subjetivos

Los Métodos Cualitativos son aquellos que se basan en los conocimientos y la pericia de expertos al evaluar daños causados por sismos, quienes a partir de la información de los factores que afectan la vulnerabilidad sísmica de una estructura, proporcionan una medida cualitativa del daño estructural asignándole posteriormente valores numéricos, transformando una medida cualitativa en cuantitativa.

Los métodos cualitativos se diseñan con la finalidad de evaluar de una manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones, para luego seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. El principal uso que se le da a estos métodos es el de la evaluación de un número masivo de edificios, con fines de cuantificar el riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad o la evaluación de edificaciones antiguas que no cuentan con información detallada acerca de su diseño estructural.

Los resultados obtenidos mediante la aplicación de estos métodos, no pueden tomarse realmente como concluyentes en ningún caso particular, pues la desventaja que presentan es que se basan en la apreciación personal de un experto.

Algunos de estos métodos forman parte o conforman el primer nivel de evaluación de métodos analíticos.

A continuación se resumen algunos de los métodos cualitativos, empleados en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones a nivel mundial:

- ✕ *Método de Revisión por Filtro de Peligros Sísmicos Potenciales en Edificaciones Existentes. Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) 21.*

Este método se basa simplemente en darle una calificación inicial a la edificación a ser evaluada y a medida que se avanza en la revisión, se filtran sus características estructurales, sumando o restando puntos a la calificación inicial.

El procedimiento comienza por identificar el sistema estructural que resiste las fuerzas sísmicas, así como los materiales de los que está compuesto.

El puntaje se le irá sumando o restando a la calificación inicial dependiendo de factores tales como la altura, el deterioro, la configuración geométrica en planta y elevación, la existencia de pisos flexibles dentro de la edificación y la torsión en planta, entre otros.

La escala de calificación empleada en este método va de 0 a 6, siendo 0 el indicador de un mal comportamiento sísmico y 6 el de un muy buen comportamiento. De resultar una calificación inferior o igual a 2, se requiere que se lleve a cabo una evaluación más detallada por parte de ingenieros estructurales especialistas en diseño sismorresistente.

A continuación se muestra un esquema contentivo de la metodología planteada en el ATC 21.

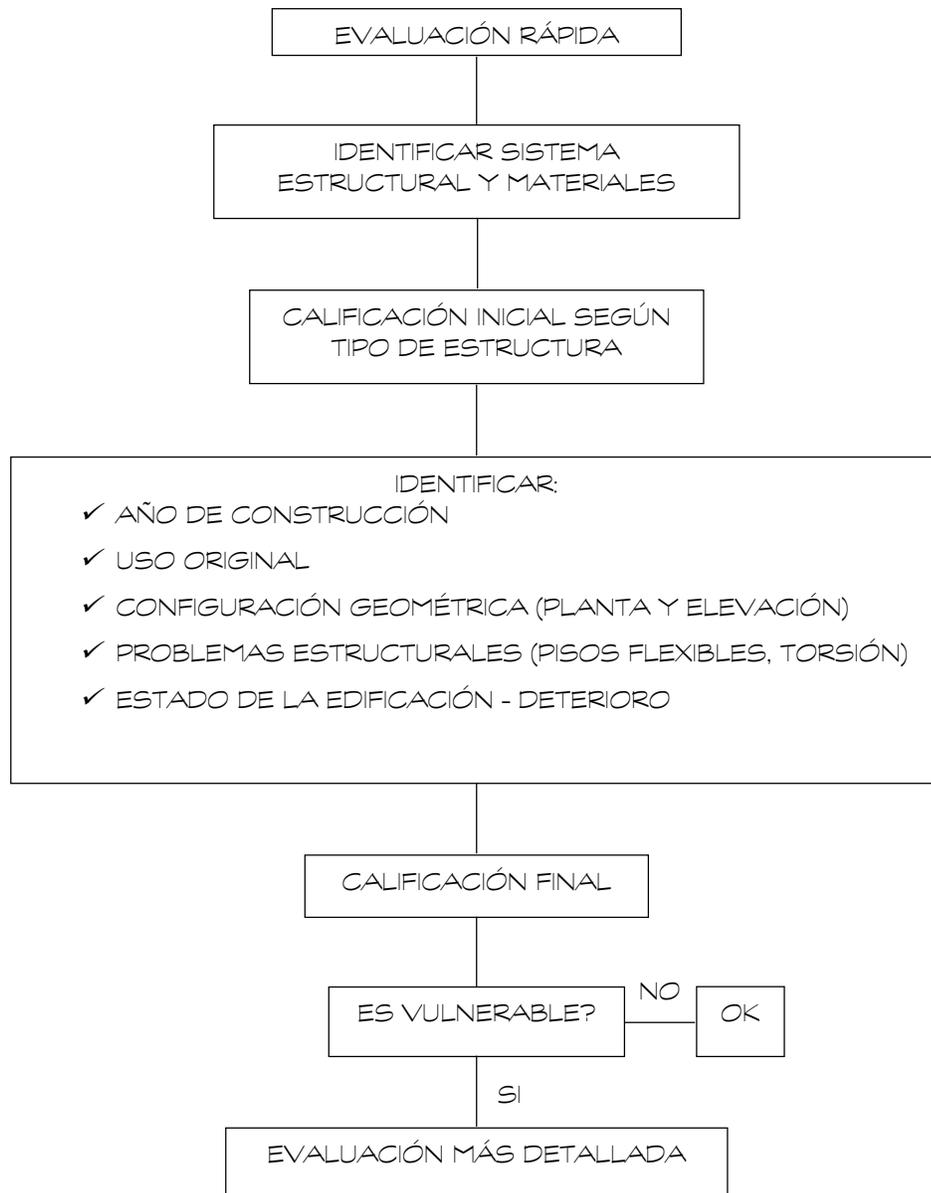


Figura IV.7: Proceso general propuesto en el ATC 21

✕ *Método del Consejo de Seguridad Sísmica de Estructuras.*

Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) 178 o 310.

Es un procedimiento preparado por el Building Seismic Safety Council (Consejo de Seguridad Sísmica de Edificios) de Estados Unidos de Norteamérica y presentado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de ese país, en su reporte N° 178 (igualmente en el N° 310), con la finalidad de ser utilizado para llevar a cabo la evaluación y diagnóstico sísmico de cualquier edificación existente.

Este documento presenta una guía para determinar que tan vulnerable y peligrosa (en cuanto a pérdida de vidas) es una estructura, incluyendo además una lista que permite determinar las zonas o puntos débiles dentro de la estructura que podrían precipitar su colapso parcial o total.

Es de hacer notar, que este procedimiento es utilizado únicamente para evaluar la vulnerabilidad de la edificación en cuanto a si es peligrosa para ser ocupada o no, no se evalúa el uso o destino de la estructura luego del Sismo.

El procedimiento consiste en responder con “Verdadero” o “Falso” a una lista de interrogantes (realizadas para cada tipo de edificación), relacionadas con el sistema estructural, sus condiciones y las posibles amenazas geológicas, entre otros aspectos de la edificación.

Aquellas interrogantes definidas como Verdaderas, indican que son revisiones que están de acuerdo con el criterio del FEMA-178 y que, por lo tanto pueden obviarse; mientras que las interrogantes definidas como Falsas, identifican aspectos que necesitan mayor investigación y análisis, por lo que se recomienda hacer un estudio más detallado en estos casos.

Estas interrogantes están diseñadas para descubrir defectos, puntos débiles o zonas vulnerables de la edificación a evaluar, lo que nos permite hacer las recomendaciones pertinentes en cuanto al reforzamiento de la misma.

Los criterios empleados o considerados en este método, permiten comparar los requisitos de diseño y construcción de la época en la que se construyó la edificación en estudio, con los requisitos de diseño sísmico actuales.

✕ *Método de Evaluación de la Capacidad Sísmica de Edificios en la Ciudad de México.*

- Niveles 1 y 2.

Este método se plantea con la finalidad de evaluar la capacidad sísmica de los edificios de concreto reforzado de más de 5 niveles y de uso público, ubicados en la Ciudad de México.

Dicha evaluación se ha dividido en tres niveles, los cuales presentan distintos grados de precisión. Los dos primeros permiten jerarquizar las edificaciones de acuerdo con su nivel de seguridad, en una forma aproximada. El tercer nivel consiste en un análisis detallado de la estructura, que se realiza en función de los resultados obtenidos en los niveles anteriores.

Aplicando esta metodología, se espera obtener una clasificación generalizada de las estructuras de acuerdo con su capacidad sísmica, además de detectar aquellas edificaciones que requieren reparación o refuerzo.

- ⚡ Nivel 1. Se basa en una inspección visual de la edificación que permite clasificar el nivel de seguridad de la misma, con base en la observación de su estructura (configuración en planta y en elevación), el comportamiento de sus fundaciones, su ubicación y el deterioro que presenta; información

que se recopila en un formato prediseñado, cuyo único requisito es tener libre acceso a la edificación.

Con los datos obtenidos de la inspección, se estiman algunas características básicas de la estructura tales como su período; estas se comparan posteriormente con los criterios establecidos, permitiendo clasificar la edificación de acuerdo con un nivel de seguridad estimado asociado a los términos bajo, intermedio y alto, según sea la relevancia del problema; posteriormente a esta calificación se le asigna un valor numérico. La suma de estas calificaciones define el nivel de seguridad sísmica de la estructura.

Con esta clasificación es posible definir si el nivel de seguridad es adecuado, si es necesario realizar una segunda evaluación según el nivel 2 o si se requiere una evaluación más detallada (nivel 3), que pueda finalmente conducir a un proceso de reparación o rehabilitación.

≍ Nivel 2. Este nivel de evaluación se basa en el procedimiento desarrollado en la Universidad Autónoma Metropolitana de México, para la evaluación simplificada de la capacidad sísmica de edificaciones de concreto reforzado de mediana altura.

La información complementaria que se necesita, requiere de una inspección más detallada que la correspondiente al nivel anterior, pues se debe poner mayor énfasis en la detección de posibles daños ocultos o de reparaciones previas, pero sobre todo, debe incluir las dimensiones de las luces, las alturas de entrepiso y las secciones de todos los elementos del sistema estructural resistente en cada una de las plantas. Para recoger esta información, se cuenta con un formato prediseñado.

Este método simplificado de evaluación, permite determinar el coeficiente de resistencia de la edificación “K”; valor que se compara con el nivel de la intensidad, correspondiente a la zona en que se ubica la estructura según el mapa de intensidades, para definir su nivel de seguridad.

La clasificación de la estructura correspondiente a este nivel de evaluación, permite definir si el nivel de seguridad es adecuado o si es necesario proceder a una evaluación detallada que aclare la posible necesidad de un proyecto de reparación o refuerzo.

Es importante hacer notar, que la aplicación de este método en edificaciones de más de 10 niveles, aunque puede seguir siendo un parámetro indicativo del estado de la estructura, pierde la precisión necesaria para utilizarse como único elemento de evaluación. En estos casos es recomendable, sustentar esta información con mediciones in-situ del período de la estructura, que junto con procedimientos aproximados de análisis permitan estimar su flexibilidad.

✕ *Método de Hirosawa Modificado*

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción, en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de concreto reforzado de mediana y baja altura, construidos mediante métodos convencionales. Se evalúa la vulnerabilidad en función del sistema estructural, la forma del edificio y la peligrosidad de los elementos no estructurales.

Este método recomienda tres niveles de evaluación, los cuales van de lo simple a lo detallado y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta.

A continuación se describe el método de Hirosawa modificado, que ha sido usado por países como Chile, Perú., México y Ecuador, introduciendo algunos cambios para que dicha metodología sea válida para las tipologías y materiales constructivos utilizados en los países latinoamericanos.

En este método, la vulnerabilidad estructural se determina comparando la capacidad resistente, las relaciones de forma, mantenimiento y los daños anteriores de la edificación, con el nivel de sollicitación demandado por los sismos que representan el peligro sísmico y las condiciones locales del sitio donde se ubica la edificación, esta comparación se hace calculando dos índices y estableciendo que la edificación es segura sísmicamente cuando el índice correspondiente a la resistencia provista por el edificio (I_s) es mayor que la resistencia demandada (I_{so}).

La estimación del riesgo sísmico se hace por medio de un índice sísmico (I_s) que representa el comportamiento global en un entrepiso, el cual se calcula como el producto de cuatro subíndices que son calculados individualmente y que representan el comportamiento estructural, el movimiento del terreno, la concepción estructural y el deterioro de la edificación con el tiempo.

El subíndice sísmico de comportamiento estructural, depende de la resistencia de los elementos verticales y de la ductilidad de los mismos. Por su parte, el subíndice sísmico de movimiento del terreno, tiene en cuenta la intensidad del sismo, las condiciones topográficas y las geotécnicas; mientras que el subíndice de concepción estructural representa el efecto que el diseño estructural tiene en el comportamiento sísmico de la estructura a través de factores como la distribución de masas y la distribución de rigideces, así como la influencia de las irregularidades de la configuración estructural. Finalmente, el factor de deterioro de la edificación califica los efectos del tiempo sobre la estructura y los defectos estructurales como grietas y deflexiones, así como el comportamiento de la construcción en sismos anteriores.

Para valores del índice sísmico (I_s) mayores que un valor de referencia (I_{SO}) aseguran, según este método, un comportamiento adecuado del piso, mientras que para valores menores a los de referencia se considera incierto el comportamiento de la estructura, por lo que se considera inseguro.

Este valor de referencia (I_{SO}) es función de la resistencia sísmica básica requerida, de la zona sísmica donde se ubica la edificación, las condiciones topográficas y geotécnicas, así como de la importancia del edificio por su uso.

No se ofrece un parámetro de comparación para los valores obtenidos, quedando a juicio del ingeniero determinar el grado de vulnerabilidad que tiene la estructura; haciendo varios análisis de este tipo se podría determinar un rango de valores que permita hacer comparaciones.

Para la aplicación del segundo nivel de evaluación, es necesario tener conocimiento de las armaduras de los elementos estructurales verticales, y para el tercer nivel, lo correspondiente a las vigas. La característica más importante de este método es que confiere mayor importancia al análisis de resistencia que al de los esfuerzos internos que eventualmente podría presentar un sismo dado en los elementos de la estructura.

Para la aplicación de este método no es necesario, en general, realizar un análisis detallado de dichos esfuerzos internos. Además, el método da gran importancia al establecimiento de los mecanismos de falla y disipación de energía de los elementos, los cuales resultan clasificados en diversos grupos de acuerdo a su comportamiento y tipo de falla. Para este análisis, se parte de la evaluación del factor de capacidad de ductilidad de cada elemento

✕ Método del Índice de Vulnerabilidad.

Este método consiste en la evaluación y posterior ponderación, de una serie de parámetros que influyen en el desarrollo de daños en estructuras sometidas a sismos. Dichos parámetros son el resultado de numerosos estudios llevados a cabo en Italia, con los cuales se ha evaluado el comportamiento sísmico de edificaciones, ante la ocurrencia de terremotos en ese país desde el año 1976.

Estos parámetros se han compilado en un formulario de levantamiento que consta de dos niveles: El primer nivel, que incluye los datos generales del edificio, se utiliza con la finalidad de identificar las edificaciones más vulnerables desde el punto de vista estructural, que luego serán evaluadas en un segundo nivel con el fin de obtener una apreciación más exacta de su condición. Este segundo nivel del formulario, permite recopilar los datos y parámetros fundamentales para el cálculo del índice de vulnerabilidad; vale la pena destacar, que este nivel se divide en dos apartados, uno para estructuras de mampostería y otro para estructuras de concreto reforzado.

Sin embargo, actualmente se reconoce que el método en general, sólo permite obtener una estimación aproximada de la vulnerabilidad de las edificaciones, suficiente para la toma de decisiones durante los planes de mitigación de desastres, mas no para la toma de decisiones respecto al reforzamiento o no de las estructuras.

La escala que se utiliza para calificar los diferentes parámetros que influyen en el comportamiento sísmico de los edificios de mampostería, se conoce como la escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini. De acuerdo con esta escala, el índice de vulnerabilidad de una estructura, se obtiene mediante una suma ponderada de los valores numéricos que expresan la calidad sísmica de cada uno de los parámetros estructurales y no estructurales, que se considera, juegan un

papel importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería.

A cada parámetro se le atribuye durante las investigaciones de campo, una de las cuatro clases A, B, C y D. A cada una de estas clases le corresponde un valor numérico K_i que varía entre 0 y 45, tal como puede apreciarse en la Tabla IV.1.

Por otra parte, cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso W_i , que varía entre 0.25 y 1.5. Este coeficiente refleja la importancia de cada uno de los parámetros dentro del sistema resistente del edificio. De esta forma, el índice de vulnerabilidad V_I se define por la siguiente expresión:

$$V_I = \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \quad (\text{Ecuación IV.3})$$

Parámetros	Clase (K_i)				Peso (W_i)
	A	B	C	D	
1.- Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.00
2.- Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3.- Resistencia convencional	0	5	25	45	1.50
4.- Posición del edificio y fundaciones	0	5	25	45	0.75
5.- Diafragma horizontal	0	5	25	45	1.00
6.- Configuración en planta	0	5	25	45	0.50
7.- Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00
8.- Distancia máxima entre los muros	0	5	25	45	0.25
9.- Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.00
10.- Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11.- Estado de conservación	0	5	25	45	1.00

Tabla IV.0: Escala de Vulnerabilidad de Benedetti-Petrini
(<http://www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/tablas.html>)

Como puede observarse en la Tabla IV.1, los parámetros 1, 2, 4, 5, 9, 10 y 11 son de naturaleza descriptiva, mientras los parámetros 3, 6, 7 y 8 son de naturaleza cuantitativa y requieren de ciertas operaciones matemáticas, las cuales resultan muy sencillas.

Métodos Analíticos o Teóricos

Los Métodos Teóricos o Analíticos son aquellos que se basan en la consideración de que el daño estructural se puede relacionar, en general, con los parámetros que definen la respuesta de la estructura, llegando a emplear modelos estructurales muy detallados. Constituyen una aproximación bastante racional para estimar el daño estructural, pues se consideran factores como la relación esfuerzo – deformación de los materiales y la capacidad de disipación de energía de una estructura.

En otras palabras, se considera como una evaluación por medio de un método analítico a la arrojada por un modelo previamente calibrado, el cual tiene en cuenta un Análisis Dinámico Inelástico de la estructura, que permite conocer el proceso de plastificación paso a paso y el posterior colapso de la misma, conocidos los ciclos de histéresis de sus componentes.

Estos métodos permiten determinar cuáles son las partes de la estructura más vulnerables a sufrir daños, lo que introduce el concepto de indicadores o índices de daño, los cuales pueden emplearse para establecer el nivel de daño potencial que puede alcanzar la estructura ante una sollicitación sísmica. Estos índices se ajustan, de forma que sus valores varían entre 0 y 1, siendo 0 el indicador de una estructura que no presenta ningún tipo de daño y 1 el de una que colapsa.

Estos indicadores pueden referirse a un punto, una sección, un elemento o a una estructura completa.

A continuación se resumen algunos de los métodos analíticos, empleados en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones a nivel mundial:

✕ Método de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) 273

Este Método está diseñado para identificar en detalle los miembros estructurales (columnas y vigas) que se encuentran deficientes en cuanto a su capacidad o resistencia, ofreciendo adicionalmente una metodología que permite desarrollar las estrategias de rehabilitación o reforzamiento de las estructuras, en función de los resultados arrojados por la evaluación de sus elementos. Se puede considerar esta metodología, como un segundo nivel del Método presentado por FEMA-178.

En el FEMA-273, se definen diversos métodos y criterios de diseño para alcanzar diferentes niveles de desempeño sísmico de una edificación: Nivel Operacional, Nivel de Ocupación Inmediata, Nivel de Protección de la Vida y Nivel de Prevención de Colapso. La escogencia de estos niveles depende del desempeño (teórico) de la edificación durante y después de un terremoto, de cuánto daño y pérdida económica se va a permitir y del traumatismo o interrupción que ocasione en las actividades de los ocupantes de la misma.

“El procedimiento del FEMA-273 permite tanto una Rehabilitación Simplificada como una Rehabilitación Sistemática. La rehabilitación sísmica simplificada se usa en edificaciones bajas, de configuración geométrica sencilla, generalmente en zonas de amenaza sísmica intermedia y baja. Para este tipo de rehabilitación se requiere mucho menos análisis y diseño que para la sistemática.

El método de rehabilitación sistemática es más completo y consta de un proceso parecido al del diseño de una edificación nueva, en el que se modifica el prediseño o diseño preliminar hasta que los resultados del análisis son verificados o aceptados revisando miembro por miembro.

La rehabilitación sistemática generalmente se basa en el comportamiento no-lineal de la respuesta de la estructura y usa procedimientos que no son comunes en los códigos de diseño corrientes. En este tipo de rehabilitación, se revisa

detalladamente cada miembro estructural, se diseñan nuevos elementos y se verifica la interacción aceptable de los desplazamientos esperados y de las fuerzas internas en los elementos estructurales.”³

✕ *Método propuesto en las Normas Sismorresistentes de Colombia NSR-98*

Este método dedica especial atención, a aquellas edificaciones construidas antes de la vigencia de estas normas, en las que se presentan los criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, obteniéndose un nivel de seguridad que luego se compara con lo que dicha norma exigiría a una edificación nueva.

El estudio de la vulnerabilidad de edificaciones existentes, se refiere a la comprobación del comportamiento sísmico de la estructura, para analizar si este es satisfactorio a la luz de las normas sísmicas vigentes. Se trata de seguir un procedimiento con el fin de evaluar los puntos débiles y posibles zonas de las estructuras que puedan causar pérdidas de vidas ante los eventos sísmicos, además de determinar cuales son las zonas más vulnerables que puedan precipitar el colapso de la estructura o de algunos de sus componentes.

Como lo requiere cualquier otro código de diseño, para conocer la vulnerabilidad sísmica de una estructura, se deben primero identificar los parámetros de análisis en forma previa a la realización del análisis matemático.

En primer lugar se debe realizar una inspección detallada de la edificación, con el fin de establecer las características del sistema estructural de la misma, así como las de su fundación y las propiedades de los materiales utilizados. Una vez obtenida esta información, se elabora un modelo para la estructura actual, el cual se analiza para las fuerzas sísmicas que el sismo de diseño imponga, en

³ http://www.constru.web.co/Guias/Guia_PCA/Guia_Ingenieria_Estructu_MetVulnerab.htm

combinación con las fuerzas de gravedad mayoradas de acuerdo a las combinaciones de carga.

Para estos análisis, generalmente se lleva a cabo un análisis matricial tridimensional, por medio del que se realiza un análisis elástico dinámico de la estructura.

Con la información de las secciones de los elementos y sus refuerzos, se determinan sus capacidades de agotamiento, tanto para los esfuerzos de corte como para los de flexión y flexo-compresión. Estas resistencias existentes, deben a su vez ser afectadas por valores que dependen de la calidad del diseño, construcción y el estado actual de la estructura.

Con los resultados de las demandas obtenidas de los análisis de los modelos y las capacidades actuales, calculadas en cada uno de los elementos, se definen los índices de sobre-esfuerzo de estos y de la estructura, con el fin de determinar los puntos o zonas vulnerables a tener en cuenta en el reforzamiento final. Adicionalmente se determinan los índices de flexibilidad de los pisos y por ende de la estructura. Se define como Vulnerabilidad a los inversos de los índices de sobre-esfuerzo y flexibilidad.

Una vez conocidos los puntos o zonas vulnerables de la estructura, se procederá a estudiar, analizar y diseñar el reforzamiento final con el que se elaborarán planos de construcción que contengan todos los detalles estructurales que garanticen la seguridad estructural y la adecuada ejecución del proceso de rehabilitación.

Si se desea o se requiere hacer un análisis inelástico de la estructura, se puede llevar a cabo un análisis no lineal mediante la aplicación de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, usando las relaciones de esfuerzo-deformación en el rango inelástico, tanto para el concreto, como para el acero de refuerzo.

Este análisis inelástico permite estudiar la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia de los diferentes elementos estructurales e incluye una evaluación de la respuesta inelástica a través de un análisis de daños de los miembros estructurales y de la estructura como un conjunto.

