



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS

**EVALUACION SISTEMATIZADA MULTINIVEL DE LA SEGURIDAD
ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JOEL ARAGON CARDENAS

TUTOR PRINCIPAL
DR. OSCAR ALBERTO LOPEZ BATIZ
CENTRO NACIONAL DE PREVENCION DE DESASTRES

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla

Secretario: Dr. Roberto Gómez Martínez

Vocal: Dr. Oscar Alberto López Bátiz

1^{er.} Suplente: M.I. Octavio García Domínguez

2^{d o.} Suplente: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante

Lugar donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, México, D.F.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Oscar Alberto López Bátiz

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Alcances	2
1.3 Metodologías de evaluación de edificaciones.	2
1.4 Clasificación de las metodologías de evaluación de edificaciones.	3
1.4.1 Métodos empíricos.	3
1.4.2 Métodos analíticos o mecánicos.	5
2. REVISIÓN DE TRABAJOS PREVIOS	7
2.1 Evaluación de edificaciones existentes	7
2.1.1 Trabajos basados en matrices de probabilidad de daño.	7
2.1.2 Trabajos basados en índices de vulnerabilidad o daño.	8
2.1.3 Métodos basados en curvas de vulnerabilidad	10
2.1.4 Métodos basados en mecanismos de colapso	11
2.1.5 Métodos basados en espectros de capacidad.	13
2.1.6 Métodos basados en desplazamiento	17
2.2 Evaluación de edificaciones post-sismo.	19
3. PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN MULTINIVEL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES	29
3.1 Clasificación de los diferentes niveles de evaluación	29
3.1.1 Nivel de evaluación básico	30
3.1.2 Nivel de evaluación intermedio	30
3.1.3 Nivel de evaluación detallado	30
3.1.4 Nivel de evaluación avanzado	31
3.2 Información necesaria y descripción de la misma	31
3.3 Algoritmos de evaluación	34
3.3.1 Nivel de evaluación básico	35
3.3.2 Nivel de evaluación intermedio.	39
3.3.2.1 Estructuras de mampostería	42
3.3.2.2 Estructuras de concreto reforzado.	43
3.3.2.3 Estructuras metálicas.	45
3.3.3 Nivel de evaluación detallado	46

CONTENIDO

3.3.3.1 Estructuras de mampostería	47
3.3.3.2 Marcos de concreto reforzado	50
3.3.3.3 Estructuras de acero	52
3.3.4 Nivel de evaluación avanzado	53
3.4 Evaluación de la seguridad estructural post-sismo	57
4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN.	63
4.1 Estructura de mampostería	63
4.1.1 Evaluación básica	65
4.1.2 Evaluación intermedia.	65
4.1.3 Evaluación detallada	66
4.1.4 Evaluación avanzada	67
4.2 Estructuras de concreto reforzado	67
4.2.1 Evaluación básica	68
4.2.2 Evaluación intermedia	69
4.2.3 Evaluación detallada	70
4.2.4 Evaluación avanzada	71
4.3 Estructura de acero.	72
4.3.1 Evaluación básica	73
4.3.2 Evaluación intermedia	74
4.3.3 Evaluación detallada	74
4.3.4 Evaluación avanzada.	76
4.4 Análisis de resultados	76
4.4.1 Estructuras de mampostería	77
4.4.2 Estructuras de concreto reforzado	77
4.4.3 Estructuras de acero.	78
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	79
5.1 Conclusiones generales	80
5.2 Recomendaciones	81
6. REFERENCIAS	82
ANEXO 1. AJUSTE DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO DE CFE PARA LA ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.	
ANEXO 2. HOJAS DE CÁLCULO Y LISTADO DE LOS PROGRAMAS DE EVALUACION DE EN LENGUAJE FORTRAN 90.	

1. Introducción

Una estructura durante su vida útil estará sometida a numerosos eventos de tipo sísmico, por lo que se deben atender con cierto rigor los requisitos de diseño sísmico y construcción de las edificaciones; así como tomar medidas preventivas que puedan reducir al mínimo la vulnerabilidad en edificios existentes ante el embate de algún sismo. Esto último hace necesario contar con herramientas que sean capaces de evaluar, de manera confiable, las condiciones de daño de una estructura como producto de un evento sísmico, así como evaluar su vulnerabilidad antes de un evento de esta naturaleza.

Estos métodos de evaluación de estructuras se han venido desarrollando en muchos países a partir de la ocurrencia de sismos de gran magnitud, evolucionando constantemente con cada nuevo evento.

Nuestro país, al estar ubicado en una zona de alta sismicidad, ha resentido las consecuencias de grandes eventos sísmicos, uno de los cuales ocurrió en 1985 y que evidenció la falta de una metodología para la evaluación de estructuras de manera rápida y confiable después de un terremoto. Recurriéndose en ese entonces a especialistas expertos en estructuras que generaron diferentes formatos y propusieron métodos de evaluación, además de contar con la asesoría de otros países que ya tenían experiencia en el tema. Los métodos propuestos involucraban formatos y protocolos de reconocimiento de daño en estructuras, enfocándose en la identificación de edificios inseguros, estableciendo una base de la cual partir para propuestas posteriores.

La evaluación de la seguridad estructural de un inmueble toma una gran importancia debido a que a partir de los resultados obtenidos de ella, se tomarán las decisiones para reparar, reforzar o reestructurar un edificio a fin de reducir su vulnerabilidad antes de un sismo o rehabilitarlo en el caso de un edificio que sufrió daño producto del mismo.

1.1 Objetivos

En el presente trabajo se plantea un método teórico de evaluación de la seguridad estructural de inmuebles existentes sustentado en el análisis de la capacidad resistente de un edificio y su comportamiento ante sismo con base en su marco de diseño y sus características mecánicas.

La evaluación se realizará comparando parámetros numéricos representativos de las condiciones físicas de una estructura y de las solicitaciones impuestas por la acción de un sismo, proponiendo diferentes métodos analíticos para tratar que se apliquen criterios objetivos y homogéneos a la definición del estado de seguridad de un inmueble. El principal objetivo de la propuesta de evaluación es presentar una metodología de evaluación que de manera automatizada dé una idea confiable del estado que guarda un inmueble cuando se requiera conocer sus características de vulnerabilidad.

1.2 Alcances

El universo de edificaciones existente en nuestro entorno inmediato es tan vasto, que no es sencillo definir un procedimiento único para realizar una evaluación de la seguridad de una estructura, además de las dificultades que implica recabar información en campo debido a la presencia de acabados, mobiliario y otras circunstancias, el problema adquiere una complejidad adicional.

No obstante, existen ciertas características generales que comparten la mayoría de los inmuebles en cuanto al tipo de materiales, el uso del inmueble o en los requerimientos impuestos por las normas y reglamentos de construcción que pueden ser valorados para establecer ciertos parámetros generales, como el área de los elementos estructurales, que tomen en cuenta estos aspectos dentro de una evaluación de seguridad estructural.

De este modo, la propuesta de elaborar un método de evaluación se restringe a aquellos edificios considerados regulares dentro del marco del reglamento de construcciones del Distrito Federal, así como a aquellos inmuebles construidos con materiales de uso común como concreto, mampostería o acero, sin contemplar las combinaciones de estos tipos estructurales.

1.3 Metodologías de evaluación de edificaciones.

La metodología para la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras puede ser de gran importancia para la mitigación de riesgos antes de la ocurrencia de un evento o después para la identificación de aquellas estructuras que puedan poner en riesgo inminente a sus usuarios. También puede ser útil para establecer las bases para la selección de los métodos de reparación y rehabilitación de las estructuras dañadas o con deficiencias estructurales para soportar el evento de diseño.

Los métodos empleados para la evaluación de la vulnerabilidad son muy variados, pero en general la mayoría se ve influenciado por los siguientes factores:

- Naturaleza y objetivo del estudio.
- Información disponible.
- Características de la estructura en estudio.
- Metodología de evaluación empleada.
- Resultado esperado.
- Destinatario de la información.

Desde el punto de vista del cálculo del riesgo ante un determinado fenómeno natural, para seleccionar un método de evaluación se debe tener en cuenta si se llevará a cabo una evaluación general para un conjunto de edificaciones en una determinada región o únicamente para un edificio en particular.

Entre las características de la estructura que se deben tener en cuenta durante la evaluación de un inmueble se encuentran:

La **tipología** del edificio, que se refiere a las características geométricas y a la distribución de los elementos estructurales de una edificación las cuales pueden ser comunes a un grupo de edificios, de este modo se podrían formar categorías de edificios con características similares. En cuanto a un conjunto cualquiera de edificios, las características de los mismos dentro de un área de estudio pueden ser tan variadas que en una misma manzana se pueden encontrar viviendas, comercios y edificios de uso industrial cada uno con sus peculiaridades, lo cual es de importancia para la evaluación debido a la interacción que puede existir entre edificios vecinos.

Las **prácticas constructivas** aplicadas en un inmueble son un aspecto que puede modificar la vulnerabilidad a un edificio, ya que varían de una región a otra y afectan directamente las características mecánicas de la estructura, lo que hace importante identificarlas de manera clara.

1.4 Clasificación de las metodologías de evaluación de edificaciones.

Existen varias clasificaciones de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, la mayoría están definidas con base en la información disponible de las estructuras a evaluar, además toman en consideración los diferentes tipos y niveles de procedimientos analíticos o empíricos necesarios para llegar a una estimación del estado de las edificaciones.

En el presente trabajo se presenta la clasificación realizada por Calvi y Pinho (Calvi, G.M., et al. 2006), según la cual los diferentes métodos para la evaluación de la vulnerabilidad pueden ser diferenciados de acuerdo al método que se emplee para la evaluación en dos grandes categorías: empíricos y analíticos.

En los procedimientos empíricos se relaciona el daño presente en la estructura con una escala de daño sugerida por expertos basados en la observación del comportamiento, durante un sismo, de edificaciones similares para conocer los esfuerzos producidos en la estructura y así producir las estadísticas post-sismo. Mientras que en los procedimientos analíticos esta escala de daño se construye a través del cálculo de las propiedades mecánicas de un edificio para un determinado estado límite de daño también calculado a partir de las sollicitaciones demandadas por el evento sísmico.

1.4.1 Métodos empíricos.

Son métodos basados en la experiencia previa sobre el comportamiento de diferentes tipos de edificaciones durante un sismo y la identificación de las características que dan vulnerabilidad a una estructura, se emplean cuando se tiene muy poca información y para evaluaciones preliminares.

Existen dos tipos principales de métodos empíricos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, basados en el daño observado después de un sismo, los cuales son las matrices de probabilidad de daño y las funciones de vulnerabilidad.

Matrices de probabilidad de daño, son tablas que expresan en forma numérica la probabilidad de llegar a un determinado nivel de daño debido a un sismo de magnitud conocida, según la tipología estructural del edificio. Es un método directo debido a que existe una relación directa entre el tipo de estructura y el daño observado. La obtención

de las matrices requiere la recolección de información estadística de daño generado por sismo en sitios con iguales condiciones para una gran cantidad de eventos.

En muchos casos no se toma en consideración la incertidumbre existente en las ecuaciones que relacionan los parámetros iniciales utilizados con el movimiento del suelo real. Por ejemplo cuando las aceleraciones máximas instantáneas son utilizadas en la obtención de la vulnerabilidad definida empíricamente, no se toma en cuenta las relaciones entre el contenido de frecuencia de los sismos y el periodo de vibración de los edificios.

Índices de vulnerabilidad, se basan en la inspección de los principales elementos estructurales y no estructurales, y después de haber identificado y caracterizado las causas de vulnerabilidad sísmica, se determina el estado del inmueble a partir niveles de daño que previamente han sido definidos por expertos en la materia, contemplando diversos parámetros estructurales y a través de algunos cálculos estructurales simplificados.

Los modelos de daño generalmente están basados en parámetros estructurales físicamente fáciles de identificar y capaces de describir la evolución del daño en determinados puntos de la estructura, y cuya combinación permita cuantificar el daño global del sistema estructural. Por lo general esto se realiza cuantificando las relaciones demanda-capacidad de alguno de los componentes de la estructura, o a través de parámetros que miden la energía disipada por la estructura durante la incidencia de un sismo.

Curvas continuas de vulnerabilidad son representaciones gráficas de las relaciones existentes entre un parámetro representativo del movimiento del suelo y el daño esperado en la estructura, para diferentes tipos de edificaciones. Estas pueden obtenerse de forma analítica a partir de las observaciones realizadas en estructuras existentes después de un sismo, obteniendo diferentes relaciones entre los datos asociados a las características del movimiento y el daño. Se dividen a su vez en funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad.

Funciones de vulnerabilidad, son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la relación media entre el daño esperado y el parámetro que representa la intensidad del movimiento sísmico, de acuerdo a la tipología de la estructura. Estas pueden ser obtenidas a partir del ajuste numérico de un conjunto de observaciones de daños para diferentes tipologías estructurales o generadas a través de un proceso de simulación numérica.

Curvas de fragilidad, expresan mediante una función de probabilidad acumulada, la probabilidad de alcanzar o superar un determinado nivel de daño para un tipo de edificio sujeto a diferentes niveles del parámetro de intensidad representativo del sismo.

Métodos de filtrado, son métodos que plantean diferentes niveles de evaluación dependiendo de la información necesaria para realizar la calificación de la estructura y del daño presente en las mismas, esto debido a la importancia de identificar aquellos edificios con posibilidad de daño ante futuros sismos, además que para evaluaciones post sísmicas permiten identificar aquellos inmuebles que pueden representar un riesgo para

sus usuarios. Por lo general, estas metodologías no se conforman de un solo método de evaluación, sino que constan de varios procedimientos disponibles para estimar el comportamiento sísmico de un edificio incrementando el grado de refinamiento según aumenta el nivel de evaluación de daño.

Estos métodos requieren la obtención de la información de los parámetros de la estructura que se consideran de mayor influencia en su vulnerabilidad, como puede ser: la edad del edificio, la geometría y disposición de los elementos estructurales del edificio en planta y elevación, el tipo de cimentación, estado de conservación y las propiedades de los materiales. La capacidad de los edificios se representa con el valor de un índice, que mide alguna característica de la estructura como por ejemplo la resistencia o ductilidad, la cual se compara contra la demanda solicitada por el sismo y si resulta más baja que esta última es necesario un análisis estructural más detallado para una mejor evaluación de la vulnerabilidad del inmueble; de otro modo el edificio puede ser calificado como “seguro”.

El uso de esta clase de métodos tiene un papel importante al momento de dar prioridad a los edificios que serán reparados; sin embargo, el empleo de estos métodos en modelos de riesgo sísmico a gran escala está limitado por la necesidad de considerar individualmente a los edificios, aspecto que lo hace costoso y lento; sin embargo la información que se llega a obtener de este tipo de procedimientos resulta de la mayor certidumbre para un estudio de riesgo o de susceptibilidad de daño.

1.4.2 Métodos analíticos o mecánicos.

Estos métodos describen detalladamente los algoritmos de evaluación de la vulnerabilidad con un significado físico, permiten realizar estudios detallados con mayor exactitud y ponderaciones más confiables de las características del sismo y los edificios. Entre este tipo de métodos están los siguientes:

Curvas y matrices de daño obtenidas analíticamente. Estas curvas y matrices se obtienen de análisis computacionales para solventar algunas de las desventajas de los métodos empíricos. Para la obtención de las curvas o matrices se deben seleccionar en primer lugar los parámetros que caracterizarán el sismo a que se someterá el modelo computacional. Posteriormente se debe definir los niveles de daño y los criterios de identificación de los mismos. Finalmente se realizan el análisis del modelo para obtener los datos estadísticos que servirán para la construcción de las curvas de vulnerabilidad o las matrices de probabilidad de daño.

Métodos basados en el mecanismo de colapso: muchas propuestas recientes utilizan multiplicadores de colapso calculados a partir de los conceptos mecánicos para determinar si un mecanismo de colapso se va a formar y así poder determinar el tipo y nivel daño esperado; estos procedimientos han sido particularmente aplicados a edificios de mampostería (D’Ayala y Speranza, 2002) y concreto reforzado (Cosenza et al., 2005).

Métodos basados en espectros de capacidad: en este tipo de métodos el comportamiento de una estructura puede evaluarse primero obteniendo una estimación de la respuesta sísmica del edificio y después una estimación del daño a partir de los parámetros máximos de respuesta estructural. Es decir que la estimación del daño se hace a partir de las ordenadas del espectro de respuesta, sea este de desplazamiento, velocidad o aceleración.

En estos métodos una de las simplificaciones más empleadas resulta el uso de los sistemas de un grado de libertad para obtener la respuesta sísmica de edificios reales, lo cual tiene como principal desventaja que estos sistemas no toman en cuenta la contribución de los modos superiores de vibración.

Métodos basados en desplazamiento: son métodos que tratan a la estructura en su totalidad, utilizan los desplazamientos de los entrepisos como indicador fundamental de daño y la representación espectral de un sismo como demanda. Estos procedimientos también modelan las estructuras de múltiples grados de libertad como sistemas de un solo grado y se consideran diferentes perfiles de desplazamiento de acuerdo al mecanismo de falla o al perfil de desplazamiento asociado a un estado límite de daño, mientras se emplean las propiedades geométricas y mecánicas de las estructuras de un determinado tipo de edificios.

2. Revisión de trabajos previos

Durante la segunda parte del siglo XX y la primera década del siglo XXI, en varios países se han propuesto diversos procedimientos para evaluación del nivel de seguridad de las edificaciones. De manera similar a como ocurre en el caso de los reglamentos de diseño y construcción posterior a la ocurrencia de un sismo, los planteamientos de revisión de la seguridad de las edificaciones se han ido modificando a partir de las primeras propuestas surgidas en la década de 1960. Aunado al estudio y revisión de edificaciones dañadas por la incidencia de sismo, considerando el estado del conocimiento surgido a partir de resultados de investigación analítica y experimental, también se han planteado diversos procedimientos para evaluar el nivel de seguridad de las edificaciones existentes, independientemente de que se haya presentado o no un evento perturbador; estos últimos procedimientos permiten determinar el nivel de vulnerabilidad que presenta una estructura ante el sismo máximo probable.

A continuación se presentan algunos trabajos realizados al respecto de la evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificios existentes así como la estimación de la resistencia de edificios dañados producto de un sismo. Se ha tratado de respetar la clasificación presentada por Calvi, Pinho et al. (2006) y al mismo tiempo intentar agrupar las metodologías según se empleen para la evaluación de estructura antes de un sismo o una vez que ha ocurrido el sismo y se ha presentado daño en la estructura.

2.1 Evaluación de edificaciones existentes

2.1.1 Trabajos basados en matrices de probabilidad de daño.

En 1973, Whitman y sus colaboradores presentaron un método de evaluación de edificaciones basado en matrices de probabilidad de daño. En esta propuesta el nivel de daño tanto estructural como no estructural está dado en función de la magnitud del sismo. La matriz de probabilidad de daño presentada por Whitman, relaciona para una tipología estructural dada, la probabilidad de alcanzar un determinado nivel de daño de acuerdo a una intensidad de sismo esperada. De este modo se tendrán matrices semejantes a la tabla 2.1 para diferentes tipologías estructurales.