Dicho análisis dará a conocer de una manera más eficiente el comportamiento real de la estructura, pues permite obtener un estimado de las derivas de piso y de las sollicitaciones inelásticas producidas en la estructura por el sismo de diseño.

✕ *Método de Evaluación de la Resistencia Sísmica de Edificios Existentes.*

Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) 14.

Este método evalúa el riesgo sísmico potencial de cualquier tipo de estructura, ubicado en cualquier zona de riesgo sísmico en los Estados Unidos. En esta metodología se hace énfasis en la determinación de los “puntos débiles del edificio”, con base en la observación de daños ocurridos en edificios similares por eventos sísmicos previos.

Inicialmente se identifican aquellos edificios que significan un riesgo para la vida humana. Como edificios riesgosos se denominan aquellos que pueden presentar alguna de las siguientes características durante un sismo determinado:

- ~ Posibilidad que el edificio entero colapse.
- ~ Posibilidad que porciones del edificio colapsen.
- ~ Si componentes del edificio pueden fallar o caerse.
- ~ Factibilidad de bloqueo de las salidas, impidiendo la evacuación o el rescate.

Esta metodología evalúa los esfuerzos cortantes actuantes, los desplazamientos relativos en el entrepiso y ciertas características especiales del edificio.

En primer lugar, debe realizarse una inspección detallada in-situ que permita obtener los datos requeridos para el análisis de la edificación, para lo que se han elaborado unas planillas o listas de chequeo para cada tipo de estructura, a las que debe responderse con “Verdadero” o “Falso”; de resultar alguna de las interrogantes “Falso”, es necesario estudiar más detalladamente el elemento que presenta problemas.

Posteriormente se debe realizar un cálculo aproximado de los esfuerzos de corte y desplazamientos relativos en estructuras de concreto; de los esfuerzos axiales y desplazamientos relativos en estructuras de acero o en el caso de muros estructurales, hacer una verificación de los esfuerzos de corte.

Sólo se consideran fallas por corte, pues las alturas de los pisos no son tenidas en cuenta en el análisis, por lo que no se toman en cuenta en el análisis los momentos.

Se debe hacer una comparación de la relación Capacidad/Demanda (C/D) con los valores especificados en la norma ATC, los cuales están representados como una fracción del factor de modificación de respuesta del edificio evaluado.

Por último, se realiza una revisión de los detalles especiales basándose en las respuestas dadas en la "lista de chequeo".

✕ Método NAVFAC

Propuesto en 1988 por G. Matzamura, J. Nicoletti y S. Freeman con el nombre “Lineamientos para Actualizar el Proyecto Sísmico de Edificios Existentes”

(Seismic Design Guidelines for Up-Grading Existing Buildings), aplicable a cualquier tipo de estructura.

La capacidad de la estructura se determina por medio del coeficiente de corte basal resistente (C_b), el desplazamiento al tope de la estructura (S) y el período fundamental (T). Su principal problema es que no toma en cuenta la falla prematura de los elementos más débiles.

El procedimiento a seguir consiste, en primer lugar, en la recolección de la información básica de la estructura, seguido de una inspección detallada in-situ.

Posteriormente se determinan los espectros de respuesta elástica; se propone para los Estados Unidos utilizar sismos con un 5% de excedencia en 50 años, para simular la cedencia de la estructura, mientras que para estimar la capacidad última, se supone un sismo con un 10% de excedencia en 100 años; el espectro obtenido a partir de estos sismos, se afecta para simular los comportamientos elásticos y elastoplásticos mediante los coeficientes de amortiguamiento de la estructura, los cuales se muestran en la Tabla IV.2.

Sistema Estructural	Amortiguamiento	
	Lineal Elástico	Post-Fluencia
Acero Estructural	3.0 %	7.0 %
Concreto Reforzado	5.0 %	10.0 %
Muros Estructurales	7.0 %	12.0 %
Madera	10.0 %	15.0 %

Tabla IV 2: Amortiguamientos Lineal Elástico y Post-Fluencia
(www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/tablas.html)

Como se puede observar, los valores presentados en la tabla anterior son muy altos, pues es común utilizar un valor de 5.0 % para post-fluencia en concreto, mientras que en este método se recomienda emplear el 10.0 %.

Una vez determinado el espectro de respuesta elástica, se realiza una estimación del posible daño de la estructura al comparar su capacidad (la cual se determina por

medio del coeficiente de corte basal resistente C_b , el desplazamiento al tope de la estructura S y el período fundamental T), con la demanda del sitio; valores que se determinan tanto para la cedencia como para la condición última.

Se determina la capacidad de corte última C_{bu} , como la fuerza lateral requerida para causar un mecanismo lateral de colapso dividida entre el peso sísmico de la estructura; posteriormente, se estima (para pórticos de concreto reforzado y/o pantallas de mampostería reforzada) la capacidad de corte a la cedencia V_y , como la fuerza lateral requerida para causar cedencia a los elementos estructurales más críticos como un porcentaje del peso sísmico de la estructura, considerándose que después de la fluencia, la estructura es capaz de resistir un 50% más de fuerza cortante.

Las capacidades de cedencia y de agotamiento se obtienen sumando las contribuciones de los elementos verticales del edificio, resistentes a fuerzas laterales en las dos direcciones principales.

Los resultados de la evaluación se representan en una gráfica capacidad / demanda, que se superpone a las curvas de demanda última con los porcentajes de amortiguamiento, correspondientes a la cedencia y al estado de agotamiento de la estructura; lo que nos permite determinar el Índice de Daño, empleando para ello la siguiente relación:

$$I = \frac{D}{C} \times 100 \quad (\text{Ecuación IV.4})$$

Donde I corresponde al Índice de Daño y (D/C) la relación Demanda – Capacidad. Siendo que, para $D = 0$ no se presentan daños en la estructura, mientras que para $D = C$ la estructura presentaría daños en un 100%.

El Índice de Daño Global de la estructura I_g , se determina como las dos terceras partes del Índice de Daño en la dirección más crítica. Si $I_g \geq 60\%$ se debe proceder a realizar una evaluación más detallada de la estructura.

✕ *Método Desarrollado en La Universidad de Los Andes - Venezuela*

Este método desarrollado por I. Rivera, D. Grisolia y B. Sarmiento de la Universidad de los Andes de Mérida en Venezuela, evalúa los cortes por separado de cada uno de los elementos resistentes de la estructura, para luego hallar un índice global de entrepiso; es aplicable a edificios bajos de concreto reforzado o de mampostería.

La metodología a seguir consiste en primer lugar, en realizar una revisión detallada de la edificación a evaluar a través de los documentos de la misma (si existiesen) y a una cuidadosa inspección in-situ, en la cual se deberán tener en cuenta los siguientes factores:

- ~ Posibles deflexiones de losas y vigas.
- ~ Agrietamiento y deterioro de los materiales constituyentes de la estructura.
- ~ Condición de las conexiones y los apoyos entre elementos.
- ~ Condición general y posible agrietamiento de las paredes, el arriostramiento de las mismas (de existir) y la posibilidad de formación de columnas cortas.
- ~ Fijación de elementos no estructurales que puedan desprenderse durante un sismo como balcones, instalaciones eléctricas y sanitarias, entre otros.

- ~ Condición de los medios de escape y de los sistemas de extinción de incendios.

Luego se determinan las fuerzas sísmicas cortantes V_u , para lo cual se utilizan los cortantes traslacionales en función de las condiciones sísmicas del sitio, el tipo de estructura y las condiciones del suelo. El corte basal actuante se calcula por los métodos rápidos que contemplan las normas sísmicas del país. Esta fuerza se distribuye en los diferentes niveles de la estructura suponiendo un primer modo lineal. Las estructuras porticadas de concreto reforzado diseñadas antes de la norma, se evalúan para ductilidades comprendidas entre 2.0 y 2.5, por no existir un refuerzo detallado que garantice una mayor ductilidad.

Se determinan las fuerzas cortantes resistentes del entrepiso V_{ur} , como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de los elementos, asumiendo que no todos son capaces de alcanzar su resistencia total, por la falla prematura de los elementos más frágiles. Las fuerzas cortantes de entrepiso se calculan siguiendo el Método de Hiroswawa.

Se determina la relación $E = V_{ur}/V_u$ por piso, la cual debe ser mayor de 0.5 para estructuras diseñadas antes de la aplicación de la norma y a 0.70 para edificaciones esenciales. Para estructuras diseñadas de acuerdo con la norma, el índice E debe ser mayor que 1.0.

Adicionalmente se calcula el índice sísmico (I_s) según la siguiente ecuación:

$$I_s = E \times T \times D \quad (\text{Ecuación IV.5})$$

Donde I_s corresponde al Índice Sísmico, mientras T se refiere a un índice que representa las condiciones de deterioro en tiempo, cuyos valores se obtienen de la Tabla IV.3.

$T = q_a \times q_b \times q_c \dots q_f$ $q_j = [1 - (1 - G_j) \times P_j]$	G_j			P_j
	1,0	0,9	0,8	
A. Deflexiones	No hay problemas	Se ven visibles a simple vista	El edificio está inclinado o han ocurrido asentamientos diferenciales	1,00
B. Grietas en elementos estructurales	Grietas pequeñas	Grietas medianas	Grietas inclinadas oxidación del refuerzo	1,00
C. Cambios de uso.	No hay	—	Si hay	0,75
D. Edad del Edificio	Menos de 5 años	Entre 5 y 20 años	Más de 20 años	0,50
E. Mantenimiento del edificio	No hay problemas	Algunas filtraciones en techos y paredes	Muchas filtraciones en techos y paredes	0,75
F. Amplificaciones o remodelaciones	No hay	No alteran la estructura original del edificio	Alteran la estructura original del edificio	0,50

Tabla IV 3: Condiciones de Deterioro en el Tiempo (Índice T)
(www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/tablas.html)

Finalmente, D corresponde a un índice que representa las condiciones de irregularidad geométrica de la estructura en planta y en elevación, cuyos valores se obtienen de la Tabla IV.4.

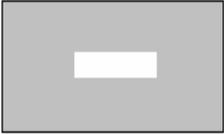
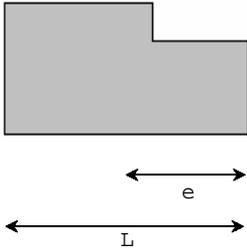
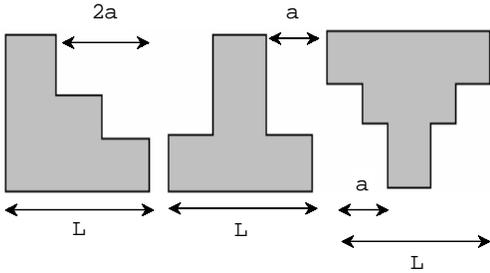
$D = q_a \times q_b \times q_c \times q_d \times q_e \times q_f \times q_g$	G_j			P_j
	Regular	Medio	Irregular	
$q_j = [1 - (1 - G_j) \times P_j]$ donde $j = a..g$	1.0	0.9	0.8	
DISTRIBUCIÓN EN PLANTA				
Relación Largo/Ancho $a = \text{Lado Largo} / \text{Lado Corto}$	$a < 3$	$3 < a < 6$	$a > 6$	0.50
Discontinuidad del Diafragma. $b = \text{área del vacío} / \text{área de piso}$				
	$b < 0.1$	$0.1 < b < 0.3$	$b > 0.3$	0.75
$b > 0.20$ calculec $c = e/L$				
	$c < 0.1$	$0.1 < c < 0.2$	$c > 0.2$	1.00
DISTRIBUCIÓN VERTICAL				
	$d < 0.1$	$0.1 < d < 0.2$	$d > 0.2$	0.75
$e = \text{Planta baja libre}$	No	Medianamente Libre	Si	1.00
Uniformidad de las Alturas de Piso $f = \text{altura de piso} / \text{altura de piso } (n+1)$	$0.8 < T < 1$	$0.7 < T < 0.8$	$T < 0.7$ $f = 1$	1.00
OTROS EFECTOS				
$g = \text{Golpeteo con edificaciones Adyacentes}$	No	Notas a la misma altura	Notas a alturas diferentes	1.00

Tabla IV 4: Condiciones de Irregularidad Geométrica (ÍndiceD)
(www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/tablas.html)

CAPITULO V

METODOLOGÍA QUE SE PROPONE PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

HIPÓTESIS

METODOLOGÍA

DESARROLLO

METODOLOGÍA QUE SE PROPONE PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

En el presente capítulo se propone una metodología para evaluar la vulnerabilidad de estructuras de concreto reforzado ante eventos sísmicos; dicha metodología es producto de la compilación de algunos criterios empleados a nivel mundial para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, las características de las estructuras tradicionalmente construidas en el país y los requerimientos de la norma sismorresistente vigente.

Se pretende con este planteamiento realizar una evaluación detallada, empleando para ello métodos analíticos de cálculo estructural, presentados de manera tal que su aplicación resulte sencilla a los inspectores.

HIPÓTESIS

- I. Se considera que las estructuras están formadas por pórticos de concreto reforzado.
- II. Se considera la estructura como un sistema de un grado de libertad por nivel, debido a que se suponen columnas y vigas con rigidez axial infinita y losas infinitamente rígidas en su plano.
- III. Se considera que una edificación colapsa, una vez que falla alguno de los elementos resistentes de la misma, es decir, una vez que se forme un mecanismo cinemático dentro de la estructura.
- IV. Se considera que la estructura está empotrada perfectamente en su base.

- V. Se considera que en una estructura la formación de rótulas plásticas se producirá inicialmente en las vigas, hasta la formación de un mecanismo cinemático.

Para las estructuras que son objeto de esta metodología, necesariamente tendrán que cumplirse las hipótesis enumeradas, sin embargo, es posible que la hipótesis V no se cumpla en alguna edificación porque se forme alguna articulación en las columnas, en cuyo caso deberá hacerse un correctivo al procedimiento que se plantea, tal como se indicará posteriormente.

METODOLOGÍA

1. Revisión completa de los documentos existentes de la estructura (memorias, planos, cálculos y estudio de suelos). En el caso de que no existan planos, se realiza un levantamiento de las dimensiones generales del edificio, con todos los detalles de los materiales que constituyen los elementos resistentes a fuerzas laterales y su geometría.
2. Inspección detallada del edificio a evaluar, en la cual se deberá examinar cuidadosamente el sistema estructural, las posibles deflexiones de losas y vigas, los agrietamientos de los mismos, el deterioro de los materiales que constituyen la estructura, el estado de los nodos, los apoyos de los elementos y cualquier otro detalle que se considere importante.
3. Selección de dos pórticos representativos de la estructura, uno en cada dirección ortogonal y de ser necesario alguno adicional.
4. Definición del comportamiento sísmico de la estructura de 1 grado de libertad por nivel.
5. Determinación de la capacidad resistente de cada una de las secciones que conforman la estructura.

6. Elaboración del diagrama de Momentos, debido a las cargas verticales actuantes (condición de servicio de la estructura).
7. Determinación de la formación de rótulas plásticas y redistribución de momentos en la estructura hasta que se detecte un mecanismo cinemático.
8. Elaboración del diagrama de Momentos, debido a una carga sísmica unitaria, aplicada en el tope de la edificación.
9. Determinación del Índice de Vulnerabilidad Absoluta de la estructura.
10. Determinación del Índice de Vulnerabilidad Relativa de la estructura, en función de su ubicación dentro de las zonas sísmicas establecidas en la Norma Sismorresistente vigente en el país.
11. Determinación y aplicación del Factor de Mayoración a los índices de vulnerabilidad determinados.
12. Comparación de los desplazamientos laterales obtenidos al aplicar el método de superposición modal de 1 grado de libertad por nivel, con los normativos.

DESARROLLO

A continuación se presentan los detalles y los procedimientos de cálculo que componen la metodología enunciada en el apartado anterior:

1.- Revisión de Documentos - Dimensiones de los Elementos que Componen la Estructura

“En la evaluación de una edificación existente deben utilizarse los datos correspondientes a su proyecto y construcción, la resistencia de los materiales, la calidad de ejecución, el estado de mantenimiento y analizar su comportamiento,

tomando en cuenta las incertidumbres presentes. La evaluación de los materiales deberá contar con el aval de un laboratorio o instituto especializado.”⁴

Como punto de partida de cualquier revisión o evaluación a una estructura, es indispensable conocer las dimensiones y los detalles de los elementos que componen la misma, para poder estimar su posible comportamiento ante determinadas solicitaciones, razón por la cual se deben revisar todos los documentos existentes de la edificación; de no existir éstos, es aconsejable realizar un levantamiento exhaustivo de la geometría y de los materiales que constituyen los elementos resistentes a fuerzas laterales.

En el caso de estructuras de las que no se tenga la información referente a la resistencia de los materiales, principalmente la del concreto, se recomienda emplear para la determinación de la misma, el ensayo de rebote o del esclerómetro, pues éste resulta de bajo costo y de rápida aplicación, o de ser posible cualquier otro método no destructivo. En lo referente a la cantidad de acero en cada sección y de no tener a disposición el equipo necesario para determinarla en sitio, se recomienda utilizar el porcentaje de acero recomendado en la norma venezolana ‘Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones - Análisis y Diseño’ vigente para la fecha de construcción de la edificación.

Por otra parte, es favorable conocer las consideraciones realizadas por el proyectista en la etapa de diseño de la estructura, pues las mismas permiten orientar de una manera más eficiente la evaluación a realizar. Entre las consideraciones que deben ser tomadas en cuenta se tienen, la configuración en planta y en elevación de la edificación, la existencia de juntas en la estructura, la excesiva flexibilidad o excesiva rigidez estructural, el grado de hiperstaticidad y las características del suelo de fundación y de las parcelas adyacentes que indiquen alguna posibilidad de deslizamientos, así como también las posibilidades de licuación.

⁴ Norma COVENIN 1756-1998, “Edificaciones Sismorresistentes”, Revisión del 2001. Capítulo 13.

2.- Inspección De tallada de la Estructura

“Para determinar la capacidad resistente de las diversas partes de una estructura, se debe comenzar con una detallada y bien planificada inspección visual en la cual, con documentación escrita y gráfica se hagan evidentes los defectos más importantes y se señalen las áreas más dañadas.”⁵

El objetivo principal de la inspección ocular, es el de conocer el estado en el cual se encuentra el sistema estructural de la edificación en condiciones de servicio y el estado de conservación de la misma. Entre los aspectos que deben ser evaluados durante la inspección, se encuentran las posibles deflexiones de losas y vigas, el agrietamiento de los elementos resistentes y de tabiquería, el deterioro de los materiales que constituyen la estructura, así como el estado de los nodos y de los apoyos de los elementos.

Adicionalmente, se deben considerar aspectos como la adyacencia entre edificaciones o con taludes vecinos, que puedan influir en la vulnerabilidad de la estructura ante la ocurrencia de un sismo, así como la presencia de entrepisos flexibles, concentraciones de masa excéntricas o no contempladas en el proyecto original, como producto de un cambio del uso de la edificación, así como también la posibilidad de formación de columnas cortas, entre otros aspectos que pueda considerar relevantes el profesional de la ingeniería que lleve a cabo la tarea de inspección.

3.- Pórticos Representativos

Para facilitar la evaluación, de modo que se realice en el menor tiempo posible, se recomienda la selección de dos pórticos ortogonales entre sí, que sean representativos

⁵ PORRERO, Joaquín y otros, “Manual del Concreto”, Caracas, 1996.

de la edificación, pues, el analizar la estructura completa, resultaría en un proceso laborioso que requiere gran cantidad de tiempo para su aplicación y no mejoraría el diagnóstico.

La selección de estos pórticos se hará en función de las máximas solicitaciones, la rigidez de dichos pórticos en relación a la rigidez de toda la estructura, y el que, según los aspectos evaluados en la inspección ocular, sea considerado potencialmente más vulnerable ante las acciones sísmicas.

En el caso de edificaciones largas, las cuales se pueden considerar como aquellas cuya relación largo/ancho sea mayor a 1.50, se deben analizar también los pórticos extremos más alejados del centro de masa de la edificación, para los cuales se considerará un incremento del 10% en la fuerza sísmica debido a la componente rotacional. En los pórticos cercanos al centro de masa esta componente de la fuerza se puede considerar despreciable.

4.- Comportamiento Sísmico de la Estructura

La intensidad de la vibración que un sismo introduce en una edificación, depende tanto de las características del movimiento telúrico como de las propiedades dinámicas de la estructura; razón por la cual es indispensable estimar la respuesta de la edificación a evaluar ante este tipo de solicitaciones, pues el evento sísmico de máxima intensidad que afecte la edificación en estudio, se encuentra tipificado en la norma venezolana para edificaciones sismorresistentes vigente.

Entre las propiedades dinámicas de una estructura que influyen directamente en la respuesta de la misma ante un sismo, la de mayor importancia es el período natural de vibración, el cual puede determinarse como resultado de un análisis dinámico; en el caso que nos compete (evaluación de la vulnerabilidad) dicho análisis puede realizarse empleando métodos de cálculo aproximados para un número determinado de modos de vibración, que serán determinados de acuerdo con lo que especifica la

norma para edificaciones sismorresistentes vigente a la fecha de la evaluación; entre estos métodos se recomiendan el de Holzer o el de Stodola, que son de sencilla y rápida aplicación, pues el empleo de métodos de cálculo más exactos no introduciría ninguna mejora en el procedimiento planteado.

Para estimar la respuesta de una estructura discretizada de n grados de libertad ante un evento sísmico, se emplean modelos matemáticos complejos; razón por la cual en este análisis se considerará la estructura como un sistema de un grado de libertad por nivel, con la finalidad de facilitar y agilizar de esta manera el proceso de evaluación.

5.- Capacidad Resistente de cada Sección

Se estima la capacidad resistente de los elementos, a partir de su geometría y del refuerzo de acero, que se determinará con precisión si existen los planos o en su defecto, utilizando el porcentaje de acero máximo establecido por la norma vigente en el país para la fecha de la construcción de la edificación en estudio.

Se determinará la capacidad resistente de las secciones, según lo establece la norma para el análisis y diseño de estructuras de concreto armado COVENIN 1753-87, considerando secciones simplemente armadas. En el caso que la sección haya sido diseñada con acero en compresión por requerimiento de cargas, esto sería detectado al hallar su capacidad resistente, pues de acuerdo con esta metodología aparecería una rótula plástica sólo al considerar las cargas de servicio, lo que no es cierto; esta condición difícilmente se encuentra en la generalidad de los edificios porque de acuerdo con las normas, las secciones deben ser subreforzadas para garantizar la ductilidad de las mismas, y en caso de que sea sobreforzada, el acero en compresión agregado restituye la ductilidad que se ha perdido por el exceso del porcentaje de acero en tracción.

6.- Diagrama de Momentos de la Estructura en Condición de Servicio

Se calculan los momentos producidos por las cargas de servicio de la edificación; éstas son el peso propio y la carga variable debida al uso de la estructura, sin mayorar.

7.- Formación de Rótulas Plásticas

Se determina la secuencia de formación de rótulas plásticas en la edificación, a fin de detectar aquellos miembros en los cuales se podría formar un mecanismo cinemático, que originaría el colapso de la edificación. Si bien se ha supuesto la formación de rótulas plásticas en las vigas únicamente, el que una viga colapse podría implicar una posible falla de las columnas por pandeo al incrementar su longitud no arriostrada, razón por la cual la falla no debe ser considerada como local sino general.

Se define mecanismo cinemático, a la formación de tres (3) rótulas plásticas en línea recta en un mismo elemento o a la formación de articulaciones a ambos lados de una columna en dos entrepisos consecutivos. La secuencia de la formación de rótulas plásticas vendrá dada por la diferencia entre la capacidad resistente de cada sección (M_U) y el momento producido por las cargas de servicio redistribuidas de la edificación (M_{CSD}), tal como se presenta a continuación:

$$\Delta M = M_U - M_{CSD} \quad (\text{Ecuación V.1})$$

Se ha supuesto que la primera rótula plástica, se formará en aquella sección cuyo ΔM resulte menor que el resto de los diferenciales de momento de la estructura, teniendo en cuenta que las articulaciones se presentarán inicialmente en los apoyos; una vez formada ésta, se hará la redistribución de momentos correspondiente a la nueva articulación y se repite el procedimiento hasta que se produzca un mecanismo cinemático. De encontrarse dos secciones con un mismo valor ΔM , la rótula se formará primero en aquella donde el M_{CSD} resulte mayor.