Tabla 2.1 Matriz de Probabilidad de Daño propuesta por Whitman et al. (1973)

Nivel de daño	Daño estructural	Daño no estructural	% daño	Intensidad de sismo				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	Ninguno	Ninguno	0-0.05	10.4				
1	Ninguno	Menor	0.05-0.3	16.4	0.5			
2	Ninguno	Localizado	0.3-1.25	40.0	22.5			
3	Imperceptible	Generalizado	1.25-3.5	20.0	30.0	2.7		
4	Menor	Sustancial	3.5-4.5	13.2	47.1	92.3	58.8	14.7
5	Sustancial	Extensivo	7.5-20		0.2	5.0	41.2	83.0
6	Mayor	total	20-65					2.3
7	Edificio desahuciado		100					
8	Colapso		100					

En la matriz de la tabla 2.1 se presentan las probabilidades de ocurrencia de daño para 9 niveles de daño (desde ningún daño al Colapso) definidos a su vez para 5 intensidades de sismo esperadas (de V a IX). Estos niveles de daño se definen a partir del daño

estructural y no estructural esperado en la edificación, de este modo para las combinaciones de daño estructural y no estructural mostradas corresponde un porcentaje de daño global en la estructura representado por los rangos de porcentaje mostrados en la columna de porcentaje de daño, la probabilidad de que este daño ocurra para una intensidad de sismo esperada está plasmado bajo la columna de intensidad sísmica correspondiente. Así por ejemplo para el tipo de edificio de la tabla 2.1 la probabilidad de que se presente daño entre el 3.5 y el 4.5% para un sismo de intensidad VIII es del 58.8%.

En sus trabajos de 2001 y 2004 los investigadores Giovinazzi y Lagomarsino propusieron un método que define las funciones de probabilidad de daño con base en la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98), un ejemplo de este método se puede ver en la tabla 2.2. La escala del EMS-98 asigna una calificación al daño como poco, mucho o máximo, para 5 grados de daño asociados a las intensidades sísmicas del V al XII de acuerdo a seis diferentes clases de vulnerabilidad decreciente de A la más vulnerable a F la menos vulnerable, lo que requiere de conocer las características que hacen vulnerable a una estructura y entonces clasificarla dentro de una de estas seis clases de vulnerabilidad.

Tabla 2.2 Ejemplos de modelo de daño para las vulnerabilidades clase B como se presenta en el EMS-98

Intensidad de sismo	Grado de daño				
	1	2	3	4	5
V	Poco				
VI	Mucho	Poco			
VII		Mucho	Poco		
VIII			Mucho	Poco	
IX				Mucho	Poco
X					Mucho
XI					Máximo
XII					

Como se observa las matrices son muy incompletas y vagas por lo que se requiere suponer distribuciones y aplicar teorías probabilísticas para llenar los huecos de las mismas.

En 1982 Braga et al. realizaron una propuesta de evaluación de edificaciones basada en este tipo de matrices a partir de datos obtenidos de edificios dañados después del sismo de Irpina de 1980. Algunas propuestas recientes han actualizado las matrices originales de Braga; por ejemplo, en su trabajo de 2005, Di Pasquale et al. cambió la escala sísmica utilizada en la matriz a la escala de Mercalli, debido a que en Italia los datos existentes están basados en esta intensidad.

Las matrices basadas en el juicio y opinión de expertos fueron introducidas por primera vez en el documento “Datos sobre Evaluación de Daño Sísmico para California” del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-13, 1985). Para lo cual se solicitó a un grupo de más de 50 ingenieros especialistas en sismo que estimaran los valores del factor de daño para diferentes magnitudes de la escala de Mercalli y 36 clases de edificios.

2.1.2 Trabajos basados en índices de vulnerabilidad o daño.

En cuanto a procedimientos que se basan en el cálculo de un índice de vulnerabilidad utilizados para la evaluación de estructuras existentes tenemos por ejemplo el método desarrollado en 1993 por el Grupo Nacional para la Defensa de los Terremotos (GNDT)

de Italia que cuenta con un enorme soporte de datos observados sobre daños sísmicos en edificios de terremotos recientes ocurridos en Italia. El método permite, identificar las características que hacen vulnerable a una estructura a través de la evaluación de un índice de vulnerabilidad, y también evaluar los daños ocasionados por sismo.

Para la evaluación del índice de vulnerabilidad, el método propone 11 parámetros dependientes del tipo de edificación a los que se les asigna una calificación entre A (óptimo) y D (desfavorable) según está calificación, cada parámetro cuenta con un coeficiente de importancia relativa que ha sido ponderado por expertos. El índice de vulnerabilidad obtenido frecuentemente es normalizado a valores entre 0 y 100, donde 0 representa los edificios menos vulnerables y 100 a los más vulnerables. De este modo, el índice representa una medida del grado de vulnerabilidad de la edificación que puede ser correlacionado con otros indicadores como el grado de daño obtenido como consecuencia de un sismo determinado.

El índice de vulnerabilidad para cada edificio se evalúa utilizando la ecuación (2.1)

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (2.1)$$

Donde: K_i es la calificación asignada al parámetro i , entre A (óptimo) y D (desfavorable); W_i es un coeficiente de ponderación que corresponde a la importancia del parámetro de acuerdo a la calificación de expertos.

Los registros históricos de sismos ocurridos son utilizados para calibrar las funciones de vulnerabilidad a fin de relacionar el índice de vulnerabilidad con un factor de daño global de los edificios con la misma tipología, dada una intensidad sísmica o aceleración máxima del suelo. Este factor de daño va de 0 a 1 y define la razón entre el costo de reparación y el costo de reemplazo. En la figura 2.1 se muestra la relación factor de daño (d) – Aceleración Máxima del Suelo para diferentes valores del índice de vulnerabilidad.

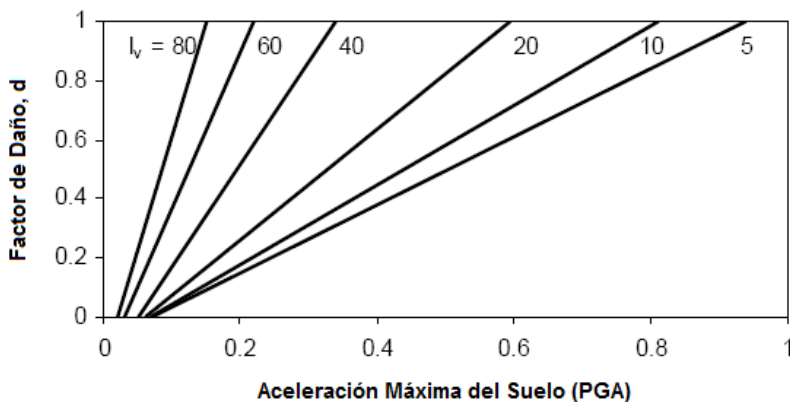


Figura 2.1 Funciones de vulnerabilidad que relacionan el factor de daño (d) y la aceleración máxima del suelo (PGA) para diferentes valores del índice de vulnerabilidad I_v (Guagenti y Petroni, 1989)

Otro método basado en el cálculo del índice de daño es el propuesto por Park y Ang este modelo hace la combinación lineal del daño debido a comportamiento inelástico y el daño debido a la historia de deformaciones para un elemento estructural, ecuación (2.2).

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (2.2)$$

Donde: δ_m , deformación máxima observada; δ_u , deformación última del elemento; P_y , resistencia a la fluencia del elemento; $\int dE_h$, energía histerética absorbida por el elemento durante la historia de la respuesta; β , parámetro constante del elemento, definido de manera determinista para cada tipo de sistema estructural y cada tipo de material.

Según las propuestas emanadas de los trabajo de Ang, los índices de daños globales son un promedio ponderado de los índices de daño locales, ecuaciones (2.3) a (2.6)

$$D_{Piso} = \sum (\lambda_i)_{elemento} (D_i)_{elemento} \quad (2.3) \quad (\lambda_i)_{elemento} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{elemento} \quad (2.4)$$

Siendo D_{piso} el índice de daño correspondiente a un nivel o piso, $(D_i)_{elemento}$ el índice de daño correspondiente a un elemento componente i del piso, $(\lambda_i)_{elemento}$ es el peso asignado al componente i del piso. E_i es la energía disipada en el elemento componente i y $\sum E_i$ es la suma de las energías disipadas en todos los elementos constituyentes de un piso.

$$D_{Total} = \sum (\lambda_i)_{Piso} (D_i)_{Piso} \quad (2.5) \quad (\lambda_i)_{Piso} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{Piso} \quad (2.6)$$

Análogamente D_{Total} es el índice de daño correspondiente a la estructura, $(D_i)_{piso}$ el índice de daño correspondiente al nivel o piso i , $(\lambda_i)_{piso}$ es el peso asignado al piso i . E_i es la energía disipada en el piso i y $\sum E_i$ es la suma de las energías disipadas en todos los pisos de la estructura.

2.1.3 Métodos basados en curvas de vulnerabilidad

Sibghal y Kiremidjian en 1996 desarrollaron curvas de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño para diferentes tipologías de estructuras de concreto reforzado. Las probabilidades de daño estructural se determinaron con un análisis dinámico no lineal para un conjunto de diferentes movimientos del suelo. En la elaboración de las matrices se utilizó la escala de magnitud de Mercalli, mientras que para las funciones de fragilidad se empleó un espectro de aceleración.

Para los análisis no lineales emplearon muchos edificios con características estructurales aleatorias sometidos a un conjunto de registros históricos de sismo correspondientes a una aceleración sísmica espectral dada. Los resultados de estos análisis fueron empleados para calcular un índice global de daño, el cual mediante un análisis estadístico llevó a la evaluación de las probabilidades de diferentes niveles de daño y de ahí a la evaluación de las funciones de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

Dumova y Jovanoska han elaborado curvas de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño para edificios de concreto reforzado construidos en la región de Skopje, Macedonia. Estas relaciones sísmicas daño-intensidad fueron obtenidas por medio del

modelado analítico de edificios de concreto reforzado representativos, aplicando un análisis dinámico no lineal con un conjunto de 240 registros sísmicos artificiales. El daño a las estructuras fue medido utilizando el índice de daño propuesto por Park y Ang y los correspondientes umbrales de los estados límite de daño.

Por otro lado Rossetto y Elnashai construyeron curvas de comportamiento para edificios en Europa y aplicaron la metodología del espectro de capacidad para obtener el punto de comportamiento que fue entonces correlacionado con el estado de daño por medio de una escala de daño calibrada según los datos experimentales. Este procedimiento se repitió utilizando el espectro de aceleración-desplazamiento de muchos registros del movimiento del suelo, tomando en cuenta la incertidumbre en las características estructurales del edificio, llegando así a la obtención de curvas de vulnerabilidad basadas en desplazamiento.

Se han propuesto funciones de vulnerabilidad alternativas, generalmente con distribuciones normales, las cuales no utilizan la aceleración máxima del suelo para caracterizar el movimiento del suelo sino que este se relaciona con la aceleración espectral o el desplazamiento espectral en el periodo fundamental de vibración elástica, esto último ha sido un importante desarrollo ya que significa que se está tomando en cuenta la relación entre el contenido de frecuencia del suelo y el periodo fundamental de vibración del edificio, en general se obtienen curvas de vulnerabilidad que muestran una mejorada correlación entre el movimiento del suelo y el daño, ver figura 2.2.

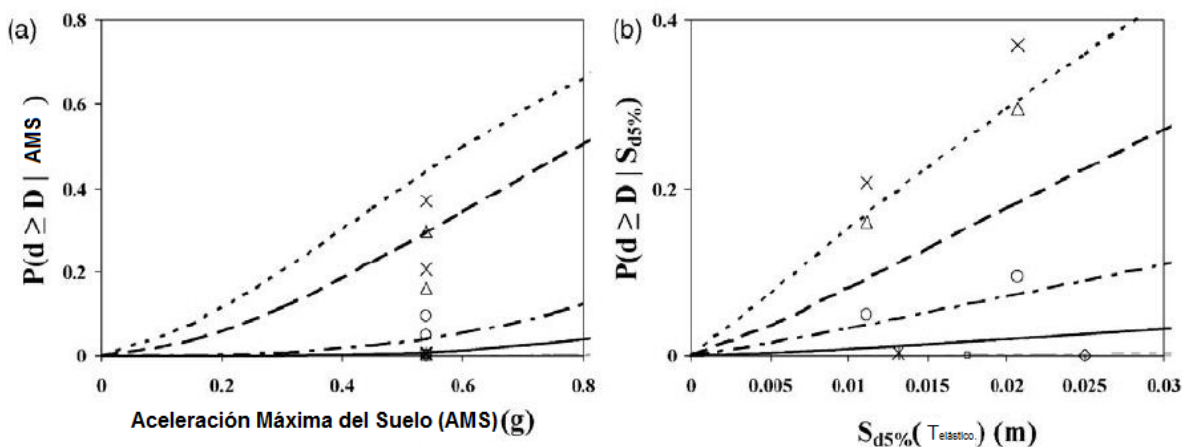


Figura 2.2 Ejemplo de la diferencia en la distribución de la vulnerabilidad para diferentes parámetros del movimiento del suelo: (a) aceleración máxima del suelo (b) desplazamiento espectral para el periodo elástico fundamental; ambos gráficos elaborados para observaciones realizadas en edificios de poca y mediana altura dañados durante el sismo de Aegion (Grecia) de 1995 (Rossetto y Elnashai, 2003)

2.1.4 Métodos basados en mecanismos de colapso

Entre los métodos basados en mecanismos de colapso, muchas propuestas recientes utilizan factores calculados a partir de conceptos mecánicos para determinar si se formará un mecanismo de falla y que tipo de daño ocurrirá.

Uno de estos métodos es el conocido como VULNUS, que está enfocado a la evaluación de edificios históricos de mampostería sin refuerzo usando la teoría y definiciones de factores de colapso propuesto por Bernardini et al. 1990, donde se definieron varios factores, uno para el comportamiento de los muros en su plano (I_1) con falla por cortante en la planta baja, otro para el comportamiento fuera del plano como la relación de la resistencia a cortante en el plano (I_2) y un tercer factor que es la suma ponderada de varios factores de vulnerabilidad parciales (I_3), la probabilidad de exceder determinado nivel de daño, basado en la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98) es una función de los parámetros antes mencionados.

El factor I_1 está definido como la relación de la resistencia a cortante en el plano del sistema de muros contra el peso total del edificio. Esto puede ser calculado considerando la resistencia a cortante de los muros en la planta baja, así como el área total de los mismos (densidad de muros).

El factor de colapso (I_2) para ponderar el comportamiento fuera del plano se obtuvo de la relación de la resistencia a flexión fuera del plano del muro externo crítico (más débil) contra el peso total del edificio.

Finalmente, después del cálculo de los dos factores anteriores, se obtiene el valor de un tercer índice I_3 , el cual es la suma ponderada de los resultados de siete factores de vulnerabilidad parciales cuyos valores van de 0 (bueno) a 45 (pobre), el valor de cada uno de los factores considerado para el cálculo del índice I_3 depende de la importancia relativa de cada uno de los factores considerados.

El Método de Identificación del Mecanismo de Falla y Evaluación de Vulnerabilidad (FaMIVE) es otro procedimiento basado en factores de colapso, cuyo objetivo es la evaluación de la vulnerabilidad de edificios históricos. El mecanismo de falla más probable se define, tanto para la falla en el plano como para la falla fuera del plano, calculando el factor de carga o factor de colapso a través de un método estático equivalente. Se supusieron un gran número de posibles mecanismos de colapso fuera del plano; para cada mecanismo de colapso se calculó la capacidad de cortante equivalente de la fachada del edificio en consideración, aquel con la capacidad menor se identificó como el mecanismo con la mayor probabilidad de ocurrencia, ver figura 2.3.

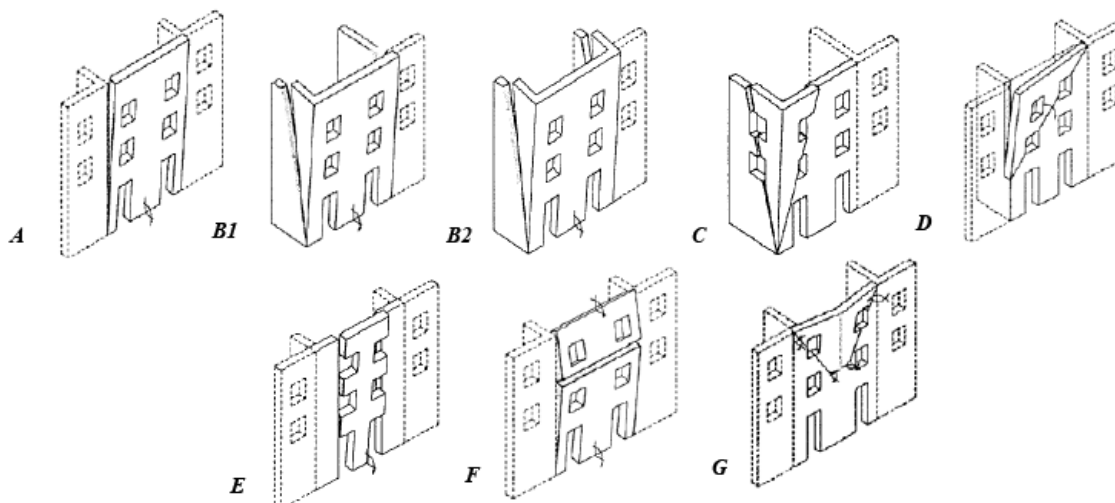


Figura 2.3 Mecanismos de falla fuera del plano (según D'Ayala y Speranza, 2002)

2.1.5 Métodos basados en espectros de capacidad.

En 1992 A.A. Nassar y J.D. Osteraas presentaron un procedimiento de diseño basado en las demandas de resistencia y ductilidad el cual, dentro de su metodología, plantea la evaluación de la capacidad resistente de una estructura así como de la demanda de ductilidad de la misma.

La evaluación de la demanda de ductilidad depende fuertemente de la forma en que se vayan redistribuyendo las cargas una vez que se van formando las articulaciones plásticas. La información básica para el método se obtiene generalmente de modelos simplificados de sistemas de un grado de libertad.

En la figura 2.4 se muestra esquemáticamente el sistema de diseño propuesto por Nassar et al.