Como se dijo anteriormente, las rótulas plásticas siempre se formarán en los apoyos, que es donde se produce el incremento de momentos por sismo, por consiguiente, la articulación en el tramo que daría lugar al mecanismo de colapso, se originaría por la redistribución de momentos correspondiente al instante en el que se produce la rótula en el apoyo.

8.- Diagrama de Momentos de la Estructura Debido a la Fuerza Sísmica Unitaria

Se determinan los momentos producidos por una fuerza sísmica unitaria ($F_{unit.}$), la cual se supone aplicada en el tope de la edificación. Estos diagramas permitirán determinar la mayor fuerza sísmica que la estructura en estudio será capaz de resistir (F_H).

Conocido ΔM para la condición de servicio inicial en aquella sección donde se forma la última rótula plástica en sección de apoyo ($\Delta M_{COLAPSO}$) y el momento actuante producido por la fuerza sísmica unitaria empleada ($M_{Sunit.}$), se determina la fuerza F_H empleando para ello la siguiente relación:

$$F_H = \frac{\Delta M_{COLAPSO}}{M_{Sunit.}} * F_{unit.} \quad (\text{Ecuación V.2})$$

9.- Índice de Vulnerabilidad Absoluta

El Índice de Vulnerabilidad Absoluta (IVA), es un valor representativo del comportamiento de la edificación ante la acción sísmica, se refiere a la capacidad que tiene la estructura de absorber la energía producida por un movimiento telúrico determinado, independientemente de su ubicación. Este valor viene dado por la relación entre el $\Delta M_{COLAPSO}$ y la capacidad resistente de la sección en la cual se produce el mismo (M_U), tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$IVA = 1 - \frac{\Delta M_{COLAPSO}}{M_U} \quad (\text{Ecuación V.3})$$

El $\lim_{\Delta M_{COLAPSO} \rightarrow 0} IVA$ implica máxima vulnerabilidad y $\lim_{\Delta M_{COLAPSO} \rightarrow M_U} IVA$, implica que la estructura no es vulnerable estructuralmente, es decir, cuando el valor del IVA tiende a uno (1), esto indica que la estructura es vulnerable ante la acción de cualquier excitación sísmica; mientras que si este valor tiende a cero (0), se puede decir que la edificación no es vulnerable estructuralmente, pues sería capaz de resistir la acción de cualquier fuerza que sea producto de un movimiento telúrico, dentro de los límites estadísticos.

El Índice de Vulnerabilidad Absoluta de la estructura como un todo, corresponderá al valor más desfavorable de los IVA calculados en cada pórtico.

10.- Índice de Vulnerabilidad Relativa

El Índice de Vulnerabilidad Relativa (IVR) al igual que el IVA, corresponde a un valor representativo del comportamiento de la edificación ante la acción sísmica, pero refiriéndose a la capacidad que tiene la estructura de absorber la energía producida por el máximo movimiento sísmico probable, el cual viene dado en función de la zona donde se encuentra ubicada la edificación y del tipo de suelo de fundación. Este valor viene dado por la relación entre la mayor fuerza sísmica que la estructura sería capaz de resistir (F_H) y la fuerza lateral máxima obtenida al aplicar el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel, especificado en la norma para edificaciones sismorresistentes vigente en el país (F_{MSM}), tal como se resume en la siguiente expresión:

$$IVR = 1 - \frac{F_H}{F_{MSM}} \quad (\text{Ecuación V.4})$$

El $\lim_{F_H \rightarrow 0}$ IVR implica máxima sensibilidad sísmica en el sitio donde está implantado y el $\lim_{F_H \rightarrow F_{MSM}}$ IVR, implica que la estructura no es vulnerable ante eventos sísmicos, es decir, cuando el valor del IVR tiende a uno (1), esto indica que la estructura es vulnerable ante la acción de cualquier excitación sísmica, pues se formaría un mecanismo cinemático con poco esfuerzo; mientras que si este valor tiende a cero (0), se puede decir que la estructura sería capaz de resistir la acción de cualquier fuerza que sea producto de un movimiento telúrico, por lo que se considera como no vulnerable. De esta manera, de obtenerse un valor negativo del IVR, el mismo se deberá considerar igual a cero, pues esto es indicativo de la no vulnerabilidad de la estructura, pues la fuerza máxima capaz de resistir la estructura resultaría en este caso mucho mayor que la establecida en las normas.

Finalmente, el Índice de Vulnerabilidad Relativa de la estructura como un todo, corresponderá al valor más desfavorable de los calculados en cada pórtico.

11.- Factor de Mayoración - Índices de Vulnerabilidad Corregidos

Como se explicó anteriormente, algunas de las edificaciones que son objeto de esta metodología pudieran presentar ciertas características o aspectos que afectan la vulnerabilidad sísmica de una estructura (como por ejemplo los estudiados en el Capítulo IV de este trabajo), que no han sido considerados en el procedimiento descrito, en lo que se refiere a la determinación de la vulnerabilidad; en cuyo caso se recomienda hacer una serie de correctivos a los índices calculados.

En todos los casos se seguirá el procedimiento descrito, hasta determinar el índice de vulnerabilidad absoluta y el índice de vulnerabilidad relativa de la estructura, los cuales deberán ser afectados por un factor de mayoración determinado por la sumatoria de los correspondientes factores de influencia (f_i), atendiendo a los siguientes parámetros:

⚡ Irregularidades en Planta. Se debe establecer en primer lugar, la regularidad de la estructura en función de lo establecido en la norma para edificaciones sismorresistentes, vigente en el país para la fecha de la evaluación, en lo que respecta a:

- ~ La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez,
- ~ El riesgo torsional,
- ~ La ortogonalidad del sistema, y
- ~ La flexibilidad del diafragma.

Una vez clasificada la estructura como regular o irregular, se asignará a la misma un factor de influencia en la vulnerabilidad, el cual será de 0.30 para estructuras clasificadas como irregulares y de 0.00 para estructuras regulares. Valores estos que han sido estimados en función del incremento porcentual del factor de reducción de respuesta, entre el nivel de diseño exigido en las normas venezolanas de edificaciones sismorresistentes vigentes (COVENIN 1756-98) para estructuras definidas como irregulares (Nivel de Diseño 3) y el inmediato inferior, tal como se muestra:

- Estructuras Irregulares: Factor de reducción de respuesta (R) para nivel de diseño 3 y tipo de estructura I (Norma COVENIN 1756-98) = 6.0
- Estructuras Regulares: Factor de reducción de respuesta (R) para nivel de diseño 2 y tipo de estructura I (Norma COVENIN 1756-98) = 4.0
-

$$f_i = \frac{(6-4)}{6} = 0.33$$

Se adopta $f_i = 0.30$.

☞ Irregularidades en Elevación. Se debe establecer en primer lugar, la regularidad de la estructura en función de lo establecido en la norma para edificaciones sismorresistentes, vigente en el país para la fecha de la evaluación, en lo que respecta a:

- ~ La existencia de entrepisos blandos,
- ~ La existencia de entrepisos débiles,
- ~ La distribución de las masas en pisos contiguos,
- ~ El incremento de masas con la elevación,
- ~ Las variaciones de la geometría del sistema estructural,
- ~ La esbeltez,
- ~ La presencia de discontinuidades,
- ~ La posible formación de columnas cortas, y
- ~ La conexión entre elementos verticales.

Una vez clasificada la estructura como regular o irregular, se asignará a la misma un factor de influencia en la vulnerabilidad, el cual será de 0.30 para estructuras clasificadas como irregulares y de 0.00 para estructuras regulares. Valores estos que han sido estimados en función del incremento porcentual del factor de reducción de respuesta, entre el nivel de diseño exigido en las normas venezolanas de edificaciones sismorresistentes vigentes (COVENIN 1756-98)

para estructuras definidas como irregulares (Nivel de Diseño 3) y el inmediato inferior, tal como se muestra:

- Estructuras Irregulares: Factor de reducción de respuesta (R) para nivel de diseño 3 y tipo de estructura I (Norma COVENIN 1756-98) = 6.0

- Estructuras Regulares: Factor de reducción de respuesta (R) para nivel de diseño 2 y tipo de estructura I (Norma COVENIN 1756-98) = 4.0

$$f_i = \frac{(6-4)}{6} = 0.33$$

Se adopta $f_i = 0.30$.

En caso que exista doble irregularidad (planta y elevación simultáneamente), se considerará un factor único de incidencia, $f_i = 0.40$.

☞ *Concentraciones de Masa.* Al realizar la inspección de la edificación a evaluar, se deberá detectar la existencia o no, de masas concentradas que puedan influir en el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico, tales como: tanques de agua elevados, marquesinas, estructuras aisladas y miradores, entre otros. De existir éstas, se considerará un factor de influencia en la vulnerabilidad de 0.25, el cual se ha establecido luego de realizar un análisis cualitativo de la relación existente entre los coeficientes sísmicos de los apéndices (C_p), especificados en la norma para edificaciones sismorresistentes (COVENIN 1756-98) y el coeficiente que corresponde a entresijos normales; considerando además los comentarios de dicha norma al respecto.

☞ *Columnas Débiles o Deficiente Acero de Refuerzo para Prevenir la Inversión de Momentos.* De acuerdo con lo establecido en la norma 'Estructuras de Concreto Armado – Análisis y Diseño' (COVENIN 1753-87), en relación a edificaciones antisísmicas (Capítulo 18), las columnas de una estructura aperturada deberán tener mayor resistencia que las vigas que concurren al nodo, a fin de que la falla no se produzca en las columnas, pues esto conduciría al colapso inmediato de la

adyacencia a edificios vecinos, entre otros aspectos que el analista considere que afectan la vulnerabilidad; se deberá aplicar un factor de incidencia de 0.10, valor éste que ha sido estimado luego de realizar un análisis cualitativo de la posible incidencia de dichos fenómenos en la formación de rótulas plásticas en la estructura, parámetro que rige esta metodología.

Una vez establecidos todos los factores de incidencia en la vulnerabilidad de la estructura, se determinará el factor de mayoración como sigue:

$$FM = 1 + \sum f_i \quad (\text{Ecuación V.5})$$

El cual afectará los índices de vulnerabilidad de la estructura, según sea el caso:

$$IVA_{\text{CORREGIDO}} = FM * IVA \quad (\text{Ecuación V.6})$$

$$IVR_{\text{CORREGIDO}} = FM * IVR \quad (\text{Ecuación V.7})$$

12.- Desplazamientos Laterales

Se deben comparar los desplazamientos laterales obtenidos al aplicar el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel y los establecidos en la norma para edificaciones sismorresistentes, vigente a la fecha de la inspección, a los fines de informar y alertar sobre los posibles daños en la tabiquería.

edificación, ya que la falla se propagaría con mayor rapidez en toda la estructura. Por otra parte, esta misma norma establece que las vigas deben ser reforzadas para prevenir la inversión de momentos, lo cual sucede con frecuencia durante un evento sísmico. De lo anterior se desprende la necesidad de sancionar mediante un factor de influencia, el índice de vulnerabilidad de aquella estructura que no cumpla los requerimientos de la norma en este sentido. Dicho factor se ha establecido en 0.50, luego de un análisis cualitativo de las posibles situaciones que se esperan bajo estas condiciones.

⚡ *Deficiencias de las Fundaciones o Terrenos en Pendiente.* De las consideraciones u observaciones realizadas por el proyectista en lo que se refiere al suelo de fundación, o a las impresiones que en este aspecto se hayan tenido durante la inspección, deberá estimarse la posibilidad de ocurrencia de licuación de suelos, deslizamientos de estratos o asentamientos diferenciales como producto de un movimiento telúrico, pues la incidencia de estos fenómenos en la formación de rótulas plásticas en la estructura puede ser significativa, ya que podrían acelerar este proceso; razón por la cual es necesario en estos casos afectar el índice de vulnerabilidad de la estructura en estudio con un factor de influencia que se ha establecido cualitativamente en 0.30.

⚡ *Mal Estado de Conservación de la Estructura, Falta de Redundancia o Hiperestaticidad, Problemas de Colindancia o Adyacencia y Otras Consideraciones.* En aquellas edificaciones que presenten evidentes deterioros de carácter global en su estructura portante (deflexiones de losas y vigas, agrietamiento de los elementos resistentes y de tabiquería, el deterioro de los materiales que constituyen la estructura, así como el estado de los nodos y de los apoyos de los elementos), modificaciones sustanciales a éste, falta de redundancia o eliminación total o parcial de diafragmas, así como problemas de

CAPITULO VI
APLICACIÓN DE LA
METODOLOGÍA PROPUESTA EN
EL LABORATORIO DOCENTE
(EDIFICIO OESTE) DE LA
FACULTAD DE CIENCIAS, DE LA
UNIVERSIDAD CENTRAL DE
VENEZUELA

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA EN EL LABORATORIO DOCENTE (EDIFICIO OESTE) DE LA FACULTAD DE CIENCIAS, UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA

Se aplicará la metodología propuesta en el Capítulo anterior, al Laboratorio Docente (Edificio Oeste) de la Facultad de Ciencias de la Universidad Central de Venezuela, porque la información básica se encuentra disponible y es posible realizar una inspección ocular detallada, debido a que se encuentra en la última etapa de construcción (instalación de servicios, albañilería, revestimiento, fachada, etc.), lo que facilita y agiliza enormemente el proceso, pues no hay elementos que pudieran “disimular” daños o grietas existentes.

A continuación se presenta el informe correspondiente a la evaluación de la vulnerabilidad estructural del edificio citado anteriormente:

1.- Revisión de Documentos - Dimensiones de los Elementos que Componen la Estructura

Se ubicaron los planos estructurales de la edificación a través del COPRED (Consejo de Preservación y Desarrollo de la Universidad Central de Venezuela), quienes han continuado la ejecución del proyecto, pues la construcción de esta edificación fue interrumpida luego de haber sido concluida la estructura de la misma. El proyecto original data de 1982; la construcción se inició en 1991 y se paralizó en 1992, hasta el presente año.

No se consiguió información adicional, pues las memorias descriptivas y de cálculo se encuentran extraviadas, debido al tiempo que había estado paralizada la obra.

De acuerdo a la norma para edificaciones sismorresistentes vigente (COVENIN 1756-98), el edificio está ubicado en la **Zona Sísmica 5**, correspondiente al Distrito Federal.

La estructura está dividida en dos cuerpos por una junta, tal como se muestra en los planos (Anexos I – VIII). La misma está formada por pórticos de concreto reforzado, en dos direcciones ortogonales. El esfuerzo cedente del concreto (f'_c) es de 250 Kg-f/cm², mientras que el esfuerzo cedente del acero (f_y) es de 4200 Kg-f/cm². La estructura es entonces (según la clasificación de la norma COVENIN 1756-98) de **Tipo I**.

El sistema de fundaciones de la edificación consiste en pilotes. No se tienen datos provenientes de un estudio de suelos, por lo que se ha considerado para los efectos del análisis sísmico de la estructura el **Perfil S3**, según lo especificado en las normas para edificaciones sismorresistentes vigente (COVENIN 1756-98).

La estructura es **Regular** tanto en planta como en elevación, según lo establecido en la norma COVENIN 1756-98 y en función de los planos disponibles. De acuerdo a la relación largo/ancho de la edificación, la misma ha sido clasificada como **Larga**.

La estructura se clasifica dentro del **Grupo A**, según su uso y de acuerdo a la norma para edificaciones sismorresistentes COVENIN 1756-98, pues se trata de una edificación con fines educacionales con capacidad para 200 personas o más, en la que se ubicarán laboratorios en donde se emplearán materias tóxicas.

De acuerdo a la clasificación anterior y a la ubicación de la edificación, se le asigna a la misma un **Nivel de Diseño 3 (ND3)**, según lo establecido en la norma para edificaciones sismorresistentes vigente (COVENIN 1756-98).

En lo referente al acero de refuerzo de los elementos y de acuerdo a los planos disponibles, se consideró en el diseño de las vigas la inversión de momentos; sin embargo se ubican empalmes o solapes del acero de refuerzo inferior, en la zona cercana al centro de luz de las vigas.

Respecto a las condiciones de carga de la estructura, se ha considerado el peso propio de los elementos y una carga adicional por tabiquería, equipos y revestimiento de 120 Kg-f/m^2 , además de una carga variable de acuerdo al uso de la edificación de 300 Kg-f/m^2 .

De acuerdo a los planos, forman parte de la estructura unos elementos apergolados colocados en volado en la fachada de la edificación, en todos los niveles; se deberá prestar atención a este aspecto durante la inspección ocular, pues se desconocen detalles de los mismos.

Un aspecto adicional a tener en cuenta en la inspección, es un volado en esquina de dimensiones considerables (3.50 m. de luz), ubicado entre los ejes B y C, tal como se muestra en los planos anexos. Éste elemento pudiera presentar el efecto “latigazo” producido por las ondas longitudinales o primarias de un sismo.

A continuación, se presentan los datos generales de la edificación en estudio:

Dirección	Pórtico	Nivel	Longitud (m)	Dimensiones (cm x cm)	Nº de Vigas
X	A, B	1,2,3,T	43.80	40 X 80	2
	C	1,2,3,T	34.00	40 X 80	1
	D	1,2,3,T	25.60	40 X 80	1
Y	1,2,3,4,5,6	1,2,3,T	10.90	40 X 70	1
		1,2,3,T	15.00	40 X 70	1
		1,2,3,T	23.60	40 X 70	3
		1,2,3,T	22.20	40 X 70	1
	Viga Auxiliar	1,2,3,T	10.00	30 X 80	1

Tabla VI.1: Datos de las Vigas de la Edificación

Dimensiones (cm x cm)						
Nivel	A1	A2	A3	A4	A5	A6
1	50 X 80	50 X 50				
2	50 X 80	50 X 50				
3	50 X 70	50 X 50				
Techo	50 X 70	50 X 50				

Dimensiones (cm x cm)						
Nivel	B1	B2	B3	B4	B5	B6
1	50 X 80	50 X 90	50 X 90	50 X 90	50 X 90	50 X 80
2	50 X 80	50 X 90	50 X 90	50 X 90	50 X 90	50 X 80
3	50 X 70	50 X 60				
Techo	50 X 70	50 X 60				

Dimensiones (cm x cm)					
Nivel	C2	C3	C4	C5	C6
1	50 X 50	50 X 90	50 X 90	50 X 90	50 X 80
2	50 X 50	50 X 90	50 X 90	50 X 90	50 X 80
3	50 X 50	50 X 70	50 X 70	50 X 70	50 X 60
Techo	50 X 50	50 X 70	50 X 70	50 X 70	50 X 60

Dimensiones (cm x cm)				
Nivel	D3	D4	D5	D6
1	50 X 50	50 X 50	50 X 50	50 X 50
2	50 X 50	50 X 50	50 X 50	50 X 50
3	50 X 50	50 X 50	50 X 50	50 X 50
Techo	50 X 50	50 X 50	50 X 50	50 X 50

Tabla VI.2: Geometría de las Columnas de la Edificación

Nivel	Área (m ²)
1,2,3	822.33
Techo	823.88

Tabla VI.3: Área por Nivel de la Edificación

2.- Inspección De tallada de la Estructura

Se observó que la edificación no presenta problemas de colindancia o adyacencia, pues no tiene estructuras aledañas o vecinas que pudieran influir en el comportamiento de la misma ante un evento sísmico. Sin embargo, de acuerdo a la inspectora de la obra (Arq. Ana C. Echeverría), está prevista en el proyecto original, la construcción de dos edificaciones adicionales que se integrarán a éste conservando juntas entre ellos, constituyendo cuerpos separados.

Por otra parte, el terreno donde se encuentra ubicado es plano horizontal y no existen taludes cercanos, por lo que no hay la posibilidad de deslizamientos.

Se corroboró la existencia de estructuras apergoladas de concreto en volado, colocados con la finalidad de sostener un parasol también de concreto; estos elementos pudieran influir negativamente en el comportamiento sísmico de la estructura, pues introducirían el efecto de torsión en las vigas a las que se encuentran conectados.

Se observó la presencia de la junta estipulada en los planos estructurales, con fines de separar la edificación en dos cuerpos, tal como se muestra en las fotografías VI.2, VI.3 y VI.4. Esta junta tiene un ancho de 5 cm., lo cual cumple con los requerimientos de la norma para edificaciones sismorresistentes vigente (COVENIN 1756-98) en lo referente a edificios adyacentes.



Fotografía VI.1: Fachada Este del Laboratorio Docente



Fotografía VI.2: Junta en Columna de Planta Baja

Como puede observarse en la fotografía VI.2 y de acuerdo a los planos de fundaciones, la edificación se divide en dos cuerpos a partir del nivel cero o planta baja, pues el pilote es compartido por ambas columnas.



Fotografía VI.3: Junta en el Nivel 3



Fotografía VI.4: Junta en el Nivel 3

También se pudo observar, que la escalera forma un cuerpo independiente, pues la misma está separada del resto de la edificación por una junta, tal como se muestra en las fotografías VI.5 y VI.6.

Una vez dentro de la edificación, se realizó una inspección detallada de los elementos estructurales, comenzando por la planta baja, donde se localizó una cangrejera en la viga 2 del pórtico B (ejes 2 y 3), la cual puede apreciarse en las fotografías VI.7 y VI.8.

En la cangrejera se puede apreciar el acero de refuerzo inferior de la viga, lo que permitió observar un solape de cabillas realizado en zona de tracción, tal como está establecido en el proyecto (Ver Anexo III); esta cangrejera se encuentra aproximadamente en el centro de luz del elemento.



Fotografía VI.5: Escaleras Como Cuerpo Independiente de la Estructura



Fotografía VI.6: Detalle de la Junta entre la Edificación y la Escalera



Fotografía VI.7: Cangrejera en la Viga 2 del Pórtico B



Fotografía VI.8: Detalle de la Cangrejera en la Viga 2 del Pórtico B

Tal como lo establece el proyecto, en el pórtico 1 (entre los ejes A y B) se pudo observar un voladizo de dimensiones considerables (ver fotografías VI.9, VI.10 y VI.11), tal como se explicó en el apartado anterior; éste podría presentar el efecto latigazo de ocurrir un sismo.



Fotografía VI.9: Voladizo con Viga Auxiliar



Fotografía VI.10: Voladizo en Pórtico 1

Se observó también que algunos de los elementos de la planta baja de la edificación, habían estado sometidos a la acción del fuego, pues éstos presentaban un color negrusco, sin embargo no se observó la pérdida de material ni deformaciones en ellos (ver fotografía VI.11).



Fotografía VI.11: Color Negrusco en Elementos Estructurales de la Planta Baja por Efecto del Fuego

Se observaron paredes de bloques de arcilla en los niveles superiores, que confinaban solo parte de la altura de las columnas, lo que pudiera introducir el efecto de columna corta. Por lo anterior, la clasificación de la estructura como regular en elevación, realizada en función de los planos estructurales, no será considerada en el análisis, pues el efecto que introduce la tabiquería en el comportamiento de las columnas, permite clasificar la misma como **Irregular en Elevación**, de acuerdo a lo observado durante la inspección ocular.

Por último, se pudo observar en la viga ubicada entre los ejes 2 y 3 del pórtico B en el nivel “Techo”, una junta de vaciado (construcción) muy cercana al centro de luz, tal como se muestra en la fotografía VI. En esta zona el plano de la junta debe ser vertical.



Fotografía VI.12: Junta de Vaciado en Viga del Pórtico B en el Nivel “Techo”

3.- Pórticos Representativos

Se seleccionaron los pórticos B y 4 por ser los más representativos de la edificación, pues éstos se encuentran sometidos a las mayores solicitaciones y poseen una rigidez muy similar a la del resto de los pórticos. Adicionalmente, influyeron en la escogencia del pórtico B, las observaciones realizadas durante la inspección ocular, pues las deficiencias encontradas se ubicaban precisamente en elementos de ese pórtico. Por tratarse de una edificación larga (relación largo/ancho = 2.03), se analizó también el pórtico extremo más alejado del centro de masa, es decir, el pórtico 1.