- Se estima la capacidad de ductilidad de los elementos estructurales primero considerando los efectos acumulativos del daño de las incursiones en la zona de comportamiento inelástico experimentadas por estos elementos durante sismos severos.
- Asumiendo el efecto acumulativo de daño para los elementos críticos, la capacidad de ductilidad de estos elementos puede ser estimada para un nivel determinado de daño tolerable.
- Se obtiene el factor de reducción de resistencia $R_y(\mu)$ a partir de las relaciones $R-\mu-T$ para sistemas de un grado de libertad
- Se obtiene la demanda inelástica de resistencia para el sistema de un grado de libertad por medio del ajuste del espectro modificado del movimiento del suelo (dado por las normas).
- La demanda de resistencia inelástica obtenida para el sistema de un grado de libertad tiene que ser modificada por factores que dependan del sistema estructural y que tomen en cuenta los efectos de los múltiples grados de libertad.
- Se define la sobre resistencia de la estructura por medio de la relación E_g/E_1 , resultante de la redistribución inelástica de las fuerzas internas. Se realiza entonces un análisis de carga creciente (push over) no lineal para verificar que la estructura tiene en realidad la capacidad de resistencia global requerida (E_g) y que los elementos frágiles no están sobrecargados (Osteraas y Krawinkler, 1990).

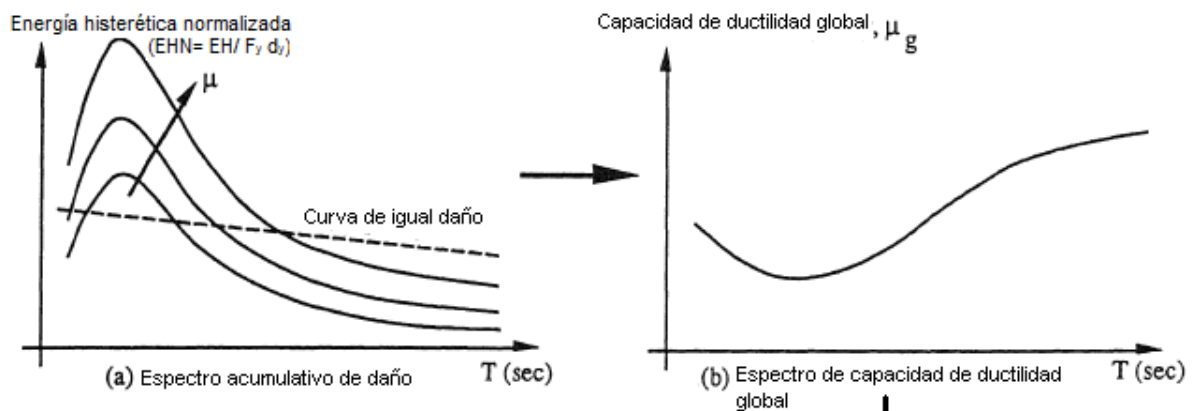


Figura 2.4 Implementación del procedimiento propuesto por Nassar-Osteraas de diseño sísmico.

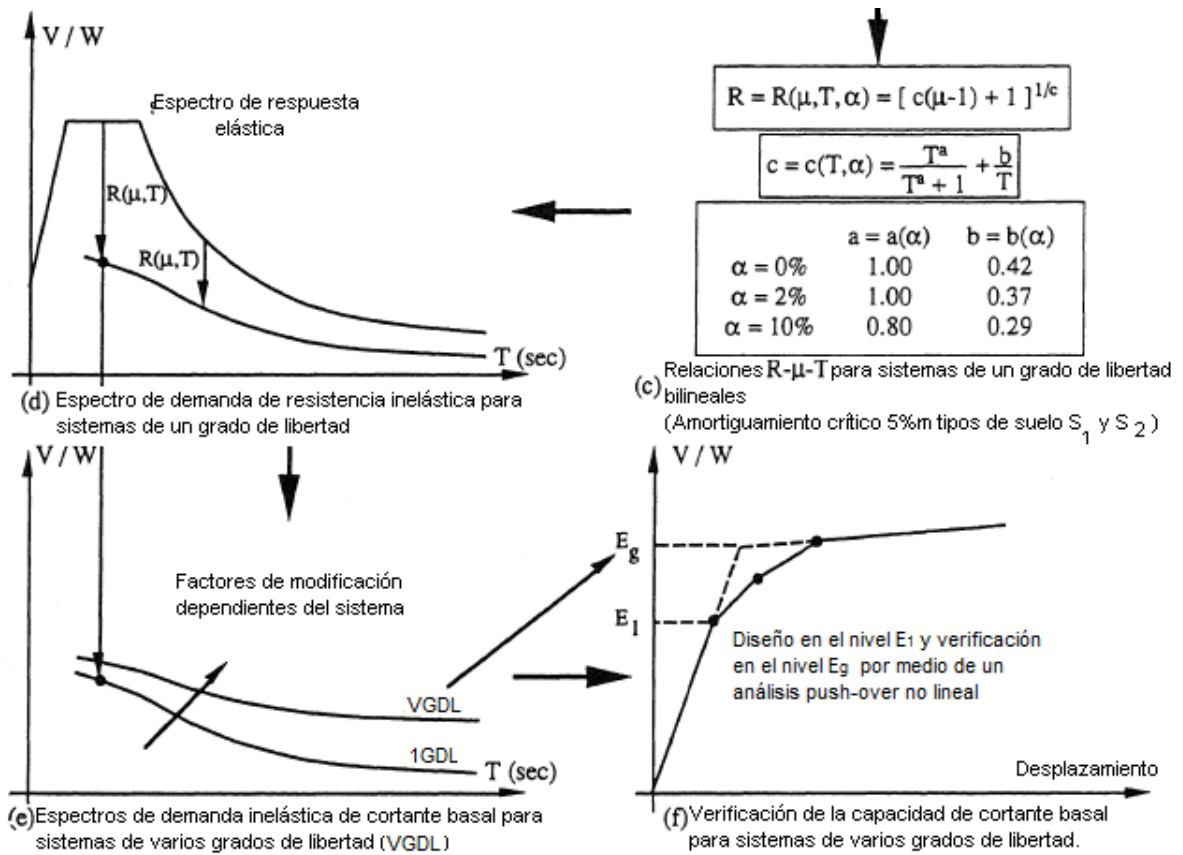


Figura 2.4 (Continuación) Implementación del procedimiento propuesto por Nassar-Osteraas

Nassar considera que las relaciones R- μ -T permiten la obtención de las demandas de resistencia inelástica para sistemas de un grado de libertad, dados el periodo T y la ductilidad objetivo μ . Además estudió la historia de las demandas de ductilidad, cortante y momento de volteo para estructuras diseñadas para un cortante basal igual al estimado con los sistemas de un grado de libertad el cual depende del mecanismo de falla de la estructura. Nassar empleó el procedimiento utilizado en la figura 2.3, con las relaciones R- μ -T calculó la demanda global de resistencia de estructuras regulares para ductilidades específicas, para lo cual consideró varias fuentes de sobre resistencia, incluyendo los efectos de la carga gravitatoria, los requerimientos de rigidez y la redistribución inelástica de las fuerzas internas.

La figura 2.5 da una indicación del periodo y de la dependencia del sistema a la demanda global de ductilidad para las estructuras diseñadas con el código Uniform Building Code 1991 (UBC 91).

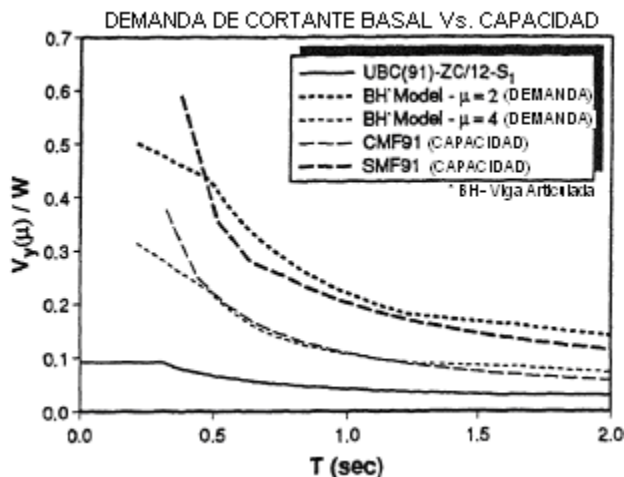


Figura 2.5 Comparación de las demandas de cortante basal con las capacidades estimadas por el UBC 1991.

La capacidad dúctil llega a ser el parámetro básico de diseño sísmico para este procedimiento, así las relaciones obtenidas estadísticamente de la respuesta inelástica de los sistemas simplificados proporcionan un medio de desarrollar criterios de diseño de resistencia basados en ella y otras características estructurales importantes, por ejemplo la capacidad de disipación de energía. La aproximación presentada por Nassar, aunque más complicada que la aproximación del UBC 91, señala la importancia de la ductilidad en el comportamiento sísmico y proporciona los medios para evaluar de manera explícita las demandas de resistencia y ductilidad.

Otro ejemplo de métodos basados en espectros, es el proyecto de los Estados Unidos Hazard US (HAZUS) conducido por el Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción (NIBS) en cooperación con la Agencia Federal de Control de Emergencias (FEMA en inglés), para desarrollar una metodología aplicable para estimar las pérdidas potenciales durante un sismo en una base regional. Los principales procedimientos de dicha metodología son:

- La estimación de las amenazas potenciales: movimientos de tierra, fallas del suelo y tsunami.
- Se divide al conjunto de edificios a analizar en clases con características similares de daño/perdida.
- Se calcula el daño directo para cada tipo de edificio encontrando la probabilidad de ocurrencia de cada nivel de daño debido a cada una de las amenazas potenciales estimadas.
- Se estima el daño físico inducido debido a inundación, fuego, materiales peligrosos y/o escombros.
- Pérdidas económicas /sociales directas debido a muertes, pérdidas de vivienda y pérdidas económicas que pueden ser relacionadas directamente al daño

La evaluación de la vulnerabilidad en este procedimiento está contenida dentro del módulo correspondiente al daño físico directo y está basado en los métodos del espectro de capacidad del ATC-40 (ATC, 1996). En este método el comportamiento de un edificio bajo un escenario particular de terremoto se encuentra a partir de la intersección de un espectro de aceleración-desplazamiento, representando el movimiento del suelo, y un

espectro de capacidad (curva de comportamiento) representando el desplazamiento horizontal de la estructura bajo una carga lateral creciente, como se muestra en la figura 2.6. El espectro de demanda se redujo por ambos efectos de amortiguamiento y duración. Se redujo el espectro para considerar el amortiguamiento histerético que ocurre durante la fase inelástica del comportamiento de la estructura, donde el efecto del amortiguamiento se basa en el área encerrada por un lazo de histéresis para el desplazamiento y la aceleración máximos. Se aplica un factor de reducción al amortiguamiento histerético como una función de la duración de la vibración para simular la degradación, ya sea de resistencia o de rigidez, del lazo de histéresis durante un ciclo de respuesta.

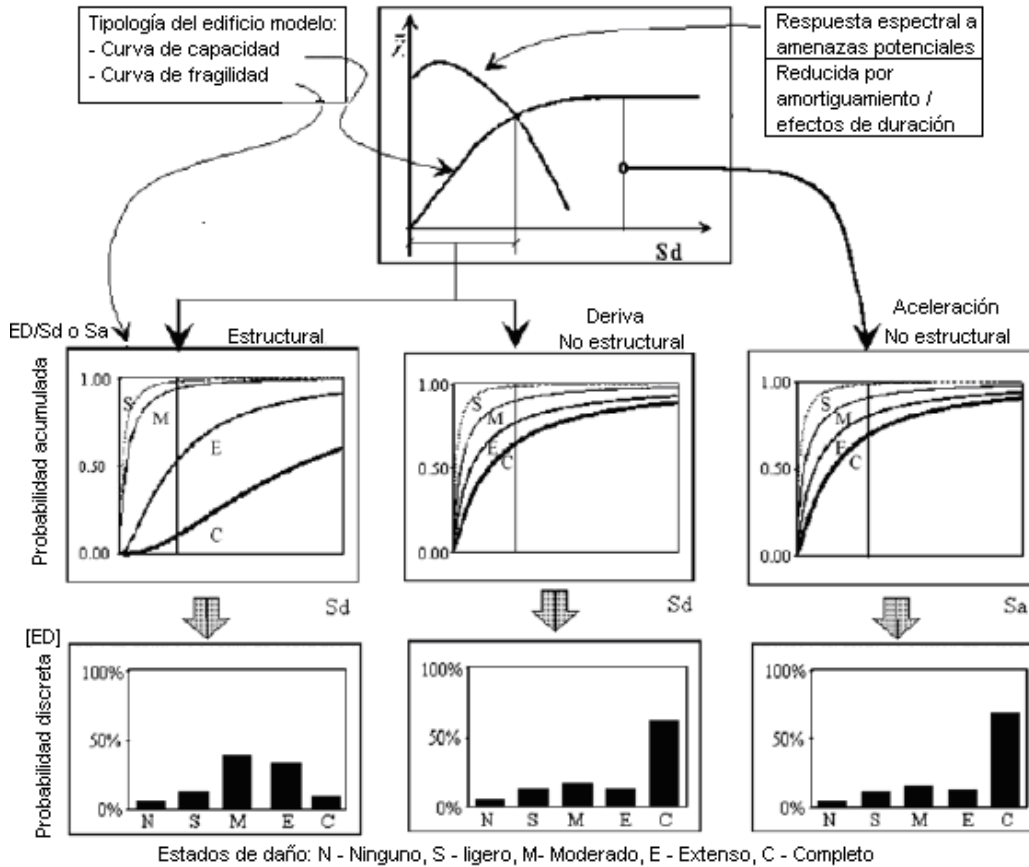


Figura 2.6 Ilustración de la estimación de daño esperado a partir de la vibración del suelo en HAZUS (FEMA, 1999, 2003)

El procedimiento define 5 niveles de daño (0% sin daño, 2% ligero, 10% moderado, 50% extenso y 100% completo) en los cuales se clasificarán las edificaciones de un área y una vez que se cuenta con este registro de daño se realizará la estimación del daño esperado en la zona.

Una de las desventajas del método es que las curvas de capacidad y las funciones de vulnerabilidad publicadas se obtuvieron sólo para determinados sistemas estructurales, por tanto la aplicación del método en otras partes del mundo requiere investigación adicional. Sobre todo para obtener las funciones de vulnerabilidad y las curvas de capacidad para el conjunto de edificios de que se trate, con las dificultades que implica

una representación confiable de la respuesta de la estructura utilizando un análisis de carga creciente (pushover).

Otro método también basado en espectros de capacidad es el propuesto por Giovinazzi quien presentó un procedimiento de evaluación de daño para edificios de mampostería y de concreto reforzado, en el cual utilizó un espectro de capacidad simplificado que obtuvo utilizando las ecuaciones y parámetros disponibles en los códigos de diseño sísmico. El coeficiente de cortante basal, el cual puede ser relacionado con la aceleración espectral de fluencia, depende generalmente de la zona sísmica, las condiciones del suelo, la respuesta dinámica del edificio, la tipología e importancia de la estructura, todo lo cual puede ser obtenido de los códigos. El desplazamiento espectral de fluencia es una función de la aceleración espectral y el periodo de vibración, este último se puede calcular utilizando las fórmulas existentes en los códigos de diseño sísmico que normalmente dan el periodo como función de la altura del edificio. El desplazamiento espectral último es una función del desplazamiento de fluencia y de la capacidad dúctil del edificio, los cuales pueden ser obtenidos del factor de comportamiento especificado en los códigos.

Los valores medios de los umbrales de desplazamiento empleados por Giovinazzi son funciones del desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último, estos umbrales se han basado en el juicio de expertos y han sido verificados con resultados de análisis de carga creciente (pushover) aplicados sobre edificios prototipo, aunque los detalles de estos análisis no fueron reportados.

2.1.6 Métodos basados en desplazamiento

En lo referente a métodos basados en desplazamiento aplicados a la evaluación de edificios existentes se tiene el trabajo realizado por Calvi que utilizó los desplazamientos como el indicador fundamental de daño y una representación espectral de la demanda de sismo. Calvi representa las estructuras de múltiples grados de libertad como un sistema de un grado de libertad considerando diferentes configuraciones de desplazamiento de acuerdo al mecanismo de falla tomado en cuenta. Para edificios formados por marcos de concreto se consideran la capacidad de desplazamiento: el mecanismo de entrepiso débil (falla dominada por el comportamiento de las columnas) y daño distribuido (falla dominada por el comportamiento de las vigas) ver figura 2.7.

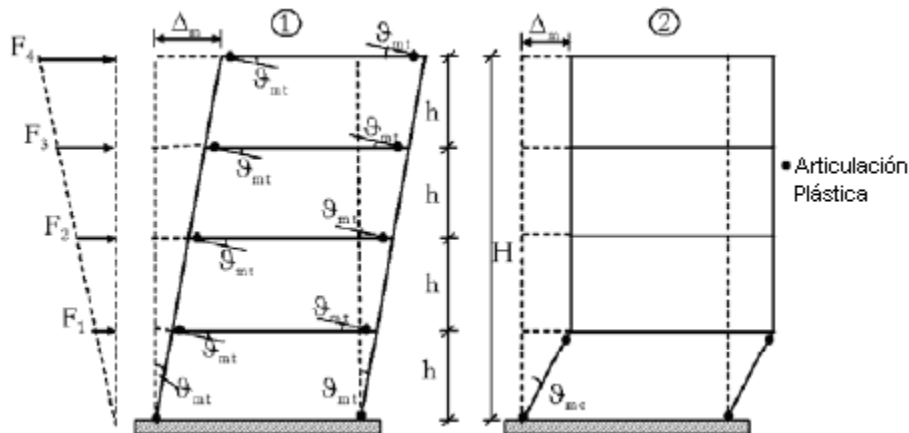


Figura 2.7 Mecanismos de respuesta (1) daño distribuido (influencia de vigas) y (2) entrepiso débil (influencia de columnas)

Por otro lado, para estructuras de mampostería se han identificado diferentes modos de falla en el plano, ver figura 2.8. Esta aproximación es particularmente factible para estudios de estimación de pérdidas, debido a que además del ajuste directo a cualquier característica de un conjunto de edificios, resulta computacionalmente muy eficiente en tanto permite que sean realizados estudios paramétricos extensos y repetitivos.

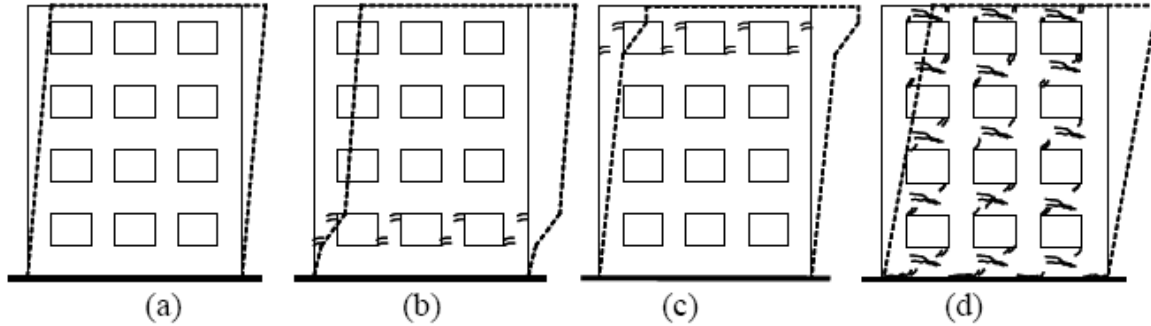


Figura 2.8 Configuraciones deformadas de diferentes estados límite y modos de falla en el plano.