En las fotografías VI.13, VI.14 y VI.15 se muestran algunos de los elementos de los pórticos seleccionados.

A continuación, se presentan los datos generales de los pórticos en estudio:

Columnas		
Dimensiones (cm x cm)		
Nivel	A	B
1	50 X 80	50 X 80
2	50 X 80	50 X 80
3	50 X 70	50 X 70
Techo	50 X 70	50 X 70

Vigas		
Nivel	Dimensiones (cm x cm)	Longitud (m)
1,2,3,Techo	40 X 70	10.9

Tabla VI.4: Geometría de los Elementos que Componen el Pórtico 1

Columnas				
Dimensiones (cm x cm)				
Nivel	A	B	C	D
1	50 X 50	50 X 90	50 X 90	50 X 50
2	50 X 50	50 X 90	50 X 90	50 X 50
3	50 X 50	50 X 70	50 X 70	50 X 50
Techo	50 X 50	50 X 70	50 X 70	50 X 50

Vigas		
Nivel	Dimensiones (cm x cm)	Longitud (m)
1,2,3,Techo	40 X 70	23.6

Tabla VI.5: Geometría de los Elementos que Componen el Pórtico 4

Columnas						
Dimensiones (cm x cm)						
Nivel	1	2	3	4	5	6
1	80 X 50	90 X 50	90 X 50	90 X 50	90 X 50	80 X 50
2	80 X 50	90 X 50	90 X 50	90 X 50	90 X 50	80 X 50
3	70 X 50	60 X 50				
Techo	70 X 50	60 X 50				

Vigas		
Nivel	Dimensiones (cm x cm)	Longitud (m)
1,2,3,Techo	40 X 80	43.8

Tabla VI.6: Geometría de los Elementos que Componen el Pórtico B



Fotografía VI.13: Vista del Pórtico 1 en la Planta Baja



Fotografía VI.14: Pórtico 4 (Planta Baja)



Fotografía VI.15: Pórtico 4 (Planta Baja)

4.- Comportamiento Sísmico de la Estructura

A continuación se resumen los cálculos realizados, en la estimación del comportamiento sísmico de la estructura:

4.1.- Determinación de las *Masas de Piso*.

Conocida la geometría de todos los elementos que componen la edificación y las características de los materiales que los constituyen, se determinaron las masas de piso, como puede apreciarse en la tabla VI.7 (ver página 176).

4.2.- Determinación de las *Cargas de Servicio* en cada pórtico.

Se estimaron las cargas de servicio en cada uno de los pórticos seleccionados, en función del peso propio de los elementos que los componen, la carga variable a la que estará sometido y las cargas permanentes adicionales: el peso de la tabiquería, equipos, revestimientos, etc. Estos cálculos se resumen en las tablas VI.8, VI.9 y VI.10 (ver página 177).

4.3.- Determinación de las *Rigideces de Piso*.

Se determinaron las rigideces de piso para cada uno de los pórticos que conforman la estructura, empleando para ello las fórmulas de Wilbur expuestas en el Capítulo III del presente trabajo; los resultados se presentan en las tablas VI.11, VI.12, VI.13, VI.14, VI.15, VI.16, VI.17, VI.18, VI.19 y VI.20. (ver páginas de la 178 a la 182).

N_{Pisos} = 4
 γ_{Concreto Armado} = 2400 Kg/m³

Nivel	Losas						Columnas					Vigas					Peso Adicional			W (Kgf)	Masa (Kgf*seg ² /cm)
	A _{Piso} (m ²)	Tipo de Losa	Tipo de Bloque	h (cm)	W _{Estimado} (Kgf/m ²)	W _{Losas} (Kgf)	N _{Columnas}	Dimensiones (cm x cm)	A _{Columna} (m ²)	H _{Columna} (m)	W _{Columnas} (Kgf)	N _{Vigas}	Dimensiones (cm x cm)	A _{Vigas} (m ²)	L _{Vigas} (m)	W _{Vigas} (Kgf)	W _{Tabiquería} (Kgf/m ²)	W _{Carga Variable} (Kgf/m ²)	W _{Adicional} (Kgf)		
1	822.33	Nervada	Arcilla	30.0	360.00	296038.08	7	50 x 90	0.45	4.05	30618.00	2	40 x 80	0.320	43.80	67276.80	120.00	75.00	160353.96	725572.44	739.63
												1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00					
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					
							4	50 x 80	0.40	4.05	15552.00	1	40 x 70	0.280	10.90	7324.80					
												1	40 x 70	0.280	15.00	10080.00					
												3	40 x 70	0.280	23.60	47577.60					
							10	50 x 50	0.25	4.05	24300.00	1	40 x 70	0.280	22.20	14918.40					
												1	30 x 80	0.240	10.00	5760.00					
												2	40 x 80	0.320	43.80	67276.80					
												1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00					
2	822.33	Nervada	Arcilla	30.0	360.00	296038.08	7	50 x 90	0.45	4.05	30618.00	1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00	120.00	75.00	160353.96	725572.44	739.63
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					
												1	40 x 70	0.280	10.90	7324.80					
							4	50 x 80	0.40	4.05	15552.00	1	40 x 70	0.280	15.00	10080.00					
												3	40 x 70	0.280	23.60	47577.60					
												1	40 x 70	0.280	22.20	14918.40					
							10	50 x 50	0.25	4.05	24300.00	1	30 x 80	0.240	10.00	5760.00					
												2	40 x 80	0.320	43.80	67276.80					
												1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00					
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					
3	822.33	Nervada	Arcilla	30.0	360.00	296038.08	9	50 x 70	0.35	4.05	30618.00	1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00	120.00	75.00	160353.96	715852.44	729.72
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					
												1	40 x 70	0.280	10.90	7324.80					
							2	50 x 60	0.30	4.05	5832.00	1	40 x 70	0.280	15.00	10080.00					
												3	40 x 70	0.280	23.60	47577.60					
												1	40 x 70	0.280	22.20	14918.40					
							10	50 x 50	0.25	4.05	24300.00	1	30 x 80	0.240	10.00	5760.00					
												2	40 x 80	0.320	43.80	67276.80					
												1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00					
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					
Techo	823.88	Nervada	Arcilla	30.0	360.00	296596.80	9	50 x 70	0.35	4.05	30618.00	1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00	120.00	-	98865.60	654922.80	667.61
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					
												1	40 x 70	0.280	10.90	7324.80					
							2	50 x 60	0.30	4.05	5832.00	1	40 x 70	0.280	15.00	10080.00					
												3	40 x 70	0.280	23.60	47577.60					
												1	40 x 70	0.280	22.20	14918.40					
							10	50 x 50	0.25	4.05	24300.00	1	30 x 80	0.240	10.00	5760.00					
												2	40 x 80	0.320	43.80	67276.80					
												1	40 x 80	0.320	34.00	26112.00					
												1	40 x 80	0.320	25.60	19660.80					

Tabla VI.7: Masa de cada uno de los Pisos de la Edificación

Nivel	Vano	B _{Tributario} (m)	Losa		Vigas	Carga Adicional			q (Kg/m)
			q _{Estimado} (Kg/m ²)	q _{Losa} (Kg/m)	q _{Vigas} (Kg/m)	q _{Tabiquería} (Kg/m)	q _{Carga Variable} (Kg/m ²)	q _{Adicional} (Kg/m)	
1	AB	0.80	360.00	288.00	672.00	823.50	300.00	1063.50	2023.50
2	AB	0.80	360.00	288.00	672.00	823.50	300.00	1063.50	2023.50
3	AB	0.80	360.00	288.00	672.00	823.50	300.00	1063.50	2023.50
Techo	AB	0.80	360.00	288.00	672.00	-	-	-	960.00

Carga Variable= 300 Kg/m²

Tabla VI.8: Cargas de Servicio para el Pórtico 1

Nivel	Vano	B _{Tributario} (m)	Losa		Vigas	Carga Adicional			q (Kg/m)
			q _{Estimado} (Kg/m ²)	q _{Losa} (Kg/m)	q _{Vigas} (Kg/m)	q _{Tabiquería} (Kg/m)	q _{Carga Variable} (Kg/m ²)	q _{Adicional} (Kg/m)	
1	AB	1.20	360.00	432.00	672.00	120.00	300.00	504.00	1608.00
	BC								
	CD								
2	AB	1.20	360.00	432.00	672.00	120.00	300.00	504.00	1608.00
	BC								
	CD								
3	AB	1.20	360.00	432.00	672.00	120.00	300.00	504.00	1608.00
	BC								
	CD								
Techo	AB	1.20	360.00	432.00	672.00	-	-	-	1104.00
	BC								
	CD								

Carga Variable= 300 Kg/m²

Tabla VI.9: Cargas de Servicio para el Pórtico 4

Nivel	Vano	B _{Tributario} (m)	Losa		Vigas	Carga Adicional			q (Kg/m)					
			q _{Estimado} (Kg/m ²)	q _{Losa} (Kg/m)	q _{Vigas} (Kg/m)	q _{Tabiquería} (Kg/m)	q _{Carga Variable} (Kg/m ²)	q _{Adicional} (Kg/m)						
1	1-2	5.35	360.00	1926.00	768.00	120.00	300.00	2247.00	4941.00					
	2-3													
	3-4	6.60		2376.00						768.00	120.00	300.00	2772.00	5916.00
	4-5													
	5-6													
2	1-2	5.35	360.00	1926.00	768.00	120.00	300.00	2247.00	4941.00					
	2-3													
	3-4	6.60		2376.00						768.00	120.00	300.00	2772.00	5916.00
	4-5													
	5-6													
3	1-2	5.35	360.00	1926.00	768.00	120.00	300.00	2247.00	4941.00					
	2-3													
	3-4	6.60		2376.00						768.00	120.00	300.00	2772.00	5916.00
	4-5													
	5-6													
Techo	1-2	5.35	360.00	1926.00	768.00	-	-	-	2694.00					
	2-3													
	3-4	6.60		2376.00						768.00	-	-	-	3144.00
	4-5													
	5-6													

Carga Variable= 300 Kg/m²

Tabla VI.10: Cargas de Servicio para el Pórtico B

$H_{Total} = 16.20 \text{ m}$
 $E = 238751.96 \text{ Kg/cm}^2$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kg/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	80	50	833333	2058	4115	760	40	70	1143333	1504	1504	34004.829	2.94E-05
		80	50	833333	2058									
2	405	80	50	833333	2058	4115	760	40	70	1143333	1504	1504	20645.987	4.84E-05
		80	50	833333	2058									
3	405	70	50	729167	1800	3601	760	40	70	1143333	1504	1504	18533.851	5.40E-05
		70	50	729167	1800									
Techo	405	70	50	729167	1800	3601	760	40	70	1143333	1504	1504	22501.572	4.44E-05
		70	50	729167	1800									

Tabla VI.11: Rigideces de Piso del Pórtico 1

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	90	50	937500	2315	4887	740	40	70	1143333	1545	3090	50250.565	1.99E-05
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
2	405	90	50	937500	2315	4887	740	40	70	1143333	1545	3090	34288.975	2.92E-05
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
3	405	70	50	729167	1800	4372	740	40	70	1143333	1545	3090	31624.711	3.16E-05
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
Techo	405	70	50	729167	1800	4372	740	40	70	1143333	1545	3090	37052.087	2.70E-05
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									

Tabla VI.12: Rigideces de Piso del Pórtico 2

$H_{Total} = 16.20 \text{ m}$
 $E = 238751.96 \text{ Kgf/cm}^2$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	90	50	937500	2315	7202	740	40	70	1143333	1545	4996	76539.074	1.31E-05
		90	50	937500	2315		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
2	405	90	50	937500	2315	7202	740	40	70	1143333	1545	4996	53204.802	1.88E-05
		90	50	937500	2315		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
3	405	70	50	729167	1800	6173	740	40	70	1143333	1545	4996	48228.138	2.07E-05
		70	50	729167	1800		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
Techo	405	70	50	729167	1800	6173	740	40	70	1143333	1545	4996	55960.502	1.79E-05
		70	50	729167	1800		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									

Tabla VI.13: Rigideces de Piso de los Pórticos 3, 4 y 5

$H_{Total} = 16.20 \text{ m}$
 $E = 238751.96 \text{ Kgf/cm}^2$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	80	50	833333	2058	6687	740	40	70	1143333	1545	4996	72906.346	1.37E-05
		80	50	833333	2058		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
2	405	80	50	833333	2058	6687	740	40	70	1143333	1545	4996	51423.661	1.94E-05
		80	50	833333	2058		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
3	405	60	50	625000	1543	5658	740	40	70	1143333	1545	4996	46343.643	2.16E-05
		60	50	625000	1543		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									
Techo	405	60	50	625000	1543	5658	740	40	70	1143333	1545	4996	53439.085	1.87E-05
		60	50	625000	1543		600	40	70	1143333	1906			
		50	50	520833	1286		740	40	70	1143333	1545			
		50	50	520833	1286									

Tabla VI.14: Rigideces de Piso del Pórtico 6

$$H_{\text{Total}} = 16.20 \text{ m}$$

$$E = 238751.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	50	80	2133333	5267	11698	860	40	80	1706667	1984	10064	133558.1	7.49E-06
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
2	405	50	80	2133333	5267	11698	860	40	80	1706667	1984	10064	96789.95	1.03E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
3	405	50	70	1429167	3529	9959	860	40	80	1706667	1984	10064	87433.32	1.14E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
Techo	405	50	70	1429167	3529	9959	860	40	80	1706667	1984	10064	99848.722	1.00E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									

Tabla VI.15: Rigideces de Piso del Pórtico A

$$H_{\text{Total}} = 16.20 \text{ m}$$

$$E = 238751.96 \text{ Kg/cm}^2$$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	50	90	3037500	7500	40535	860	40	80	1706667	1984	10064	282333.65	3.54E-06
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	80	2133333	5267		860	40	80	1706667	1984			
		50	80	2133333	5267									
2	405	50	90	3037500	7500	40535	860	40	80	1706667	1984	10064	156588.09	6.39E-06
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	80	2133333	5267		860	40	80	1706667	1984			
		50	80	2133333	5267									
3	405	50	70	1429167	3529	19866	860	40	80	1706667	1984	10064	116681.22	8.57E-06
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		860	40	80	1706667	1984			
		50	60	900000	2222									
Techo	405	50	70	1429167	3529	19866	860	40	80	1706667	1984	10064	139894.91	7.15E-06
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		860	40	80	1706667	1984			
		50	60	900000	2222									

Tabla VI.16: Rigideces de Piso del Pórtico B

$H_{Total} = 16.20 \text{ m}$
 $E = 238751.96 \text{ Kg /cm}^2$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	50	90	3037500	7500	29053	860	40	80	1706667	1984	8032	212365.6	4.71E-06
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	80	2133333	5267		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
2	405	50	90	3037500	7500	29053	860	40	80	1706667	1984	8032	120881.46	8.27E-06
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	90	3037500	7500		840	40	80	1706667	2032			
		50	80	2133333	5267		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
3	405	50	70	1429167	3529	14095	860	40	80	1706667	1984	8032	89371.112	1.12E-05
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	60	900000	2222		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
Techo	405	50	70	1429167	3529	14095	860	40	80	1706667	1984	8032	106298.79	9.41E-06
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	70	1429167	3529		840	40	80	1706667	2032			
		50	60	900000	2222		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									

Tabla VI.17: Rigideces de Piso del Pórtico C

$$H_{\text{Total}} = 16.20 \text{ m}$$

$$E = 238751.96 \text{ Kg /cm}^2$$

Nivel	Columnas						Vigas						Rigidez (Kgf/cm)	Flexibilidad (cm/Kgf)
	Altura (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kc) (cm ³)	ΣKc (cm ³)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Inercia (cm ⁴)	Rigidez (Kv) (cm ³)	ΣKv (cm ³)		
1	405	50	50	520833	1286	5144	860	40	80	1706667	1984	6001	64177.328	1.56E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
2	405	50	50	520833	1286	5144	860	40	80	1706667	1984	6001	49134.875	2.04E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
3	405	50	50	520833	1286	5144	860	40	80	1706667	1984	6001	48378.836	2.07E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									
Techo	405	50	50	520833	1286	5144	860	40	80	1706667	1984	6001	54689.525	1.83E-05
		50	50	520833	1286		840	40	80	1706667	2032			
		50	50	520833	1286		860	40	80	1706667	1984			
		50	50	520833	1286									

Tabla VI.18: Rigideces de Piso del Pórtico D

Nivel	K_{P1} (Kgf/cm)	K_{P2} (Kgf/cm)	K_{P3} (Kgf/cm)	K_{P4} (Kgf/cm)	K_{P5} (Kgf/cm)	K_{P6} (Kgf/cm)	ΣK_{RIGIDEZ-Y} (Kgf/cm)
1	34004.83	50250.56	76539.07	76539.07	76539.07	72906.35	386778.96
2	20645.99	34288.97	53204.80	53204.80	53204.80	51423.66	265973.03
3	18533.85	31624.71	48228.14	48228.14	48228.14	46343.64	241186.62
4	22501.57	37052.09	55960.50	55960.50	55960.50	53439.08	280874.25

Tabla VI.15: Rigideces de Piso de los Pórticos en Dirección Y

Nivel	K_{PA} (Kgf/cm)	K_{PB} (Kgf/cm)	K_{PC} (Kgf/cm)	K_{PD} (Kgf/cm)	ΣK_{RIGIDEZ-X} (Kgf/cm)
1	133558.10	282333.65	212365.60	64177.33	692434.68
2	96789.95	156588.09	120881.46	49134.88	423394.37
3	87433.32	116681.22	89371.11	48378.84	341864.49
4	87433.32	139894.91	89371.11	54689.52	371388.87

Tabla VI.20: Rigideces de Piso de los Pórticos en Dirección X

4.5.- Determinación del *Comportamiento Sísmico* de la estructura.

Para determinar el período natural de vibración de la estructura, y con ello estimar las fuerzas horizontales actuantes en cada uno de los pisos de la edificación, al aplicar el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel, especificado en la norma para edificaciones sismorresistentes vigente, COVENIN 1756-98; es necesario conocer en primer lugar, el número de modos de vibración a analizar; valor que depende del período del modo fundamental, según lo establecido en la citada norma, Capítulo 9, Artículo 9.4.4.

Se aplicó entonces, el método de Holzer descrito en el Capítulo III del presente trabajo, a los fines de determinar el período del modo fundamental; una vez determinado éste, se calculó como sigue el número de modos de vibración a analizar:

* Por tratarse de una edificación de menos de 20 pisos, la fórmula empleada fue la siguiente:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) - 3 \geq 3 \quad \text{(Ecuación VI.1)}$$

Dónde:

T_1 = Período del modo fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla 7.1 de las normas citadas anteriormente.

Una vez conocido el número de modos a analizar, se determinó para cada uno la matriz modal Φ , el periodo T_m y el factor de participación modal γ , empleando para ello el método de Holzer, tal como se resume en las tablas VI.21 y VI.22 (ver páginas 184 y 185).

Número de Modos a Analizar (N):

$N_{\text{pisos}} = 4$
 $N = 3$

Primer Modo:

$\omega^2 = 51.546$ 1/seg²
 $\omega = 7.180$ 1/seg
 $T = 0.139$ seg
 $r_1 = 49.420$
 $\bar{M}_1 = 2442.382$

Nivel	Masa (Kgf*seg ² /cm)	M* ω^2 (Kgf/cm)	Δ Absoluto				Rigidez		Δ Relativo			
			Δ (cm)	$M\Delta^2$ (Kgf*cm*seg ²)	$M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	K (Kgf/cm)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta/K$ (cm)	ϕ	M ϕ (Kgf*seg ² /cm)	M ϕ^2 (Kgf*seg ² /cm)	
Techo	667.61	34412.81	1.000	667.607	34412.81	34412.81	280874.25	0.123	0.025	16.993	0.433	
3	729.72	37614.35	0.877	561.861	33005.83	67418.64	241186.62	0.280	0.022	16.298	0.364	
2	739.63	38125.09	0.598	264.449	22796.92	90215.57	265973.03	0.339	0.015	11.257	0.171	
1	739.63	38125.09	0.259	49.523	9865.25	100080.82	386778.96	0.259	0.007	4.872	0.032	
			$\Sigma = 1543.440$						$\Sigma = 49.420$ 1.000			

Segundo Modo:

$\omega^2 = 103.639$ 1/seg²
 $\omega = 10.180$ 1/seg
 $T = 0.098$ seg
 $r_2 = 33.545$
 $\bar{M}_2 = 1125.254$

Nivel	Masa (Kgf*seg ² /cm)	M* ω^2 (Kgf/cm)	Δ Absoluto				Rigidez		Δ Relativo			
			Δ (cm)	$M\Delta^2$ (Kgf*cm*seg ²)	$M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	K (Kgf/cm)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta/K$ (cm)	ϕ	M ϕ (Kgf*seg ² /cm)	M ϕ^2 (Kgf*seg ² /cm)	
Techo	667.61	69190.13	1.000	667.607	69190.13	69190.13	280874.25	0.246	0.029	19.332	0.560	
3	729.72	75627.12	0.754	414.483	56997.25	126187.38	241186.62	0.523	0.022	15.925	0.348	
2	739.63	76654.00	0.230	39.285	17666.26	143853.65	265973.03	0.541	0.007	4.936	0.033	
1	739.63	76654.00	-0.310	71.257	-23792.67	120060.97	386778.96	0.310	-0.009	-6.648	0.060	
			$\Sigma = 1192.633$						$\Sigma = 33.545$ 1.000			

Tercer Modo:

$\omega^2 = 677.888$ 1/seg²
 $\omega = 26.036$ 1/seg
 $T = 0.038$ seg
 $r_3 = -6.314$
 $\bar{M}_3 = 39.865$

Nivel	Masa (Kgf*seg ² /cm)	M* ω^2 (Kgf/cm)	Δ Absoluto				Rigidez		Δ Relativo			
			Δ (cm)	$M\Delta^2$ (Kgf*cm*seg ²)	$M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	K (Kgf/cm)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta/K$ (cm)	ϕ	M ϕ (Kgf*seg ² /cm)	M ϕ^2 (Kgf*seg ² /cm)	
Techo	667.61	452563.10	1.000	667.607	452563.10	452563.10	280874.25	1.611	0.021	14.005	0.294	
3	729.72	494666.55	-0.611	272.656	-302372.79	150190.31	241186.62	0.623	-0.013	-9.357	0.120	
2	739.63	501383.24	-1.234	1126.232	-618696.89	-468506.58	265973.03	-1.761	-0.026	-19.146	0.496	
1	739.63	501383.24	0.528	205.807	264480.43	-204026.15	386778.96	-0.528	0.011	8.185	0.091	
			$\Sigma = 2272.302$						$\Sigma = -6.314$ 1.000			

Tabla VI.21: Comportamiento Sísmico de los Pórticos 1 y 4

Número de Modos a Analizar (N):

$N_{Pisos} = 4$
 $N = 3$

Primer Modo:

$\omega^2 = 81.622$ 1/seg²
 $\omega = 9.034$ 1/seg
 $T = 0.111$ seg
 $r_1 = 48.653$
 $\bar{M}_1 = 2367.121$

Nivel	Masa (Kgf*seg ² /cm)	M* ω^2 (Kgf/cm)	Δ Absoluto				Rigidez		Δ Relativo		ϕ	M ϕ (Kgf*seg ² /cm)	M ϕ^2 (Kgf*seg ² /cm)
			Δ (cm)	M Δ^2 (Kgf*cm*seg ²)	M* $\omega^2*\Delta$ (Kgf)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	K (Kgf/cm)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta/K$ (cm)					
Techo	667.61	54491.31	1.000	667.607	54491.31	54491.31	371388.87	0.147	0.026	17.507	0.459		
3	729.72	59560.82	0.853	531.294	50821.87	105313.19	341864.49	0.308	0.022	16.328	0.365		
2	739.63	60369.55	0.545	219.866	32914.78	138227.97	423394.37	0.326	0.014	10.575	0.151		
1	739.63	60369.55	0.219	35.391	13205.59	151433.56	692434.68	0.219	0.006	4.243	0.024		
			$\Sigma = 1454.158$						$\Sigma = 48.653$		1.000		

Segundo Modo:

$\omega^2 = 145.998$ 1/seg²
 $\omega = 12.083$ 1/seg
 $T = 0.083$ seg
 $r_2 = 35.000$
 $\bar{M}_2 = 1224.966$

Nivel	Masa (Kgf*seg ² /cm)	M* ω^2 (Kgf/cm)	Δ Absoluto				Rigidez		Δ Relativo		ϕ	M ϕ (Kgf*seg ² /cm)	M ϕ^2 (Kgf*seg ² /cm)
			Δ (cm)	M Δ^2 (Kgf*cm*seg ²)	M* $\omega^2*\Delta$ (Kgf)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	K (Kgf/cm)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta/K$ (cm)					
Techo	667.61	97469.35	1.000	667.607	97469.35	97469.35	371388.87	0.262	0.030	19.709	0.582		
3	729.72	106537.24	0.738	396.956	78577.02	176046.37	341864.49	0.515	0.022	15.889	0.346		
2	739.63	107983.83	0.223	36.647	24036.66	200083.02	423394.37	0.473	0.007	4.860	0.032		
1	739.63	107983.83	-0.250	46.217	-26993.14	173089.88	692434.68	0.250	-0.007	-5.458	0.040		
			$\Sigma = 1147.428$						$\Sigma = 35.000$		1.000		

Tercer Modo:

$\omega^2 = 968.887$ 1/seg²
 $\omega = 31.127$ 1/seg
 $T = 0.032$ seg
 $r_3 = -7.318$
 $\bar{M}_3 = 53.555$

Nivel	Masa (Kgf*seg ² /cm)	M* ω^2 (Kgf/cm)	Δ Absoluto				Rigidez		Δ Relativo		ϕ	M ϕ (Kgf*seg ² /cm)	M ϕ^2 (Kgf*seg ² /cm)
			Δ (cm)	M Δ^2 (Kgf*cm*seg ²)	M* $\omega^2*\Delta$ (Kgf)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta$ (Kgf)	K (Kgf/cm)	$\Sigma M*\omega^2*\Delta/K$ (cm)					
Techo	667.61	646835.82	1.000	667.607	646835.82	646835.82	371388.87	1.742	0.022	14.469	0.314		
3	729.72	707013.10	-0.742	401.396	-524368.45	122467.37	341864.49	0.358	-0.016	-11.730	0.189		
2	739.63	716613.08	-1.100	894.785	-788203.37	-665736.00	423394.37	-1.572	-0.024	-17.631	0.420		
1	739.63	716613.08	0.472	165.110	338583.28	-327152.72	692434.68	-0.472	0.010	7.574	0.078		
			$\Sigma = 2128.898$						$\Sigma = -7.318$		1.000		

Tabla VI.22: Comportamiento Sísmico del Pórtico B

Se aplicó el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel (ver Capítulo III del presente trabajo), en cada uno de los pórticos seleccionados, a fin de determinar los desplazamientos y las fuerzas horizontales actuantes en cada piso de la estructura, de acuerdo al sismo de diseño que establece la norma (COVENIN 1756-98).