Calvi consideró la variabilidad inherente en las propiedades estructurales dentro de un ambiente urbano asignando valores máximos y mínimos a las variables y suponiendo una función de probabilidad con distribución uniforme. El periodo de vibración fue calculado utilizando la fórmula empírica dada por el Eurocódigo 8 (Diseño sísmico de edificaciones) la cual relaciona la altura del edificio con su periodo e igualmente se aplicaron valores máximos y mínimos a los parámetros de esta ecuación. El rango de la capacidad de desplazamiento del estado límite para una clase de edificio, puede ser comparado directamente con el espectro de respuesta de desplazamiento; el área bajo el espectro representa la proporción de edificios que fallaron o excedieron el estado límite ver figura 2.9.

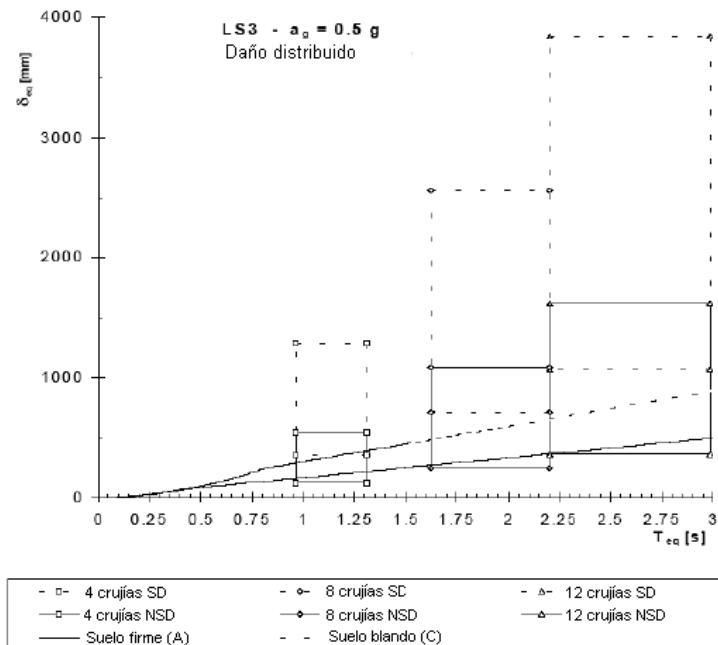


Figura 2.9 Un ejemplo de intersección de áreas de capacidad y espectro de demanda

Esta metodología ha sido modificada para edificios de concreto reforzado por Pinho et al. y Crowley lo que originó el Procedimiento de Evaluación de Pérdidas por Sismo Basado en Desplazamientos (DBELA); así como el Procedimiento Basado en Mecanismos de Falla para la Estimación de Riesgo Sísmico de Edificios de Mampostería No Reforzada (MeBaSe) desarrollado a partir de los trabajos de Restrepo-Vélez y Magenes de 2004 y Modena et al. 2005.

En el procedimiento MeBaSe se consideran tres estados límite para el caso de mecanismos de falla en el plano, denominados LS1-LS2 cuando sólo ocurre daño ligero tanto en la estructura como en los elementos no estructurales, LS3 cuando el daño estructural es moderado y el no estructural es extenso y LS4 se considera el colapso de la estructura. Para definir las fronteras de estos estados de daño se emplean expresiones analíticas en las cuales se combinan las características geométricas de la estructura, como las áreas de muros y longitud de columnas, así como algunas características mecánicas de los materiales como por ejemplo la resistencia a cortante de la mampostería. En las expresiones utilizadas se emplean factores de corrección debido a la simplificación de modelos tridimensionales considerados como marcos bidimensionales.

Las mejoras más importantes al método de Calvi para concreto reforzado incluyen nuevas ecuaciones para el cálculo de la capacidad de desplazamiento estructural y no estructural, la obtención de una ecuación que relaciona el periodo de fluencia y la altura de los edificios con y sin paneles de relleno y la consideración de la vulnerabilidad a deformaciones inducidas por licuefacción del suelo.

Por otro lado el procedimiento DBELA considera tres estados límite de daño basados en las deformaciones del acero y el concreto en una sección, para el caso de los elementos estructurales, y sobre las derivas de entrepiso, en el caso elementos no estructurales. Para definir estos estados de daño el método emplea las características geométricas de las secciones transversales de vigas y columnas, así como su capacidad de deformación para el caso de elementos de concreto reforzado.

2.2 Evaluación de edificaciones post-sismo.

La evaluación de las edificaciones después de un evento sísmico es muy importante debido a que se trata de determinar la seguridad estructural de los inmuebles dañados, para evitar cualquier riesgo posterior a sus ocupantes, por lo que para su realización se deben tener en cuenta que serán métodos que requieren datos de daño obtenidos de campo con los cuales se deberá determinar de manera rápida el estado que guarda una estructura.

Algunos métodos se basan en las propiedades vibratorias de una estructura y hacen sus estimaciones del daño estructural de manera global. Entre ellos destaca el índice de debilitamiento, que relaciona los cambios en los modos de vibración de la estructura con el nivel de daño ocurrido. Esta metodología se basa en reconocer el cambio de las propiedades dinámicas de las edificaciones durante y después de ocurrir un sismo, por medio del análisis de los registros de movimiento obtenidos de edificios instrumentados para este fin, su principal desventaja es que requiere de la instrumentación de los inmuebles para conocer su respuesta antes y después de un evento. Un ejemplo de este tipo de método es el trabajo realizado por DiPasquale y Cakmak en 1988, en el cual se

emplea como medida del daño el máximo debilitamiento estructural δ_M , definido por la ecuación (2.7)

$$\delta_M = 1 - \frac{T_i}{T_{\max}} \quad (2.7)$$

Donde, T_i es el periodo fundamental de la estructura inicial; T_{\max} , es el máximo valor del periodo de la estructura alcanzado durante un evento sísmico. Por medio de un análisis numérico, se establecieron las relaciones entre el máximo debilitamiento estructural y la demanda de ductilidad máxima de entrepiso o la deriva de entrepiso máxima.

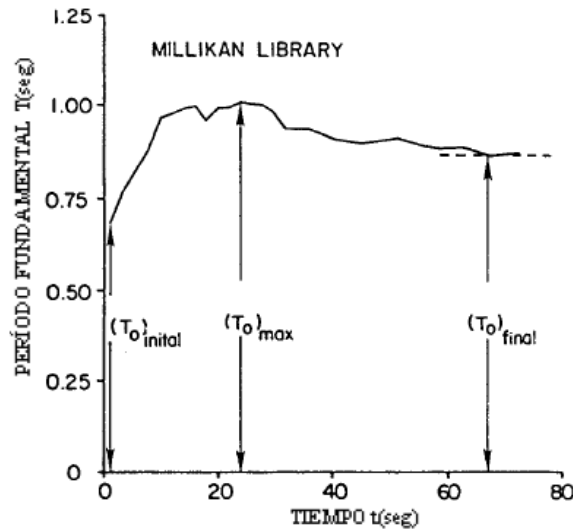


Figura 2.10 Evolución el periodo de vibración de una estructura, tomada de Di Pasquale y Cakmak, 1990.

En la figura 2.10 se muestra la evolución que se da en el periodo fundamental de un estructura durante un sismo, en ella se puede ver como la estructura parte de un periodo inicial, el cual va aumentando durante el movimiento vibratorio debido a la degradación de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, hasta llegar a un valor máximo $(T_o)_{\max}$, para una vez terminado el evento sísmico y retornar al estructura a su estado de equilibrio llegar a un periodo final $(T_o)_{\text{final}}$ como producto del daño permanente producido por el sismo. La necesidad de instrumentar las estructuras para realizar este tipo de análisis, hacen de estos métodos nada práctico para la evaluación post sismo.

Por su parte, Nakano et al. en 2004, hace un análisis del método de evaluación de la Guía Japonesa para la Evaluación y Rehabilitación Post-sísmica de Edificios de Concreto Reforzado, esta guía tiene como objetivo identificar y cuantificar el daño en una edificación, así como determinar las acciones necesarias para proporcionar soluciones razonables de restauración para edificios dañados. Este análisis se enfoca en la clasificación de daño basándose en la capacidad sísmica residual R y su calibración con los datos observados del sismo de Kobe de 1995.

El objetivo de la guía es la evaluación del daño en edificios de concreto reforzado con menos de 10 niveles y consta de 4 secciones: clasificación del daño en la cimentación y la superestructura del edificio; determinación de las acciones de rehabilitación; instrucciones visuales para reparación y reforzamiento; y ejemplos de aplicación, este documento es sumamente importante ya que en él se basará el algoritmo que se desarrollará más adelante para evaluación de estructuras.

El procedimiento de evaluación de daño y rehabilitación de edificios se resume en el siguiente diagrama de flujo, ver figura 2.11, presentado por Nakano et al. en 2004.