Se resumen en la tabla VI.23, los datos empleados en la aplicación del método de superposición modal con un grado de libertad por nivel y la ubicación de los mismos en las normas para edificaciones sismorresistentes (COVENIN 1756-98); los cálculos se resumen en las tablas VI.24 y VI.25.

De las Normas para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-1998:			
Región =	Dtto. Capital		
A_0 =	0.30		(Tabla 4.1)
Zona Sísmica =	5.00		(Tabla 4.2)
Tipo de Suelo =	Suelos Blandos / Suelos		(Tabla 5.1)
Forma Espectral =	S3		(Tabla 5.1)
φ =	1.00		(Tabla 5.1)
α =	1.30		(Tabla 6.1)
Grupo =	A		(Capítulo 6 - 6.1)
Nivel de Diseño =	ND3		(Capítulo 6 - 6.2)
Tipo Estructura =	I		(Capítulo 6 - 6.3.1)
R =	6.00		(Tabla 6.4)
β =	2.8		(Tabla 7.1)
T^* =	1.20	seg	(Tabla 7.1)
T^+ =	0.40	seg	(Tabla 7.2)

Tabla VI.23: Valores Extraídos de la Norma para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-98, para la Aplicación del Método de Superposición Modal con Un Grado de Libertad por Nivel

*** Determinación de Ad**

Primer Modo:
 $Ad_1 = 0.395$

Segundo Modo:
 $Ad_2 = 0.432$

Tercer Modo:
 $Ad_3 = 0.437$

*** Determinación del Corte Basal**

Primer Modo:
 $Vo_1 = 946373.22 \text{ Kgf}$

Segundo Modo:
 $Vo_2 = 476985.26 \text{ Kgf}$

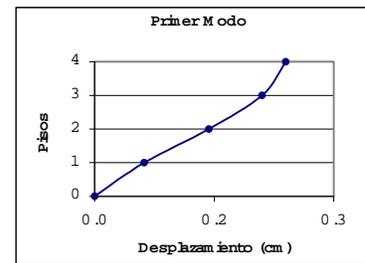
Tercer Modo:
 $Vo_3 = 17099.66 \text{ Kgf}$

*** Determinación de las Fuerzas Laterales**

Primer Modo:

Nivel	Masa Kgf*seg ² /cm	ϕ	F Kgf	U cm
4	667.61	0.025	325410.68	0.2395
3	729.72	0.022	312106.10	0.2102
2	739.63	0.015	215569.76	0.1432
1	739.63	0.007	93286.68	0.0620
0	-	-	-	0.0000

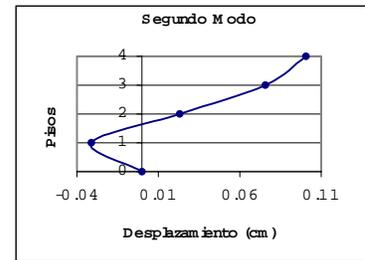
$\Sigma = 946373.22$



Segundo Modo:

Nivel	Masa Kgf*seg ² /cm	ϕ	F Kgf	U cm
4	667.61	0.029	274882.61	0.1006
3	729.72	0.022	226442.02	0.0758
2	739.63	0.007	70185.55	0.0232
1	739.63	-0.009	-94524.92	-0.0312
0	-	-	-	0.0000

$\Sigma = 476985.26$



Tercer Modo:

Piso	Masa Kgf*seg ² /cm	ϕ	F Kgf	U cm
4	667.61	0.021	-37929.82	-0.0021
3	729.72	-0.013	25342.20	0.0013
2	739.63	-0.026	51853.68	0.0026
1	739.63	0.011	-22166.40	-0.0011
0	-	-	-	0.0000

$\Sigma = 17099.66$

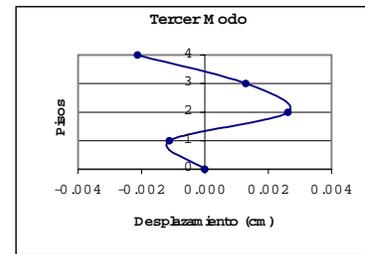


Tabla VI.24: Valores de las Fuerzas y Desplazamientos Determinados a través del Método de Superposición Modal con Un Grado de Libertad por Nivel, según cada Modo de Vibración para los Pórticos 1 y 4

*** Determinación de Ad**

Primer Modo:
 $Ad_1 = 0.422$

Segundo Modo:
 $Ad_2 = 0.441$

Tercer Modo:
 $Ad_3 = 0.432$

*** Determinación del Corte Basal**

Primer Modo:
 $Vo_1 = 981099.85 \text{ Kgf}$

Segundo Modo:
 $Vo_2 = 529799.94 \text{ Kgf}$

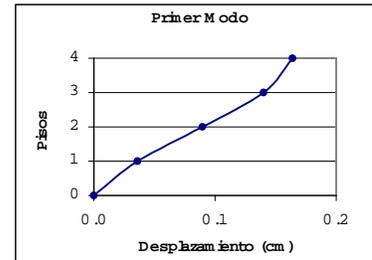
Tercer Modo:
 $Vo_3 = 22719.02 \text{ Kgf}$

*** Determinación de las Fuerzas Laterales**

Primer Modo:

Piso	Masa Kgf*seg ² /cm	ϕ	F Kgf	U cm
4	667.61	0.026	353035.48	0.1641
3	729.72	0.022	329262.11	0.1400
2	739.63	0.014	213246.57	0.0895
1	739.63	0.006	85555.70	0.0359
0	-	-	-	0.0000

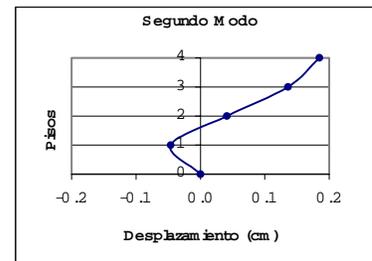
$\Sigma = 981099.85$



Segundo Modo:

Piso	Masa Kgf*seg ² /cm	ϕ	F Kgf	U cm
4	667.61	0.030	298337.79	0.1847
3	729.72	0.022	240511.46	0.1363
2	739.63	0.007	73572.30	0.0411
1	739.63	-0.007	-82621.62	-0.0462
0	-	-	-	0.0000

$\Sigma = 529799.94$



Tercer Modo:

Piso	Masa Kgf*seg ² /cm	ϕ	F Kgf	U cm
4	667.61	0.022	-44919.31	-0.0018
3	729.72	-0.016	36414.60	0.0013
2	739.63	-0.024	54736.54	0.0019
1	739.63	0.010	-23512.81	-0.0008
0	-	-	-	0.0000

$\Sigma = 22719.02$

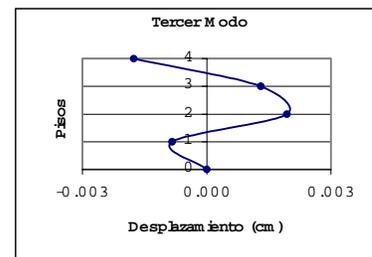


Tabla VI.25: Valores de las Fuerzas y Desplazamientos Determinados a través del Método de Superposición Modal con Un Grado de Libertad por Nivel, según cada Modo de Vibración para el Pórtico B

Determinadas las fuerzas laterales aplicadas en cada piso de los pórticos en estudio, para los modos de vibración (F_i), la fuerza resultante por piso en toda la estructura (F_T), se calculó empleando la siguiente relación:

$$F_T = \sqrt{\sum_{i=1}^j F_i^2} \quad (\text{Ecuación VI.2})$$

La fuerza lateral en cada piso para el pórtico en estudio, de acuerdo al método de superposición modal con un grado de libertad por nivel (F_{MSM}), se determinó multiplicando la fuerza F_T obtenida, por la relación entre la rigidez del pórtico en estudio y la rigidez total de los pórticos ubicados en la misma dirección. Los resultados obtenidos, se presentan en las tablas VI.26, VI.27 y VI.28.

Piso	F₁ (Kgf)	F₂ (Kgf)	F₃ (Kgf)	F_T (Kgf)	F_{MSM-P1} (Kgf)
1	93286.68	-94524.92	-22166.40	134642.91	11837.53
2	215569.76	70185.55	51853.68	232562.12	18052.49
3	312106.10	226442.02	25342.20	386430.37	29695.03
4	325410.68	274882.61	-37929.82	427657.85	34260.79

Tabla VI.26: Fuerza Lateral por Piso para el Pórtico 1

Piso	F₁ (Kgf)	F₂ (Kgf)	F₃ (Kgf)	F_T (Kgf)	F_{MSM-P4} (Kgf)
1	93286.68	-94524.92	-22166.40	134642.91	26644.27
2	215569.76	70185.55	51853.68	232562.12	46521.34
3	312106.10	226442.02	25342.20	386430.37	77271.36
4	325410.68	274882.61	-37929.82	427657.85	85205.20

Tabla VI.27: Fuerza Lateral por Piso para el Pórtico 4

Piso	F ₁ (Kgf)	F ₂ (Kgf)	F ₃ (Kgf)	F _T (Kgf)	F _{MSM-PB} (Kgf)
1	85555.70	-82621.62	-23512.81	121239.27	49434.16
2	213246.57	73572.30	54736.54	232127.27	85849.90
3	329262.11	240511.46	36414.60	409371.86	139722.05
4	353035.48	298337.79	-44919.31	464389.09	174926.27

Tabla VI.28: Fuerza Lateral por Piso para el Pórtico B

5.- Capacidad Resistente de cada Sección

Se determinó la capacidad resistente de las secciones de apoyo y centro de luz de los elementos que constituyen los pórticos seleccionados, según lo establece la teoría de rotura, para secciones simplemente armadas. Se presenta un resumen de los cálculos realizados en las tablas VI.29, VI.30 y VI.31 (ver página 192).

A continuación se presentan la secuencia de cálculo y las ecuaciones empleadas en la determinación del momento de agotamiento o último de cada sección (M_U), conocidas la geometría, el área de refuerzo de acero y los esfuerzos especificados de los materiales:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (\text{Ecuación VI.3})$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} \quad (\text{Ecuación VI.3})$$

$$J_U = 1 - 0.59q \quad (\text{Ecuación VI.4})$$

$$R_U = q \cdot f_c' \cdot J_U \quad (\text{Ecuación VI.5})$$

$$M_U = \phi \cdot R_U \cdot b \cdot d^2 \quad (\text{Ecuación VI.6})$$

Dónde:

ρ = Porcentaje de acero en la sección.

q = Cuantía mecánica.

J_U = Brazo de palanca de las resultantes de los esfuerzos interiores de tracción y compresión.

Se verifica además, que se cumpla la relación $q < q_{\text{balanceado}}$, pues de no cumplirse ésta, la sección no tendría ductilidad y se produciría la falla en compresión.

Datos:

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ (Norma Vigente Fecha Construcción)
 $r = 2.50 \text{ cm}$
 $Q_{balanceado} = 0.43$

Piso	Elemento	Ancho (cm)	Peralte (cm)	As (cm ²)			ρ			q			Verificación de q < q _b			Ju			Ru (Kgf/cm ²)			Mu (Kgf-m)		
				A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	40	70	30.72	15.52	23.27	0.0114	0.0057	0.0086	0.1911	0.0966	0.1448	Ok	Ok	Ok	0.8872	0.9430	0.9146	42.3975	22.7667	33.1055	69542.42	37343.09	54301.33
2	2	40	70	30.72	15.52	23.27	0.0114	0.0057	0.0086	0.1911	0.0966	0.1448	Ok	Ok	Ok	0.8872	0.9430	0.9146	42.3975	22.7667	33.1055	69542.42	37343.09	54301.33
3	3	40	70	21.53	11.40	26.60	0.0080	0.0042	0.0099	0.1340	0.0709	0.1655	Ok	Ok	Ok	0.9210	0.9581	0.9023	30.8440	16.9912	37.3372	50591.88	27869.79	61242.30
Techo	4	40	70	21.53	11.40	26.60	0.0080	0.0042	0.0099	0.1340	0.0709	0.1655	Ok	Ok	Ok	0.9210	0.9581	0.9023	30.8440	16.9912	37.3372	50591.88	27869.79	61242.30

Tabla VI.29: Momento Último o Capacidad Resistente de los Elementos del Pórtico 1

Piso	Elemento	Ancho (cm)	Peralte (cm)	As (cm ²)			ρ			q			Verificación de q < q _b			Ju			Ru (Kgf/cm ²)			Mu (Kgf-m)		
				A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	40	70	23.04	11.40	31.67	0.0085	0.0042	0.0117	0.1434	0.0709	0.1971	Ok	Ok	Ok	0.9154	0.9581	0.8837	32.8086	16.9912	43.5368	53814.25	27869.79	71411.17
	2	40	70	31.67	11.40	31.67	0.0117	0.0042	0.0117	0.1971	0.0709	0.1971	Ok	Ok	Ok	0.8837	0.9581	0.8837	43.5368	16.9912	43.5368	71411.17	27869.79	71411.17
	3	40	70	31.67	11.40	23.04	0.0117	0.0042	0.0085	0.1971	0.0709	0.1434	Ok	Ok	Ok	0.8837	0.9581	0.9154	43.5368	16.9912	32.8086	71411.17	27869.79	53814.25
2	4	40	70	23.04	11.40	31.67	0.0085	0.0042	0.0117	0.1434	0.0709	0.1971	Ok	Ok	Ok	0.9154	0.9581	0.8837	32.8086	16.9912	43.5368	53814.25	27869.79	71411.17
	5	40	70	31.67	11.40	31.67	0.0117	0.0042	0.0117	0.1971	0.0709	0.1971	Ok	Ok	Ok	0.8837	0.9581	0.8837	43.5368	16.9912	43.5368	71411.17	27869.79	71411.17
	6	40	70	31.67	11.40	23.04	0.0117	0.0042	0.0085	0.1971	0.0709	0.1434	Ok	Ok	Ok	0.8837	0.9581	0.9154	43.5368	16.9912	32.8086	71411.17	27869.79	53814.25
3	7	40	70	13.38	11.40	19.16	0.0050	0.0042	0.0071	0.0833	0.0709	0.1192	Ok	Ok	Ok	0.9509	0.9581	0.9297	19.7910	16.9912	27.7080	32462.18	27869.79	45448.12
	8	40	70	19.16	11.40	19.16	0.0071	0.0042	0.0071	0.1192	0.0709	0.1192	Ok	Ok	Ok	0.9297	0.9581	0.9297	27.7080	16.9912	27.7080	45448.12	27869.79	45448.12
	9	40	70	19.16	11.40	13.38	0.0071	0.0042	0.0050	0.1192	0.0709	0.0833	Ok	Ok	Ok	0.9297	0.9581	0.9509	27.7080	16.9912	19.7910	45448.12	27869.79	32462.18
Techo	10	40	70	13.38	11.40	19.16	0.0050	0.0042	0.0071	0.0833	0.0709	0.1192	Ok	Ok	Ok	0.9509	0.9581	0.9297	19.7910	16.9912	27.7080	32462.18	27869.79	45448.12
	11	40	70	19.16	11.40	19.16	0.0071	0.0042	0.0071	0.1192	0.0709	0.1192	Ok	Ok	Ok	0.9297	0.9581	0.9297	27.7080	16.9912	27.7080	45448.12	27869.79	45448.12
	12	40	70	19.16	11.40	13.38	0.0071	0.0042	0.0050	0.1192	0.0709	0.0833	Ok	Ok	Ok	0.9297	0.9581	0.9509	27.7080	16.9912	19.7910	45448.12	27869.79	32462.18

Tabla VI.30: Momento Último o Capacidad Resistente de los Elementos del Pórtico 4

Piso	Elemento	Ancho (cm)	Peralte (cm)	As (cm ²)			ρ			q			Verificación de q < q _b			Ju			Ru (Kgf/cm ²)			Mu (Kgf-m)		
				A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	40	80	31.91	20.27	40.54	0.0103	0.0065	0.0131	0.1729	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8980	0.9352	0.8704	38.8219	25.6827	47.8056	83942.58	55532.38	103367.61
	2	40	80	40.54	20.27	40.54	0.0131	0.0065	0.0131	0.2197	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.8704	47.8056	25.6827	47.8056	103367.61	55532.38	103367.61
	3	40	80	40.54	20.27	40.54	0.0131	0.0065	0.0131	0.2197	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.8704	47.8056	25.6827	47.8056	103367.61	55532.38	103367.61
	4	40	80	40.54	20.27	40.54	0.0131	0.0065	0.0131	0.2197	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.8704	47.8056	25.6827	47.8056	103367.61	55532.38	103367.61
2	6	40	80	31.91	20.27	40.54	0.0103	0.0065	0.0131	0.1729	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8980	0.9352	0.8704	38.8219	25.6827	47.8056	83942.58	55532.38	103367.61
	7	40	80	40.54	20.27	40.54	0.0131	0.0065	0.0131	0.2197	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.8704	47.8056	25.6827	47.8056	103367.61	55532.38	103367.61
	8	40	80	40.54	20.27	40.54	0.0131	0.0065	0.0131	0.2197	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.8704	47.8056	25.6827	47.8056	103367.61	55532.38	103367.61
	9	40	80	40.54	20.27	40.54	0.0131	0.0065	0.0131	0.2197	0.1099	0.2197	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.8704	47.8056	25.6827	47.8056	103367.61	55532.38	103367.61
	10	40	80	40.54	20.27	30.40	0.0131	0.0065	0.0098	0.2197	0.1099	0.1647	Ok	Ok	Ok	0.8704	0.9352	0.9028	47.8056	25.6827	37.1836	103367.61	55532.38	80400.34
	11	40	80	29.45	14.25	34.52	0.0095	0.0046	0.0111	0.1596	0.0772	0.1871	Ok	Ok	Ok	0.9058	0.9544	0.8896	36.1429	18.4268	41.6069	78149.89	39843.32	89964.53
3	12	40	80	34.52	14.25	29.45	0.0111	0.0046	0.0095	0.1871	0.0772	0.1596	Ok	Ok	Ok	0.8896	0.9544	0.9058	41.6069	18.4268	36.1429	89964.53	39843.32	78149.89
	13	40	80	29.45	14.25	29.45	0.0095	0.0046	0.0095	0.1596	0.0772	0.1596	Ok	Ok	Ok	0.9058	0.9544	0.9058	36.1429	18.4268	36.1429	78149.89	39843.32	78149.89
	14	40	80	29.45	14.25	34.52	0.0095	0.0046	0.0111	0.1596	0.0772	0.1871	Ok	Ok	Ok	0.9058	0.9544	0.8896	36.1429	18.4268	41.6069	78149.89	39843.32	89964.53
	15	40	80	34.52	14.25	24.38	0.0111	0.0046	0.0079	0.1871	0.0772	0.1321	Ok	Ok	Ok	0.8896	0.9544	0.9220	41.6069	18.4268	30.4561	89964.53	39843.32	65853.71
Techo	16	40	80	29.45	14.25	34.52	0.0095	0.0046	0.0111	0.1596	0.0772	0.1871	Ok	Ok	Ok	0.9058	0.9544	0.8896	36.1429	18.4268	41.6069	78149.89	39843.32	89964.53
	17	40	80	34.52	14.25	29.45	0.0111	0.0046	0.0095	0.1871	0.0772	0.1596	Ok	Ok	Ok	0.8896	0.9544	0.9058	41.6069	18.4268	36.1429	89964.53	39843.32	78149.89
	18	40	80	29.45	14.25	29.45	0.0095	0.0046	0.0095	0.1596	0.0772	0.1596	Ok	Ok	Ok	0.9058	0.9544	0.9058	36.1429	18.4268	36.1429	78149.89	39843.32	78149.89
	19	40	80	29.45	14.25	34.52	0.0095	0.0046	0.0111	0.1596	0.0772	0.1871	Ok	Ok	Ok	0.9058	0.9544	0.8896	36.1429	18.4268	41.6069	78149.89	39843.32	89964.53
	20	40	80	34.52	14.25	24.38	0.0111	0.0046	0.0079	0.1871	0.0772	0.1321	Ok	Ok	Ok	0.8896	0.9544	0.9220	41.6069	18.4268	30.4561	89964.53	39843.32	65853.71

Tabla VI.31: Momento Último o Capacidad Resistente de los Elementos del Pórtico B

6.- Diagrama de Momentos de la Estructura en Condición de Servicio

Se determinó el momento en condición de servicio, de cada uno de los pórticos en estudio, empleando para ello las fórmulas aproximadas estipuladas en la norma para el diseño y análisis de estructuras de concreto armado para edificaciones, COVENIN 1753-87, tal como se resume en las tablas VI.32, VI.33 y VI.34.

Nivel	Elemento	Longitud (m)	Carga Distribuida (Kgf/m)	M _{cs} (Kgf - m)		
				A	B	C
1	1	7.80	2023.50	5129.57	8793.55	12310.97
2	2	7.80	2023.50	5129.57	8793.55	12310.97
3	3	7.80	2023.50	5129.57	8793.55	12310.97
Techo	4	7.80	960.00	2433.60	4171.89	5840.64

Tabla VI.32: Momentos en Condición de Servicio del Pórtico 1

Nivel	Elemento	Longitud (m)	Carga Distribuida (Kgf/m)	M _{cs} (Kgf - m)		
				A	B	C
1	1	7.40	1608.00	8004.92	5503.38	8004.92
	2	6.00	1608.00	5262.55	3618.00	5262.55
	3	7.40	1608.00	8004.92	5503.38	8004.92
2	4	7.40	1608.00	8004.92	5503.38	8004.92
	5	6.00	1608.00	5262.55	3618.00	5262.55
	6	7.40	1608.00	8004.92	5503.38	8004.92
3	7	7.40	1608.00	8004.92	5503.38	8004.92
	8	6.00	1608.00	5262.55	3618.00	5262.55
	9	7.40	1608.00	8004.92	5503.38	8004.92
Techo	10	7.40	1104.00	5495.91	3778.44	5495.91
	11	6.00	1104.00	3613.09	2484.00	3613.09
	12	7.40	1104.00	5495.91	3778.44	5495.91

Tabla VI.33: Momentos en Condición de Servicio del Pórtico 4

Nivel	Elemento	Longitud (m)	Carga Distribuida (Kgf/m)	M_{CS} (Kgf - m)		
				A	B	C
1	1	8.60	4941.00	33221.49	22839.77	33221.49
	2	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	3	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	4	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	5	8.60	5916.00	43754.74	31253.38	18231.14
2	6	8.60	4941.00	33221.49	22839.77	33221.49
	7	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	8	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	9	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	10	8.60	5916.00	43754.74	31253.38	18231.14
3	11	8.60	4941.00	33221.49	22839.77	33221.49
	12	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	13	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	14	8.40	5916.00	37948.45	26089.56	37948.45
	15	8.60	5916.00	43754.74	31253.38	18231.14
Techo	16	8.60	2694.00	18113.48	12453.02	18113.48
	17	8.40	3144.00	20167.33	13865.04	20167.33
	18	8.40	3144.00	20167.33	13865.04	20167.33
	19	8.40	3144.00	20167.33	13865.04	20167.33
	20	8.60	3144.00	23253.02	16609.30	9688.76

Tabla VI.34: Momentos en Condición de Servicio del Pórtico B

7.- Formación de Rótulas Plásticas

Tal como se explicó en los Capítulos III y V, la secuencia de formación de rótulas plásticas, viene dada en función de la menor diferencia entre la capacidad resistente de cada sección (M_U) y el momento producido por las cargas de servicio redistribuidas de la edificación (M_{CSD}).

Se realizó la secuencia de formación de rótulas plásticas en los pórticos seleccionados, tal como se resume en las tablas VI.35, VI.36 y VI.37 (ver páginas 195 y 196).

Piso	Elemento	Condición Inicial									Condición de Colapso						Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas		
		M _U (Kgf-m)			M _{CS} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)			M _{CSD} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)					
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	69542	37343	54301	5130	8794	12311	64413	28550	41990	15389	8656	0	54154	28687	54301	-	-	1
2	2	69542	37343	54301	5130	8794	12311	64413	28550	41990	15389	8656	0	54154	28687	54301	-	-	2
3	3	50592	27870	61242	5130	8794	12311	45462	19076	48931	5130	8794	12311	45462	19076	48931	-	-	-
Techo	4	50592	27870	61242	2434	4172	5841	48158	23698	55402	2434	4172	5841	48158	23698	55402	-	-	-

Tabla VI.35: Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas en el Pórtico 1

Piso	Elemento	Condición Inicial									Condición de Colapso						Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas		
		M _U (Kgf-m)			M _{CS} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)			M _{CSD} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)					
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	53814	27870	71411	8005	5503	8005	45809	22366	63406	8005	5503	8005	45809	22366	63406	-	-	-
	2	71411	27870	71411	5263	3618	5263	66149	24252	66149	5263	3618	5263	66149	24252	66149	-	-	-
	3	71411	27870	53814	8005	5503	8005	63406	22366	45809	8005	5503	8005	63406	22366	45809	-	-	-
2	4	53814	27870	71411	8005	5503	8005	45809	22366	63406	8005	5503	8005	45809	22366	63406	-	-	-
	5	71411	27870	71411	5263	3618	5263	66149	24252	66149	5263	3618	5263	66149	24252	66149	-	-	-
	6	71411	27870	53814	8005	5503	8005	63406	22366	45809	8005	5503	8005	63406	22366	45809	-	-	-
3	7	32462	27870	45448	8005	5503	8005	24457	22366	37443	0	11007	0	32462	16863	45448	1	-	5
	8	45448	27870	45448	5263	3618	5263	40186	24252	40186	0	7236	0	45448	20634	45448	9	-	10
	9	45448	27870	32462	8005	5503	8005	37443	22366	24457	0	11007	0	45448	16863	32462	6	-	2
Techo	10	32462	27870	45448	5496	3778	5496	26966	24091	39952	0	7557	0	32462	20313	45448	3	-	7
	11	45448	27870	45448	3613	2484	3613	41835	25386	41835	0	7236	0	45448	20634	45448	11	-	12
	12	45448	27870	32462	5496	3778	5496	39952	24091	26966	0	7557	0	45448	20313	32462	8	-	4

Tabla VI.36: Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas en el Pórtico 4

Piso	Elemento	Condición Inicial									Condición de Colapso						Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas		
		M _U (Kgf-m)			M _{CS} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)			M _{CSD} (Kgf-m)			Δ (Kgf-m)					
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	1	83943	55532	103368	33221	22840	33221	50721	32693	70146	33221	22840	33221	50721	32693	70146	-	-	-
	2	103368	55532	103368	37948	26090	37948	65419	29443	65419	37948	26090	37948	65419	29443	65419	-	-	-
	3	103368	55532	103368	37948	26090	37948	65419	29443	65419	37948	26090	37948	65419	29443	65419	-	-	-
	4	103368	55532	103368	37948	26090	37948	65419	29443	65419	37948	26090	37948	65419	29443	65419	-	-	-
	5	103368	55532	80400	43755	31253	18231	59613	24279	62169	43755	31253	18231	59613	24279	62169	-	-	-
2	6	83943	55532	103368	33221	22840	33221	50721	32693	70146	33221	22840	33221	50721	32693	70146	-	-	-
	7	103368	55532	103368	37948	26090	37948	65419	29443	65419	37948	26090	37948	65419	29443	65419	-	-	-
	8	103368	55532	103368	37948	26090	37948	65419	29443	65419	37948	26090	37948	65419	29443	65419	-	-	-
	9	103368	55532	103368	37948	26090	37948	65419	29443	65419	37948	26090	37948	65419	29443	65419	-	-	-
	10	103368	55532	80400	43755	31253	18231	59613	24279	62169	43755	31253	18231	59613	24279	62169	-	-	-
3	11	78150	39843	89965	33221	22840	33221	44928	17004	56743	33221	22840	33221	44928	17004	56743	-	-	-
	12	89965	39843	78150	37948	26090	37948	52016	13754	40201	0	52179	0	89965	-12336	78150	2	3	1
	13	78150	39843	78150	37948	26090	37948	40201	13754	40201	37948	26090	37948	40201	13754	40201	-	-	-
	14	78150	39843	89965	37948	26090	37948	40201	13754	52016	37948	26090	37948	40201	13754	52016	-	-	-
	15	89965	39843	65854	43755	31253	18231	46210	8590	47623	43755	31253	18231	46210	8590	47623	-	-	-
Techo	16	78150	39843	89965	18113	12453	18113	60036	27390	71851	18113	12453	18113	60036	27390	71851	-	-	-
	17	89965	39843	78150	20167	13865	20167	69797	25978	57983	20167	13865	20167	69797	25978	57983	-	-	-
	18	78150	39843	78150	20167	13865	20167	57983	25978	57983	20167	13865	20167	57983	25978	57983	-	-	-
	19	78150	39843	89965	20167	13865	20167	57983	25978	69797	20167	13865	20167	57983	25978	69797	-	-	-
	20	89965	39843	65854	23253	16609	9689	66712	23234	56165	23253	16609	9689	66712	23234	56165	-	-	-

Tabla VI.37 Secuencia de Formación de Rótulas Plásticas en el Pórtico B

Como puede apreciarse en la tabla VI.35, en el pórtico 1 se producirá un mecanismo de falla al formarse la segunda rótula plástica, debido a que este pórtico tiene pocos grados de hiperestaticidad por tratarse de un solo vano. Se forma el mecanismo de falla, porque se formaron rótulas en la sección de apoyo de las vigas (eje B) en dos entrepisos consecutivos, lo que cambia las condiciones de estabilidad de la columna, pues la misma tendrá el doble de la altura para la cual fue diseñada.

En la tabla VI.36 se presenta la posible secuencia de formación de rótulas plásticas en el pórtico 4, donde el mecanismo cinemático se producirá en el eje B al formarse dos articulaciones a ambos lados de la columna en dos niveles consecutivos, ocasionando el mismo efecto que el descrito para el pórtico 1.

Por otra parte, el mecanismo de colapso del pórtico B, consiste en la formación de tres rótulas plásticas en el elemento 12; la primera rótula plástica ocasiona la formación de la segunda por redistribución y ésta a su vez la tercera, tal como se aprecia en la tabla VI.37.

El $\Delta M_{\text{COLAPSO}}$ de cada uno de los pórticos en estudio, se muestra a continuación:

Pórtico 1: 41990 Kgf-m

Pórtico 4: 41835 Kgf-m

Pórtico B: 52016 Kgf-m

8.- Diagrama de Momentos de la Estructura Debido a Fuerza Sísmica Unitaria

Se determinó para los pórticos en estudio, el momento generado por una fuerza sísmica unitaria aplicada en el tope de la edificación y distribuida linealmente en cada piso, empleando para ello métodos aproximados, tal como se resume a continuación:

i) Se realizó el diagrama de cuerpo libre de cada uno de los entrepisos y se consideró la fuerza cortante (V) producida por el sismo unitario, aplicada en el punto de

inflexión del diagrama de momento de la columna (P_i), es decir, la mitad de la altura de la columna ($P_i = H/2$).

ii) Se determinó el momento en cada uno de los elementos del último nivel o tope, tal como se muestra:

* En las columnas y las vigas externas:

$$\sum M_{P_i} = 0$$

de la cual se obtiene:

$$M - V_{\text{Tope}} \cdot \frac{H}{2} = 0 \quad \longrightarrow \quad M_{\text{Tope}} = M_{\text{Ext.Tope}} = V_{\text{Tope}} \cdot \frac{H}{2}$$

dónde:

H = Altura del entrepiso.

V_{Tope} = Fuerza cortante en el tope de la edificación.

M_{Tope} = Momento actuante en la columna.

$M_{\text{Ext.Tope}}$ = Momento actuante en la viga externa.

* En las columnas de los vanos interiores:

$$M_{\text{Tope}} = V_{\text{Tope}} \cdot \frac{H}{2}$$

* En las vigas de los vanos interiores:

$$M_m = \frac{\sum M_{i,j} \cdot L_n}{L_n + L_m} \quad \text{y} \quad M_n = \frac{\sum M_{i,j} \cdot L_m}{L_n + L_m}$$

$$\sum M_{i,j} = M_j + M_i$$

dónde:

m, n = Índices que identifican dos vigas concurrentes a un mismo nodo, ubicadas de izquierda a derecha respectivamente.

iii) Se determinaron los momentos en los elementos de los pisos inferiores de la siguiente manera:

* En la columna externa:

$$\sum M_p = 0$$

$$M_j = V_j \cdot \frac{H}{2} \quad \longrightarrow \quad M_i = V_i \cdot \frac{H}{2} = 0$$

dónde:

V_j / M_j = Corte / Momento en el nivel p.

V_i / M_i = Momento en el nivel p – 1.

* En la Viga externa:

$$M_j + M_i = M_{VIGAExt.}$$

dónde:

$M_{VIGAExt.}$ = Momento en la viga externa.

* Para los elementos de los vanos interiores, los momentos vienen dados por las relaciones empleadas para los elementos del último nivel.

Por razones prácticas, no se han considerado las rigideces de los elementos en la distribución de los momentos, lo que introduce un margen de error en los resultados que no es apreciable.

Los valores obtenidos, se resumen en las tablas VI.38, VI.39 y VI.40.

Nivel	Elemento	Longitud (m)	V _{Unit.} (Kgf)	M _{sunit.} (Kgf - m)		
				A	B	C
1	1	7.80	2.50	4.81	0.00	4.81
2	2	7.80	2.25	4.05	0.00	4.05
3	3	7.80	1.75	2.79	0.00	2.79
Techo	4	7.80	1.00	1.01	0.00	1.01

Tabla VI.38: Momentos Producidos en el Pórtico 1 por el Sismo Unitario

Nivel	Elemento	Longitud (m)	V _{Unit.} (Kgf)	M _{sunit.} (Kgf - m)		
				A	B	C
1	1	7.40	2.50	2.41	0.00	1.08
	2	6.00		1.33	0.00	1.33
	3	7.40		1.08	0.00	2.41
2	4	7.40	2.25	2.03	0.00	0.91
	5	6.00		1.12	0.00	1.12
	6	7.40		0.91	0.00	2.03
3	7	7.40	1.75	1.39	0.00	0.63
	8	6.00		0.77	0.00	0.77
	9	7.40		0.63	0.00	1.39
Techo	10	7.40	1.00	0.51	0.00	0.23
	11	6.00		0.28	0.00	0.28
	12	7.40		0.23	0.00	0.51

Tabla VI.39: Momentos Producidos en el Pórtico 4 por el Sismo Unitario

Nivel	Elemento	Longitud (m)	V _{Unit.} (Kgf)	M _{sunit.} (Kgf - m)		
				A	B	C
1	1	8.60	2.50	1.60	0.00	0.80
	2	8.40		0.80	0.00	0.80
	3	8.40		0.80	0.00	0.80
	4	8.40		0.80	0.00	0.80
	5	8.60		0.80	0.00	1.60
2	6	8.60	2.25	1.35	0.00	0.68
	7	8.40		0.68	0.00	0.68
	8	8.40		0.68	0.00	0.68
	9	8.40		0.68	0.00	0.68
	10	8.60		0.68	0.00	1.35
3	11	8.60	1.75	0.93	0.00	0.47
	12	8.40		0.47	0.00	0.47
	13	8.40		0.47	0.00	0.47
	14	8.40		0.47	0.00	0.47
	15	8.60		0.47	0.00	0.93
Techo	16	8.60	1.00	0.34	0.00	0.17
	17	8.40		0.17	0.00	0.17
	18	8.40		0.17	0.00	0.17
	19	8.40		0.17	0.00	0.17
	20	8.60		0.17	0.00	0.34

Tabla VI.40: Momentos Producidos en el Pórtico B por el Sismo Unitario

9.- Índice de Vulnerabilidad Absoluta

Se determinó para cada uno de los pórticos en estudio, el Índice de Vulnerabilidad Absoluta o IVA, de acuerdo a lo explicado en el Capítulo V; obteniéndose los siguientes resultados:

Pórtico	M _u (Kgf - m)	ΔM _{colapso} (Kgf - m)	IVA
1	54301.33	41990.35	0.23
4	45448.12	41835.03	0.08
B	89964.53	52016.08	0.42

Tabla VI.41: Valores de IVA para los Pórticos en Estudio

De éstos valores se puede concluir que, el pórtico más vulnerable corresponde al B, pues se obtuvo para el mismo el mayor valor del IVA.

10.- Índice de Vulnerabilidad Relativa

Para cada uno de los pórticos en estudio, se determinó el Índice de Vulnerabilidad Relativa o IVR de acuerdo a lo planteado al respecto en el Capítulo V; obteniéndose los siguientes resultados:

Pórtico	F_{MSM} (Kgf)	ΔM_{colapso} (Kgf - m)	M_{Sunit} (Kgf - m)	F_H (Kgf)	IVR
1	18052.49	41990.35	4.05	11404.79	0.37
4	85205.20	41835.03	0.28	149946.34	-0.76
B	139722.05	52016.08	0.47	111862.53	0.20

Tabla VI.42: Valores de IVR para los Pórticos en Estudio

De los valores obtenidos, el más desfavorable es el que corresponde al Pórtico 1.

Los pórticos 4 y B no se consideran vulnerables debido a que son capaces de resistir fuerzas mucho mayores, que las esperadas según las normas para edificaciones sismorresistentes vigente (COVENIN 1756-98).

Del análisis de los resultados obtenidos, se puede decir que el pórtico más vulnerable a la acción de un sismo es el Pórtico 1, razón por la cual los índices de vulnerabilidad de la estructura son:

$$IVA = 0.23$$

$$IVR = 0.37$$

11.- Aplicación de los Correctivos

De acuerdo a la revisión de los planos y a la inspección ocular realizada, la estructura en estudio es irregular en elevación por la posible formación de columnas cortas, e irregular en planta por la presencia del volado en el pórtico 1, que puede incidir negativamente en la estabilidad de la estructura; por lo expuesto se aplicará un factor de incidencia en la vulnerabilidad $f_i = 0.40$.

Finalmente, el factor de mayoración (FM) será 1.40; valor éste que permite calcular los índices de vulnerabilidad corregidos, tal como se muestra:

$$IVA_{\text{CORREGIDO}} = (1.40 * 0.23) = 0.32$$

$$IVR_{\text{CORREGIDO}} = (1.40 * 0.37) = 0.52$$

De lo anterior, se puede deducir que la estructura es vulnerable ante la acción de un sismo, de magnitud igual a la establecida en la norma para edificaciones sismorresistente vigente, con un grado de vulnerabilidad de 0.52 en la escala de 0 a 1.

12.- Verificación de los Desplazamientos Laterales

Se verificó el cumplimiento del valor límite de desplazamiento lateral, establecido en la norma para edificaciones sismorresistentes COVENIN 1756-98, para aquellas edificaciones del **Grupo A** susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura (Tabla 10.1 de la citada norma). A continuación se presenta una tabla resumen de los cálculos realizados (Tabla VI.43)

Valor Límite establecido en la norma: $\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} = 0.012$

Piso	U₁ (cm)	U₂ (cm)	U₃ (cm)	U_T (cm)	δ_i / (h_i - h_{i-1}) (cm)
1	0.32	0.08	-0.01	0.330613729	0.0007
2	0.80	0.12	0.03	0.808244896	0.0018
3	1.20	0.00	0.01	1.199713904	0.0027
4	1.37	-0.10	-0.03	1.372124835	0.0030

Tabla VI.43: Desplazamiento Lateral por Piso del Pórtico 1

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

No puede decirse con certeza cual es el grado vulnerabilidad de una edificación, pues esta condición depende directamente de la magnitud del sismo y de las propiedades dinámicas de la estructura; incertidumbre ésta que se manifiesta en el hecho de que las normas han sido elaboradas en función de las experiencias adquiridas por sismos pasados. Cada vez que ocurre un nuevo fenómeno se revisan los códigos existentes y se establecen nuevos requerimientos.

Los índices que se han propuesto para cuantificar la vulnerabilidad sísmica de una estructura (IVA e IVR), permiten hacer comparaciones de la susceptibilidad a sufrir daños entre una edificación y otra con características similares, mas no proporcionan información que permita al analista concluir con precisión el grado de vulnerabilidad de la misma, pues éste depende directamente del conocimiento de la amenaza y de la capacidad de respuesta.

De acuerdo con la metodología planteada, el IVA se determina a partir de las condiciones de servicio, es decir que no se han tomado en cuenta los posibles incrementos de carga que se preveen al aplicar los factores de seguridad. Esto se hace así para conocer la capacidad real de la edificación en las condiciones que se encuentra; de este modo es posible hacer recomendaciones en cuanto a la sobrecarga máxima que admite la estructura, con el fin de reducir la vulnerabilidad.

Se pueden obtener valores de IVA e IVR muy diferentes entre sí para un mismo pórtico, es decir, un pórtico con un índice de vulnerabilidad absoluta muy pequeño pudiera tener un índice de vulnerabilidad relativa alto; esto se debe a que, si bien la estructura no es vulnerable para la excitación sísmica que produce el $\Delta M_{COLAPSO}$, puede serlo para la máxima sollicitación probable establecida en la norma.

La falta de datos de las edificaciones existentes, constituye una limitación e introduce incertidumbres en los resultados, pues, al no tener disponible la información básica

requerida, se deben hacer una serie de suposiciones que obligan a considerar ciertos factores, que finalmente inciden en la determinación de la vulnerabilidad.

Por otra parte, se pudo observar que la aparición de rótulas plásticas no cumple un orden determinado, por el contrario, este es aleatorio pues es función de la capacidad resistente de cada sección, la cual a su vez depende del área de acero de refuerzo y de la geometría de la misma.

En edificios muy altos, es frecuente la aparición simultánea de articulaciones en varias secciones de elementos que están ubicados en diferentes niveles, debido a que es práctica común de los proyectistas agrupar y hacer un solo diseño para conjuntos de vigas que tienen solicitaciones parecidas, con el fin de facilitar los procesos constructivos.

Debe considerarse adicionalmente el fenómeno de colapso incremental, pues aquellas edificaciones que hayan sido afectadas por un terremoto antes de la aplicación de esta metodología, pueden colapsar prematuramente si han entrado en el rango plástico bajo las solicitaciones que hayan introducido los sismos anteriores. Se deja abierta la investigación, a los fines de determinar la incidencia de este fenómeno en los índices propuestos, sabiendo que éste es consecuencia de la histéresis propia de los materiales no elásticos.

Si bien es práctica común en Venezuela, diseñar las vigas sub-reforzadas para garantizar la ductilidad de la sección, es posible encontrar elementos sobre-reforzados. El suponer secciones simplemente armadas en este procedimiento, permite al analista mantenerse del lado de la seguridad, pues el que una sección esté sobre-reforzada, implica una disminución de su ductilidad y por lo tanto un incremento de su vulnerabilidad, a no ser que se le haya agregado acero en compresión.

La metodología planteada en el presente trabajo, es de fácil comprensión y sencilla aplicación, ya que no requiere mayor conocimiento de la dinámica estructural, ni cálculos complicados. Además, con este método es posible obtener resultados aceptables de vulnerabilidad, dentro de las limitaciones planteadas anteriormente (falta de información básica y desconocimiento certero de la amenaza), pues engloba una serie de factores importantes que inciden en la respuesta de las estructuras ante eventos sísmicos.

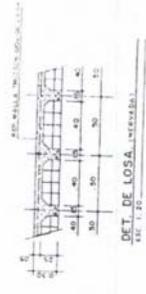
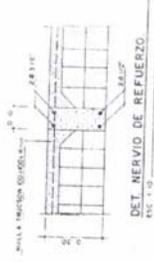
El valor del factor de reducción de respuesta (R), que se ha tomado en el ejemplo de aplicación de la metodología como 6, puede influir notablemente en el valor de los índices de vulnerabilidad determinados, ya que cualquier irregularidad que exista en la edificación o el incumplimiento de los requerimientos normativos de incidencia sismorresistente, pueden disminuir el valor de R hasta 1; lo que llevaría a clasificar a la edificación como vulnerable.

Se deja abierta la investigación a los fines de determinar con mayor exactitud la magnitud de los correctivos a aplicar en la metodología.

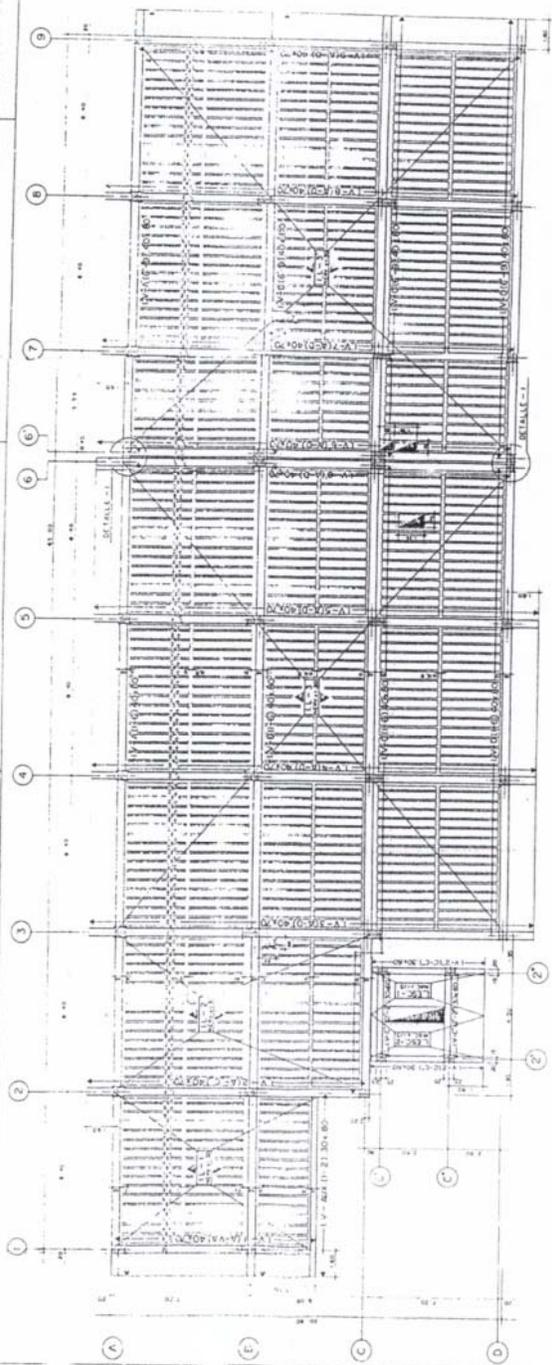
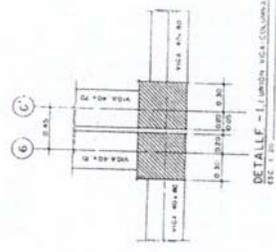
ANEXOS

**ANEXO I: PLANO DE PLANTA DEL LABORATORIO
DOCENTE DE LA FACULTAD DE CIENCIAS, U.C.V.**

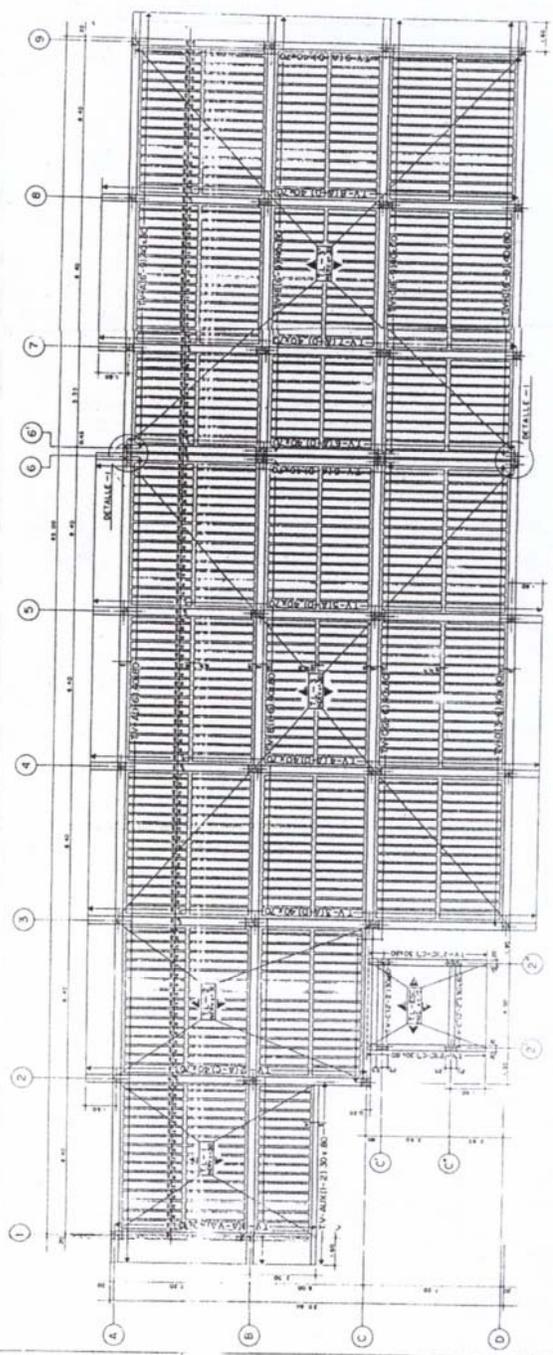
LOSAS
 TIPO 1 2 3
 11-1 11-2 11-3
 ESPESOR: 0.30 0.30 0.30
 N° DE PUNZAS DE ALAMBRE DE ACEROS 4 4 4
 INDICACION N° E. 220003 E. LOSA



MATERIALES:
 CONCRETO F_c = 2100 kg/cm²
 ACERO DE REFUERZO f_y = 4200 kg/cm²



ENMAGADO TIPO NIVELES 1, 2, 3.



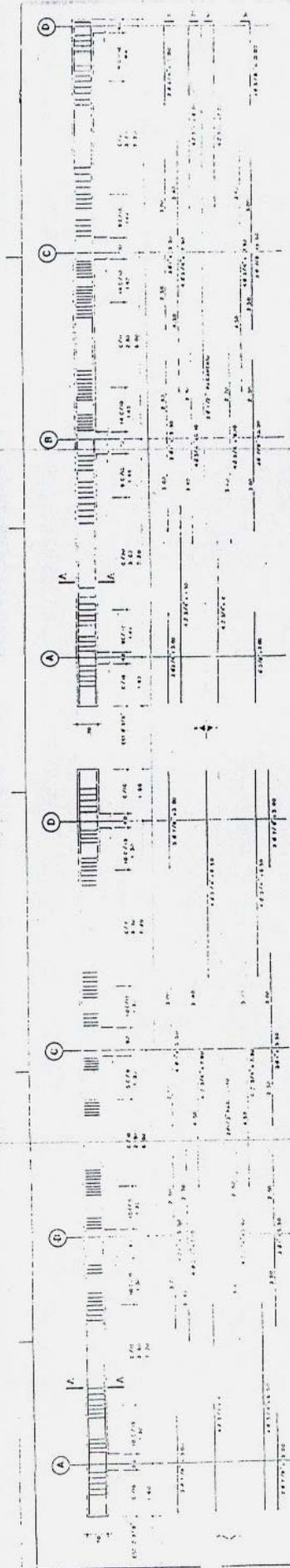
ENMAGADO PLANTA TECHO.



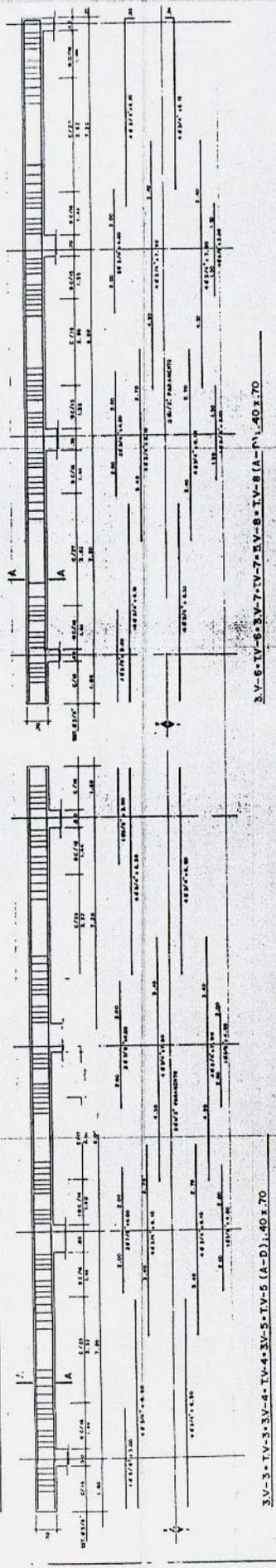
CONSTRUCTORA LUX S.R.L.
 AV. BOLIVAR, 100, N° 100
 CAROLINA, GUAYAS, VENEZUELA
 LABORATORIO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

**ANEXO II: PLANO DE DETALLES DE COLUMNAS DEL
LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE
CIENCIAS, U.C.V.**

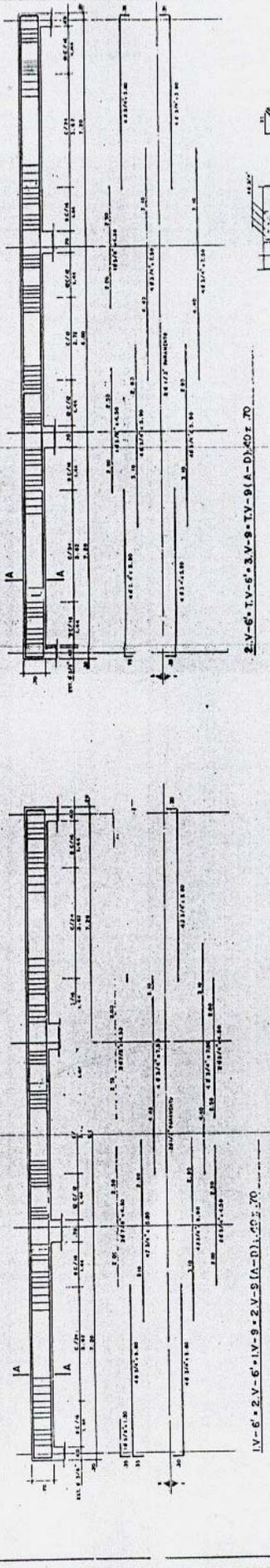
ANEXO III: PLANO DE DETALLES DE VIGAS Y SECCIONES DEL LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE CIENCIAS, U.C.V.



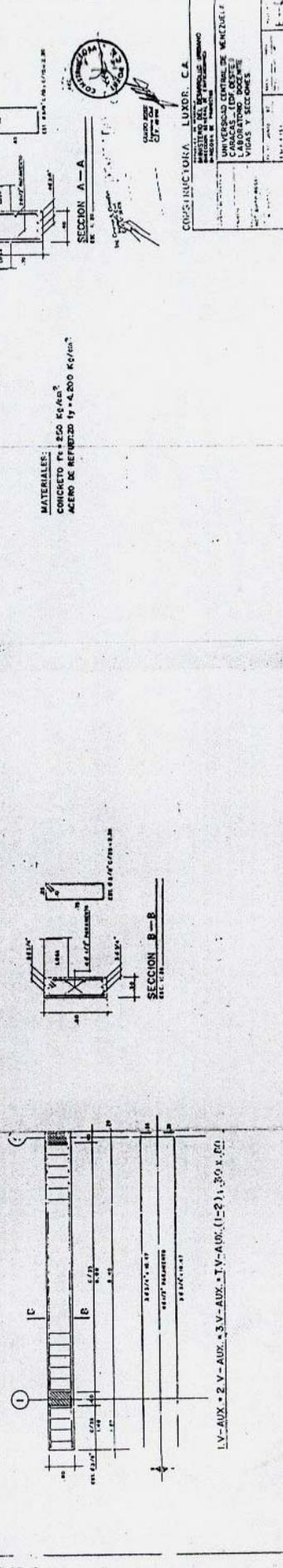
1V-3 = 2V-3-1V-4 + 2V-4-1V-5-2V-5 (A-D), 1.40 x 1.70



1V-6 = 2V-6-1V-7-1V-8-2V-8 (A-D), 1.40 x 1.70



3V-5 = 3V-3V-4-1V-4-3V-5-1V-5 (A-D), 1.40 x 1.70



1V-6 = 2V-6-1V-9-2V-9 (A-D), 1.40 x 1.70

MATERIALES:
 CONCRETO Fc = 250 Kg/cm²
 ACERO DE REFUERZO fy = 4,200 Kg/cm²

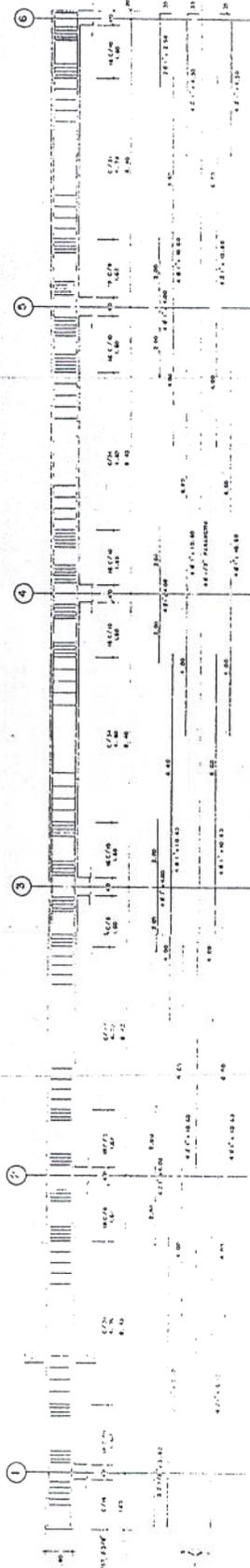


SECCION A-A
 DE 1.40 m

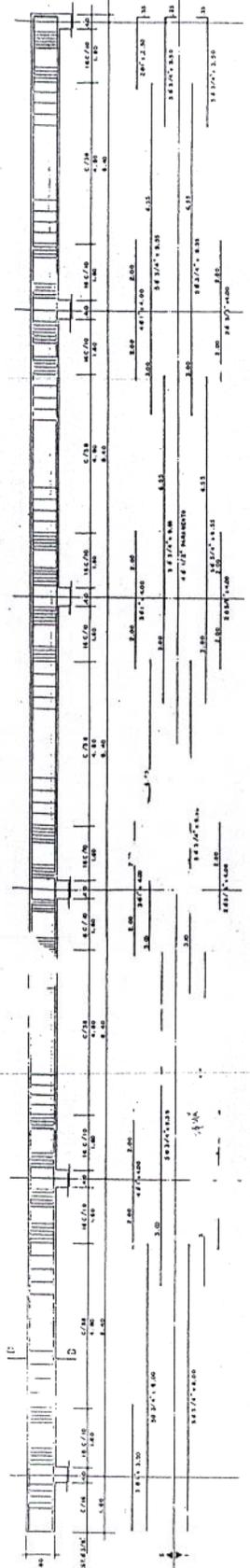
SECCION B-B
 DE 1.70 m

COMISIÓN INGENIERA LUXOR, C.A.
 INSTITUTO DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
 UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 LABORATORIO DE INVESTIGACIONES EN VIGAS Y SECCIONES

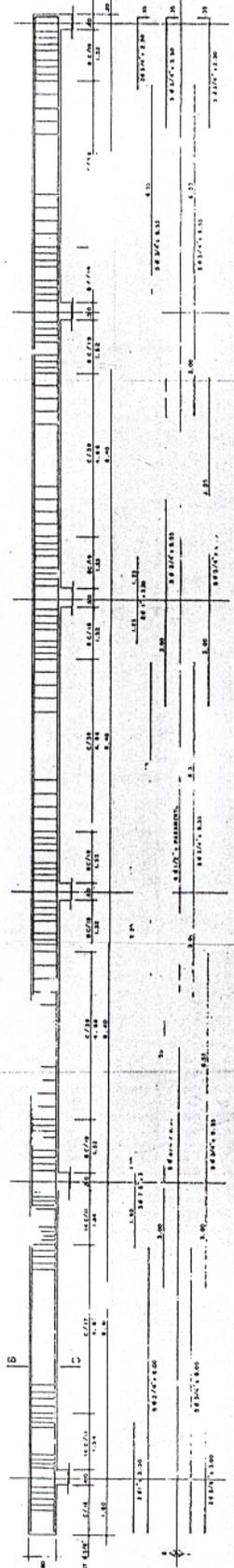
ANEXO IV: PLANO DE DETALLES DE VIGAS Y SECCIONES DEL LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE CIENCIAS, U.C.V.



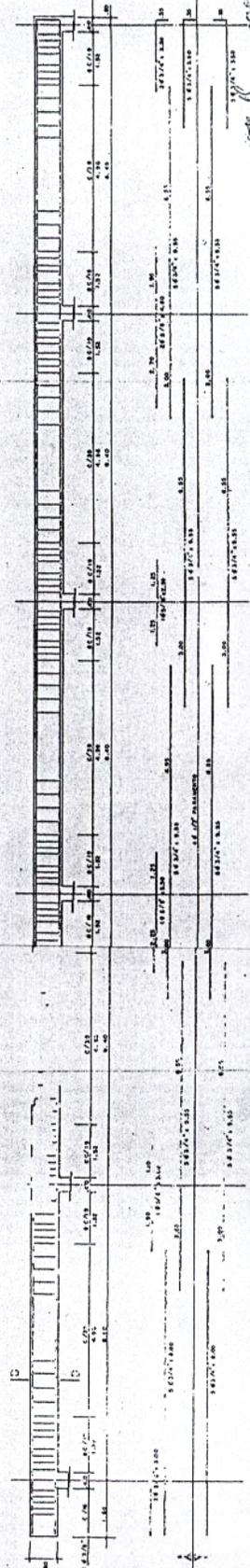
LV-B-2-V-B (1-C) 1.60 x 2.00



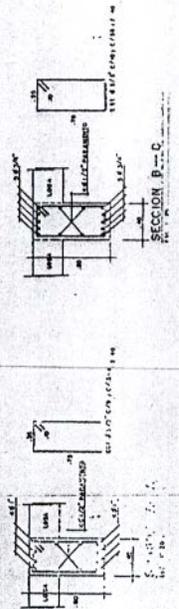
LV-B-2-V-B (1-B) 1.40 x 2.00



LV-A-2-V-A (1-C) 1.40 x 2.00



LV-A-2-V-A (1-B) 1.40 x 2.00

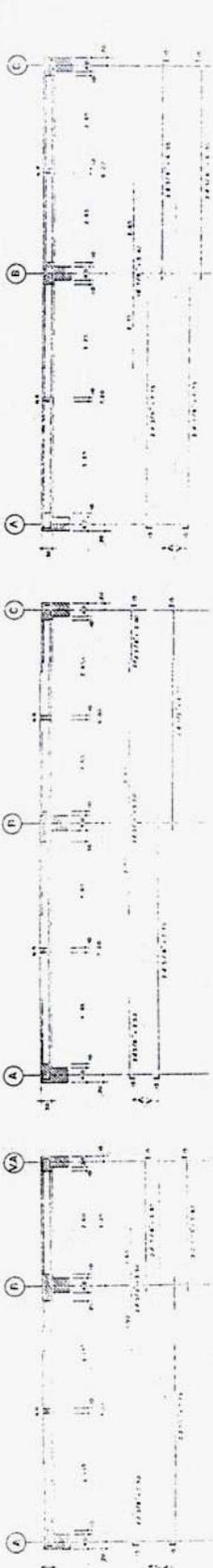


MATERIALES:
 CONCRETO f_{ck} = 250 kg/cm²
 ACERO DE REFUERZO f_y = 4,200 kg/cm²



CONSTRUCTORA LUPOR, S.A.
 INGENIEROS DE CARRERAS Y OBRAS PUBLICAS
 CALLES 10 y 11 DE OCTUBRE
 LABORATORIO DOCENTE

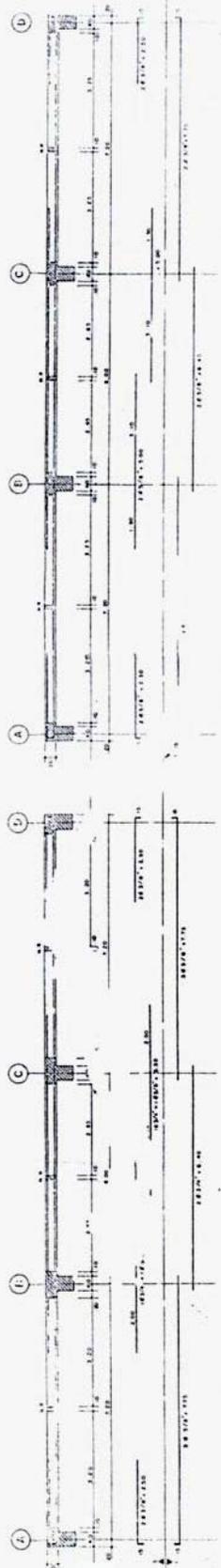
ANEXO V: PLANO DE DETALLES DE VIGAS Y SECCIONES DEL LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE CIENCIAS, U.C.V.



IL-1 (A-V-A), NEW, esp. 0.30

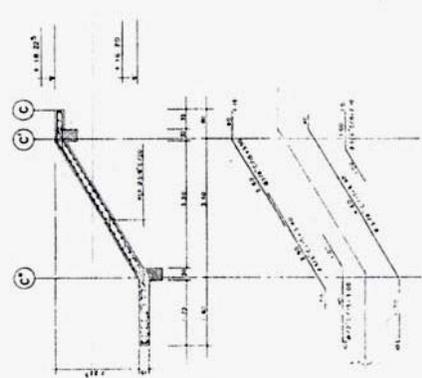
IL-2 (A-C), NEW, esp. 0.30

IL-3 (A-D), NEW, esp. 0.30

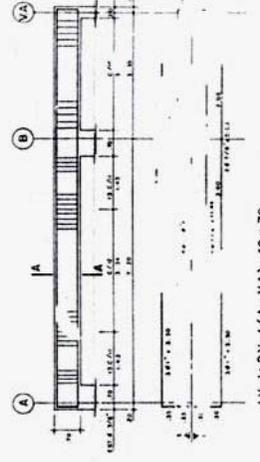


IL-2 (A-C), NEW, esp. 0.30

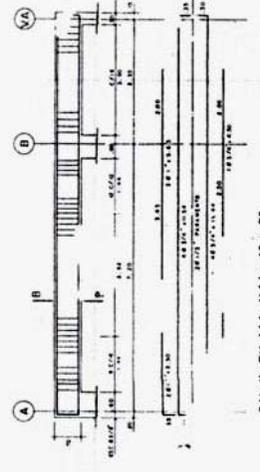
IL-3 (A-D), NEW, esp. 0.30



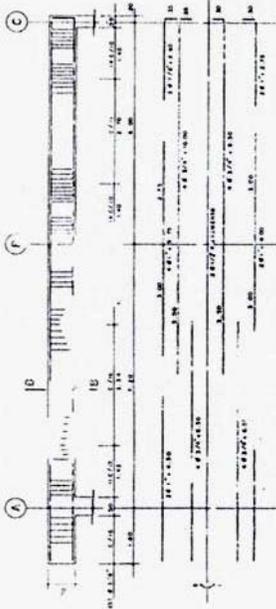
IL-4 (A-C), NEW, esp. 0.15



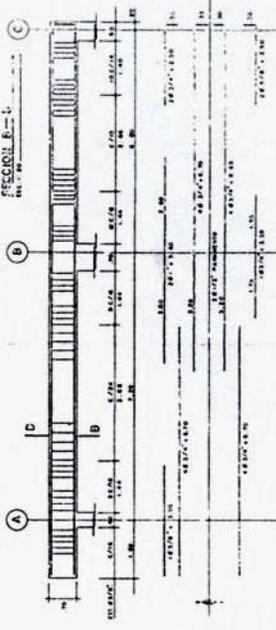
IV-1 (A-VA), 40 x 70



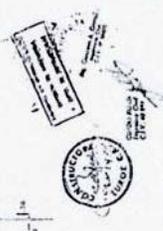
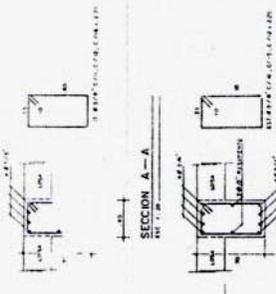
IV-2 (A-VA), 40 x 70



IV-3 (A-VA), 40 x 70



IV-4 (A-VA), 40 x 70



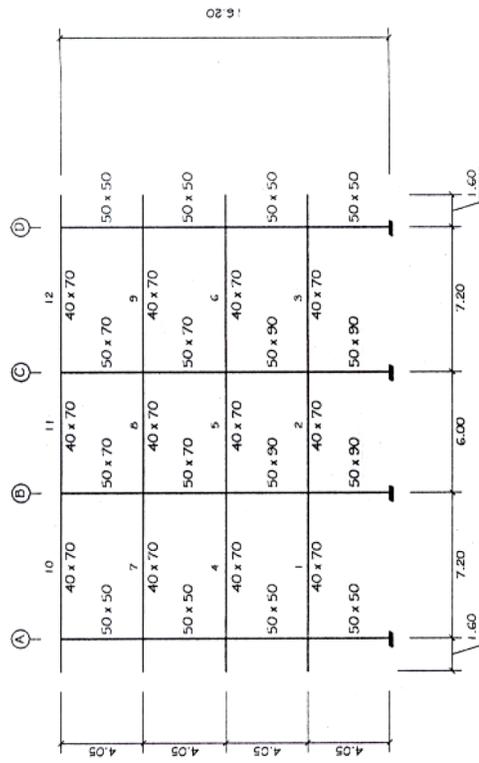
MATERIALES:
 CONCRETO Fc=250 kg/cm²
 ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm²

CONSTRUCTORA LUXOR, S.A.
 INGENIEROS CIVILES
 UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
 LABORATORIO NACIONAL
 LOS RIOS - PUERTO RICO

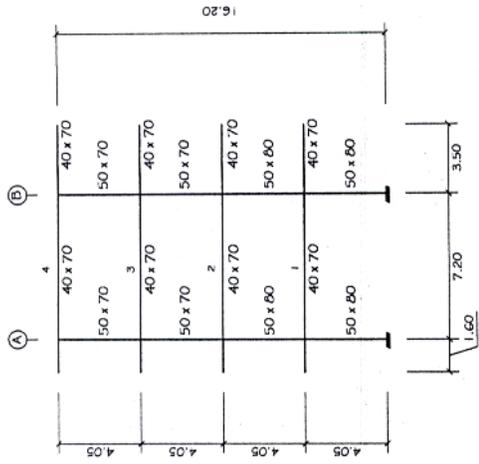
**ANEXO VI: PLANO DE DETALLES DE VIGAS Y LOSAS
DEL LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE
CIENCIAS, U.C.V.**

**ANEXO VII: DIMENSIONES DE LOS PÓRTICOS 1 Y 4
DEL LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE
CIENCIAS, U.C.V.**

PÓRTICO 4



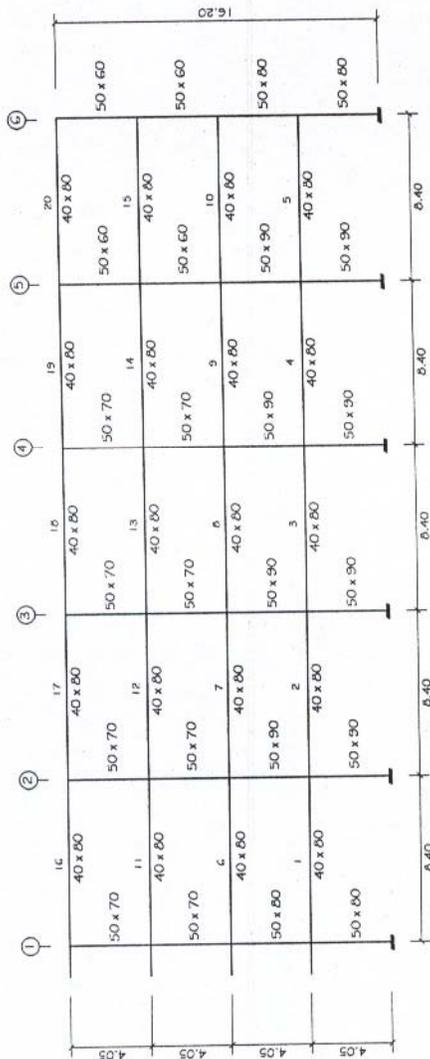
PÓRTICO 1



Universidad Central de Venezuela	
Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil.	
Ubicación: Laboratorio Docente Edificio Oeste, Facultad de Ciencias UCV, Pórticos 1 y 4.	
Tutor: Ing. Alonso Romero M.	Escala: 1:250
Tesis/Las: Rosano Fernández/ Ellys Núñez	Fecha: Octubre de 2.002

**ANEXO VIII: DIMENSIONES DEL PÓRTICO B DEL
LABORATORIO DOCENTE DE LA FACULTAD DE
CIENCIAS, U.C.V.**

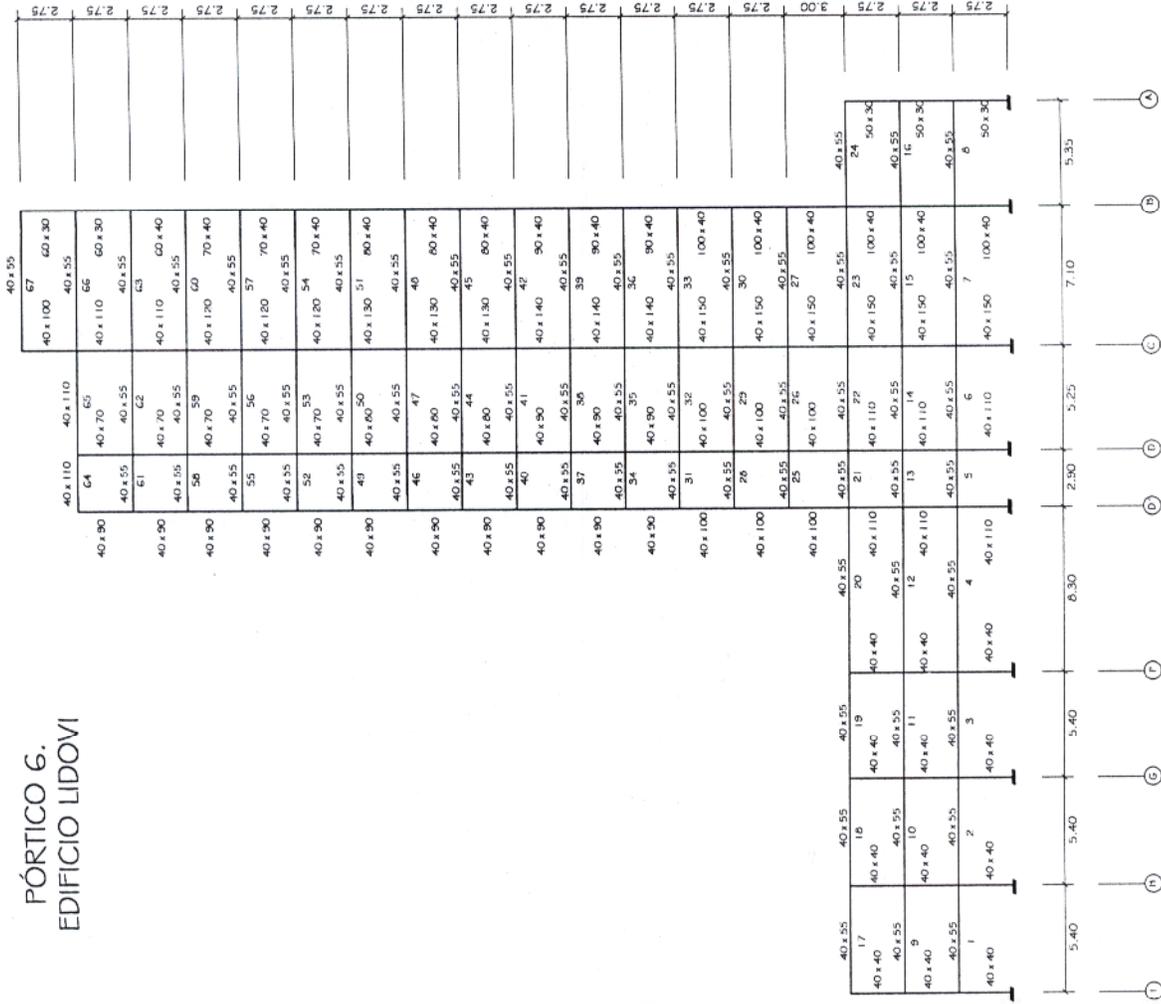
PÓRTICO B



Universidad Central de Venezuela Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil.	
Ubicación: Laboratorio Docente Edificio Oeste, Facultad de Ciencias UCV, Pórtico B.	
Tutor: Ing. Alonso Romero M.	Escala: 1:250
Tesistas: Rosano Fernández/ Ellys Núñez	Fecha: Octubre de 2002

**ANEXO IX: DIMENSIONES DEL PÓRTICO 6 DEL
EDIFICIO LIDOVI**

PÓRTICO 6.
EDIFICIO LIDOMI



Universidad Central de Venezuela
Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil.
Ubicación: Estado Miranda. Edificio LIDOMI - Pórtico 6
Tutor: Ing. Alonso Romero M. Escala: 1:250
Tesis: Rosano Fernández/
Ellys Núñez Fecha: Octubre de 2.002

ANEXO X: TABLAS DE LA NORMA PARA EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES COVENIN 1756-98, EMPLEADAS EN LA APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

CAPITULO 4

ZONIFICACIÓN SÍSMICA

4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN

A los fines de la aplicación de esta Norma, el país ha sido dividido en ocho zonas. Estas se indican en el Mapa de la Figura 4.1 y en la Tabla 4.2. La zonificación de regiones adyacentes a embalses de más de 80 metros de altura se regirá por estudios especiales.

4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO

Los parámetros que caracterizan los movimientos de diseño dependen de las condiciones geotécnicas locales definidas en el Capítulo 5. El coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona se da en la Tabla 4.1. El coeficiente de la aceleración vertical, se tomará como 0.7 veces los valores de A_0 dados en la Tabla 4.1.

TABLA 4.1

VALORES DE A_0

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

TABLA 4.2 (Cont.)

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
BARINAS	<p>Zona 4: Municipios: Alberto Arvelo Torrealba, Municipio Cruz Paredes, Bolívar, y Áreas al Noroeste de los Municipios Ezequiel Zamora, Antonio José de Sucre, Peraza, Barinas y Obispos, limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara-Boconoito, unos 10 km. al sureste de ésta.</p> <p>Zona 3: Resto del Estado, excluidas las áreas en Zona 4 y el Municipio Arismendi.</p> <p>Zona 2: Municipio Arismendi.</p>
BOLÍVAR	<p>Zona 3: Municipios: Caroní, Padre Pedro Chien, y Área del Municipio Piar al Norte del paralelo 8° N.</p> <p>Zona 2: Municipio Heres, Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, Roscio y El Callao, ubicadas al Norte del paralelo 7° N, y Área del Municipio Piar al Norte de paralelo 7° N y al Sur del paralelo 8° N.</p> <p>Zona 1: Municipio Gran Sabana, y Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, José Tadeo Monagas, Piar y El Callao ubicadas al Sur del paralelo 7° N.</p> <p>Zona 0: Resto del Estado</p>
CARABOBO	<p>Zona 5: Municipios: Guacara, San Diego, Naguanagua, Montalbán, Miranda, Los Guayos, Juan José Mora, Puerto Cabello, Bejuma, Sari Joaquín, Diego Ibarra, Lago de Valencia, y Áreas de los Municipios Valencia y Libertador al Norte del paralelo 10° N.</p> <p>Zona 4: Municipio Carlos Arvelo, y Áreas de los Municipios, Valencia y Libertador al Sur del paralelo 10° N.</p>
COJEDES	<p>Zona 4: Municipios: Anzoategui, San Carlos, Lima Blanco, Falcón.</p> <p>Zona 3: Municipios: Girardot, Ricaurte, Rómulo Gallegos, Tinaco, Pao de San Juan Bautista.</p>
DELTA AMACURO	<p>Zona 5: Municipios: Pedernales, Tucupita, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas en el Delta al Norte del Río Orinoco.</p> <p>Zona 4: Municipio Casacoima, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del Río Orinoco.</p> <p>Zona 3: Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del paralelo 8° N.</p>
DTO. FEDERAL	<p>Zona 5: Todo el Distrito.</p>

CAPITULO 5

FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN

Esta Norma considera cuatro formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación.

5.1 SELECCIÓN DE LA FORMA ESPECTRAL Y DEL FACTOR ϕ

La selección de la forma espectral y el factor ϕ se hará con arreglo a la Tabla 5.1.

TABLA 5.1 FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S2^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese **S4**.

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H$.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese **S3**.

TABLA 6.1

FACTOR DE IMPORTANCIA

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

6.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

A los fines de la aplicación de esta Norma, se distinguen los tres niveles de diseño que se especifican en la Sección 6.2.1.

6.2.1 NIVELES DE DISEÑO

NIVEL DE DISEÑO 1

El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

NIVEL DE DISEÑO 2

Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

NIVEL DE DISEÑO 3

Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

TABLA 6.4
FACTORES DE REDUCCIÓN R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

- (1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75
- (2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura
- (3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

- (1) Para muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta acero-concreto, úsese 5.0

TABLA 7.1
VALORES DE T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

TABLA 7.2
VALORES DE T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

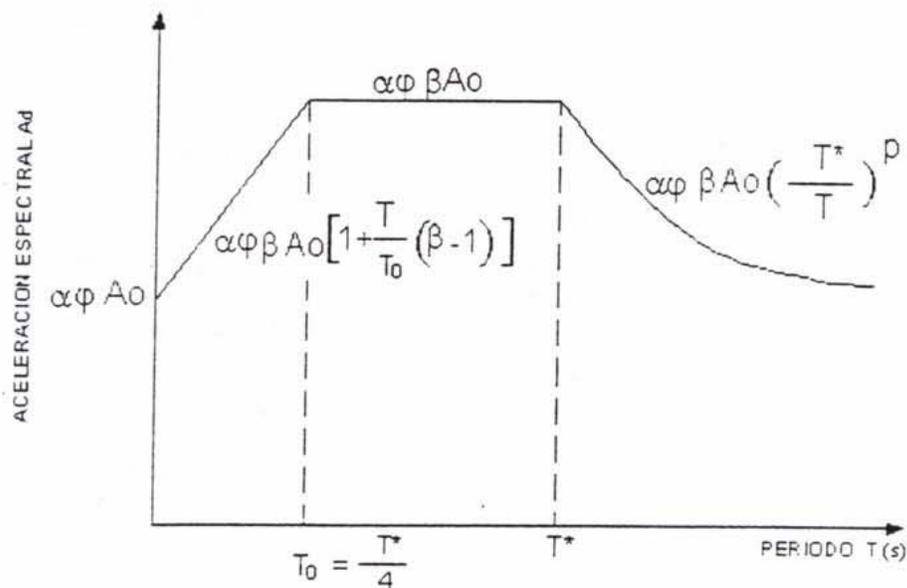


FIGURA 7.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO (R=1)

BIBLOGRAFÍA

- A -

- I. ACI (American Concrete Institute), *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)*, Detroit, U.S.A 1997.
- II. AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica), *Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84*, Santa Fé de Bogotá, Colombia 1984.
- III. Aguiar F. Roberto, *Fuerzas Sísmicas en los Países Bolivarianos*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, España 2000.
- IV. AIS, *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98*, Santa Fé de Bogotá, Colombia 1984.
- V. Angeletti P. y Gavarini C., “Assessing Seismic Vulnerability in View of Developing Cost-Benefit Ratio for Existing Reinforced Concrete Buildings in Italy, Proceeding of the Eight World Conference on Earthquake Engineering, 8WCEE”, San Francisco, U.S.A. 1984.
- VI. Arias A. Gustavo, *Análisis Sísmico Estático de Edificios, con Aplicación a Microcomputadores*, Ediciones Vega, Caracas, Venezuela 1984.

- VII. Arnal A. Henrique y Barboza Eudio O., *Diseño Antisísmico de Edificios*, Editorial Texto, Caracas, Venezuela (sin fecha).
- VIII. Arnal Henrique y Epelboim Salomón, *Manual para el Proyecto de Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones*, MINDUR, Fundación Juan José Aguerrevere, Colegio de Ingenieros de Venezuela, Caracas 1985.
- IX. ATC (Applied Technology Council), *Disposiciones Tentativas para Desarrollar Códigos Sísmicos para Edificios (ATC-3-06) y Comentario*, Traducción realizada por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Santa Fe de Bogotá, Colombia 1979.

- B -

- X. Bazán E. y Meli R., *Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa - Grupo Noriega Editores, México 2001.

- C -

- XI. Caicedo César, Barbat Alex y otros, *Vulnerabilidad Sísmica de Edificios*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Barcelona, España 1994.
- XII. Calavera, José, *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón*, 2 Tomos, Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC), Madrid, España 1999.

- XIII. Cardona Omar D., “Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones y Centros Urbanos”, VII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente – IX Jornadas Estructurales, Bogotá, Colombia 1991.
- XIV. COVENIN, *Norma Venezolana, Edificaciones Antisísmicas*, 1756 – 80 82, MINDUR, FUNVISIS, Ministerio de Fomento, Caracas, Venezuela 1982.
- XV. COVENIN, MINDUR, *Norma Venezolana, Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño*, 1753 – 87, Ministerio de Fomento, Caracas, Venezuela 1987.
- XVI. COVENIN, *Norma Venezolana, Edificaciones Sismorresistentes*, 1756 – 98, MINDUR, FUNVISIS, Ministerio de Fomento, Caracas, Venezuela 1998.

- D -

- XVII. *Diccionario Enciclopédico Océano*, Volúmenes 1, 2 y 3, Grupo Editorial Océano, Barcelona, España 1987.

- E -

- XVIII. *Enciclopedia Barsa*, Tomo 14, Encyclopaedia Británica Publishers, México 1979 (1° Edición año 1957).
- XIX. *Enciclopedia Microsoft Encarta 2000*, Microsoft, U.S.A. 2000.
- XX. Estrada U. Gabriel, *Edificaciones Antisísmicas*, Compañía Editorial Continental, México 1975.

- F -

- XXI. Fratelli María G., *Estructuras Sismo-Resistentes*, Ediciones Unive, Caracas, Venezuela 1999.

- G -

- XXII. Grases G. José, López Oscar A., Hernández Julio J., *Edificaciones Sismorresistentes, Manual de Aplicación de las Normas*, FONDUR, Caracas, Venezuela 1984.
- XXIII. Grases G. José, “Peligro Sísmico con Fines de Ingeniería”, Boletín Técnico Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Volumen 32 N° 2, Caracas, Venezuela 1994.
- XXIV. Guevara P. Luisa T., Artículo: “Tenga en Cuenta los Aspectos de Diseño Arquitectónico que Afectan la Sismorresistencia de las Edificaciones”, (sin más referencia).

- H -

- XXV. Hurtado Jacqueline, *Metodología de la Investigación Holística*, 2da. Edición, SYPAL, Instituto Universitario de Tecnología de Caripito, Caracas, Venezuela 1998.

- L -

- XXVI. Lafuente M., Genatios C. y otros, *Desastres Sísmicos, Escenarios, Seguridad y Prevención en Ciudades de Países en Desarrollo*, Centro de Ingeniería Sísmica (CESIS) e Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), Caracas, Venezuela 2000.
- XXVII. López Oscar A., Castilla Enrique y otros, *Contribuciones Recientes a la Ingeniería Estructural y Sismorresistente*, Sociedad Venezolana de Métodos Numéricos en Ingeniería (SVMNI), Caracas, Venezuela 1994.
- XXVIII. López Oscar A. y Bonilla Ricardo, “Índice de Daño Sísmico por Entrepiso para Pórticos de Concreto Reforzado”, Boletín Técnico Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Volumen 36 N° 1, Caracas, Venezuela 1998.

- M -

- XXIX. Malaver Alfonso, “Sismos Destruidores en Venezuela en el Período 1970-1990”, Boletín Técnico Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Volumen 33 N° 3, Caracas, Venezuela 1995.
- XXX. *Manual de Evaluación de la Capacidad Sísmica de Edificios en la Ciudad de México*, Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal, México (sin fecha).
- XXXI. Marín Joaquín, *Dinámica de Estructuras, Apuntes de Clases del Profesor Simón Lamar*, Publicaciones de la Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, 1969.

- O -

- XXXII. Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Organización Mundial de la Salud (OMS), “Mitigación de Desastres en las Instalaciones de Salud. Aspectos de Ingeniería”, Volumen 4, Washington D.C., U.S.A. 1993.
- XXXIII. Organización Panamericana de la Salud (OPS) y Organización Mundial de la Salud (OMS), “Guías para la Mitigación de Riesgos Naturales en las Instalaciones de la Salud de los Países de América Latina”, Programa de preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre, Washington D.C., U.S.A. 1992.
- XXXIV. Osers Rodolfo, *Flujogramas para el Cálculo de Concreto Armado*, Caracas, Venezuela 1988.

- P -

- XXXV. Park R. y Paulay T., *Estructuras de Concreto Reforzado*, Limusa - Grupo Noriega Editores, México 1994.
- XXXVI. Porrero Joaquín y otros, *Manual del Concreto*, Sidetur, Caracas, Venezuela 1996.

- R -

- XXXVII. Rivera de U. Angela y Torres B. Rafael A., “Estudio de Daños Originados a las Iglesias de la Ciudad de Mérida por la Acción de los Terremotos de 1812 y 1894”, Boletín Técnico Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Volumen 35 N° 1, Caracas, Venezuela 1997.

- T -

- XXXVIII. Torres B. Rafael A., “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Templos con Valor Histórico”, Memorias de las Ponencias Presentadas en el Curso Internacional: Protección del Patrimonio Construido en Zonas Sísmicas, Comisión de Estudios de Postgrado de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela, Caracas 1999.

- Otras Referencias -

http://rai.ucuenca.edu.ec/proyectos/sismica/proy_genesc.htm

<http://www.espe.edu.ec/publicaciones/investigativas/monografia/monografia17.htm>

http://165.158.1.110/spanish/ped/mitz_anexo.pdf

<http://165.158.1.110/spanish/ped/mit3-capitulo2.pdf>

http://ainsuca.javeriana.edu.co/geofisico/documentos/2001_IBER_BAR_001.pdf

http://omega.ilce.edu.mx:3000/sites/ciencia/volumen1/ciencia2/34/html/sec_10.htm

http://www.geocities.com/dc_tachira/sismos.html

<http://www.rescate.4t.com/relacion.html>

<http://www.rescate.4t.com/recuento.html>

<http://celeste.ciens.ula.ve/sismhis/resumenes/zomarfil.htm>

http://sipan.inictel.gob.pe/ceresis/proyect/adobe_venezuela/venezuela.htm

<http://www.el-mundo.es/aula/laminas/terremotos.pdf>

http://cns.igp.gob.pe/reportes/tipos_sismogr/sismografos/images/inst10.jpg

<http://cns.igp.gob.pe/sismologia/medidas.htm>

<http://cns.igp.gob.pe/sismologia/fig7.htm>

<http://cns.igp.gob.pe/terrem:prev/terremotos/preguntas.htm>

<http://metis.javeriana.edu.co/digit/geo/barranca2.html>

<http://www.angelfire.com/nt/terremotos>

http://www.estrelladigital.es/010625/articulos/mundo/apoyo_terremoto.htm

<http://www.infocentros.org/sv/terremotos/>

<http://www.conicyt.cl/explora/noticias/terremoto/inicio.html>

http://www.mipunto.com/punto_clima/09terremotos.jsp

<http://www.gldss7.cr.usgs.gov/neis/qed/qed.html>

<http://www.monografias.com/trabajos3/sismo/sismo.shtml>

<http://teleonce.spiderlink.net/sismos.htm>

<http://cse.ssl.berkeley.edu/lessons/indiv/davis/hs/spanishearhquakes.html>

http://lobocom.es/~princesa/terr_ind.html

http://www.atlaslatinoamerica.org/usos_impac/des_nat.htm

<http://www.reconstruir.org/sv/publicaciones/lared/libro2.txt/cajaherramientas.htm>

<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Cuaderno1/Ch3.html>

<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Cuaderno1/Ch4.html>

<http://www.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/Fotos/fl.htm>

<http://www.geotecnico.com/sismologia/1magnitud.htm>

<http://www.aldeaeducativa.com/aldea/tareas2.asp?wich687>

http://www.constru.web.co/Guias/Guia_PCA/Guia_Ingenieria_Estructu_MetVulnerab.htm

<http://150.185.68.200/cgi-bin/Sari/Sari>

http://www.padb.org/sds/doc/env_BID-CEPAL-S.pdf

http://nisee.berkeley.edu/eqiis_earthquakes.html

<http://www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali.html>

<http://www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/tablas.html>