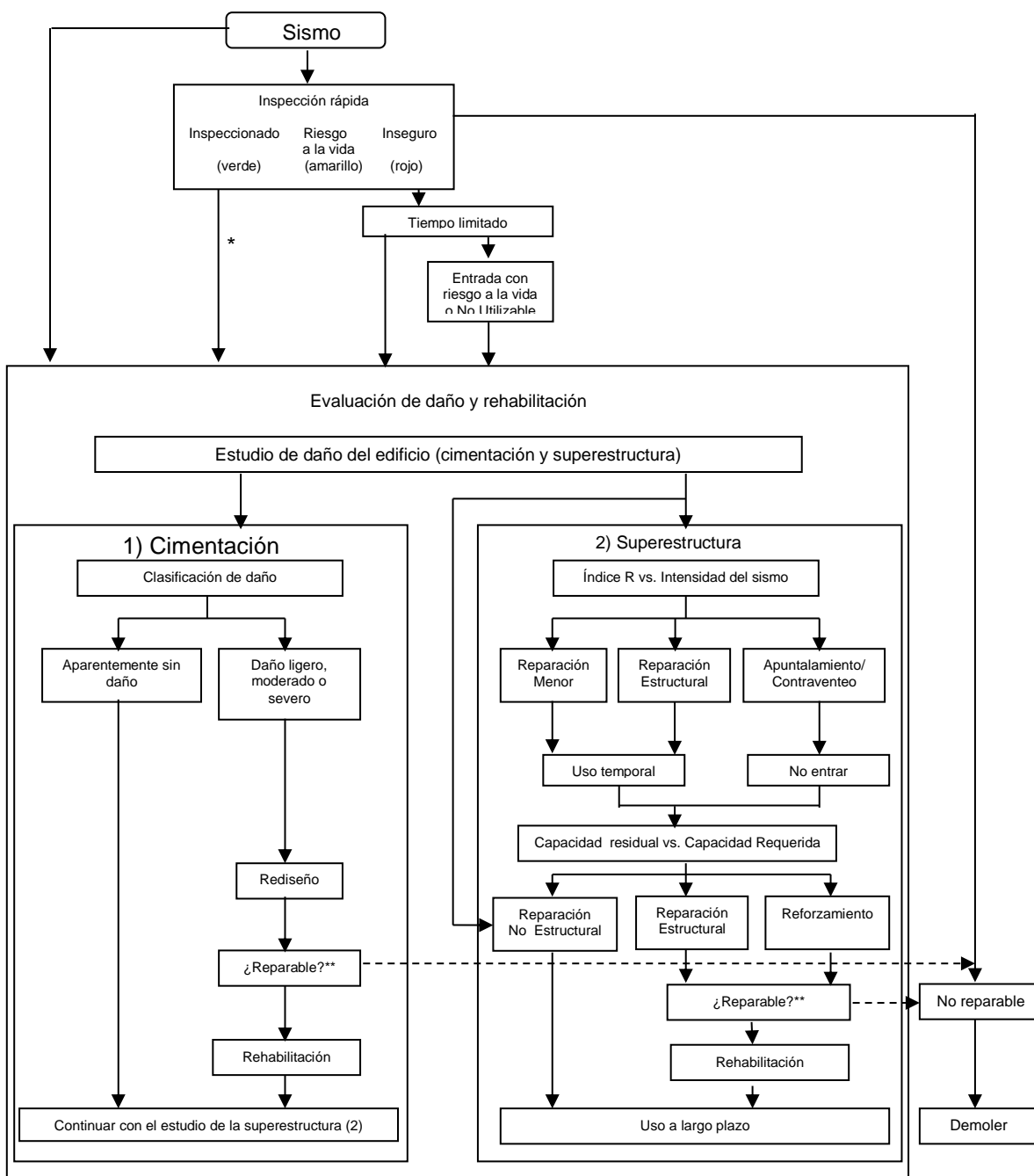


Figura 2.11 Diagrama de flujo de la evaluación y rehabilitación de daños supuesta en la guía.

La clasificación del daño en la estructura del edificio se realiza de acuerdo a las 5 categorías propuestas, ver tabla 2.3, la cuales se ilustran en la figura 2.12.

Tabla 2.3 Nivel de daño para miembros de concreto reforzado

Nivel de daño	Daño observado en elementos estructurales
I	Grietas estrechas apenas visibles (ancho de grieta menor a 0.2 mm)

- II Grietas visibles claramente en al superficie del concreto (ancho de grietas entre 0.2 - 1 mm)
- III Desprendimiento local del recubrimiento de concreto
Agrietamiento considerable (ancho d e grieta entre 1.0-2.0 mm)
- IV Considerable aplastamiento del recubrimiento de concreto con exposición de las barras de refuerzo
Desprendimiento del recubrimiento de concreto (ancho de grietas mayor a 2 mm)
- V Pandeo de las barras de refuerzo
Grietas en el núcleo de concreto
Deformación vertical y/o horizontal visible en columnas y/o muros
Asentamiento y/o inclinación visible del edificio

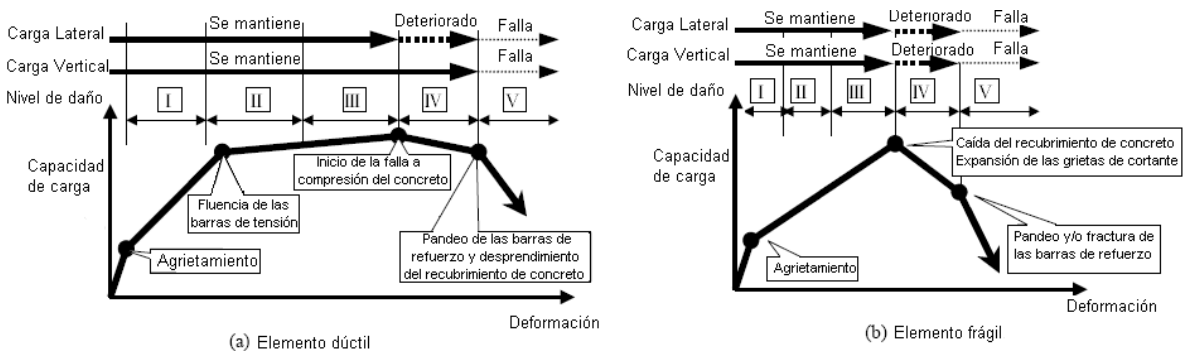


Figura 2.12 Nivel de daño vs. Capacidad de carga

A partir de la clasificación del daño presente en la estructura, se calcula la capacidad sísmica residual, para ello la guía propone un factor de reducción de la capacidad sísmica que se calcula con la ecuación (2.8) y que de manera resumida se presenta en la tabla 2.4.

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} \tag{2.8}$$

Tabla 2.4 Factor de reducción de capacidad sísmica η

Nivel de daño	Columna dúctil	Columna/muro frágil
I	0.95	0.95
II	0.75	0.6
III	0.5	0.3
IV	0.1	0
V	0	0

Este factor representa la energía remanente que la estructura es capaz de absorber contra la energía total por disipar de la estructura, sin tomar en cuenta el comportamiento cíclico bajo vibración sísmica, ver figura 2.13.

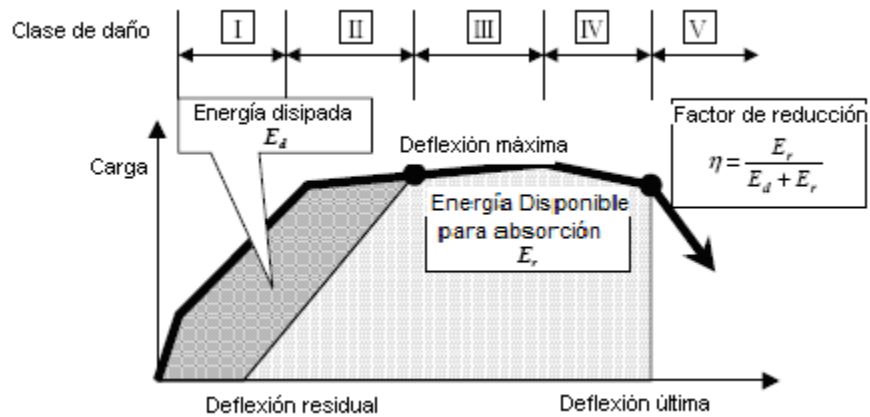


Figura 2.13 Definición del factor de reducción de capacidad sísmica

Como se mencionó con anterioridad, esto tiene el objetivo de calcular el índice de capacidad sísmica residual R , ecuación (2.9), que corresponde al daño en el edificio y que se define como la relación entre la capacidad sísmica después de daño contra aquella antes de un sismo.

$$R = \frac{D I_s}{I_s} \times 100 \quad (2.9)$$

Donde: I_s , es el índice de capacidad sísmica de la estructura antes de daño por sismo.
 $D I_s$, es el índice de capacidad sísmica de la estructura considerando el deterioro en la resistencia de los elementos.

Estos índices pueden ser calculados utilizando la guía para la evaluación y rehabilitación de daño post-sismo, la cual es empleada muy ampliamente en Japón para evaluar la capacidad sísmica de edificios existentes.

El índice $D I_s$ se calcula de manera análoga a como se haría para una evaluación de la vulnerabilidad de una estructura antes de un sismo considerando el factor de reducción de capacidad sísmica η de acuerdo a la definición mencionada con anterioridad.

El índice R puede considerarse como representativo del daño presente en un edificio, utilizando la siguiente clasificación:

[Ligero]	$95 \% \leq R \%$
[Menor]	$80 \% \leq R < 95 \%$
[Moderado]	$60 \% \leq R > 80 \%$
[Severo]	$R < 60 \%$
[Colapso]	$R \simeq 0$

En la figura 2.14 se las observaciones que varios investigadores realizaron a edificios dañados los cuales muestran que los niveles de daño antes considerados se ajustan adecuadamente a los casos reales.

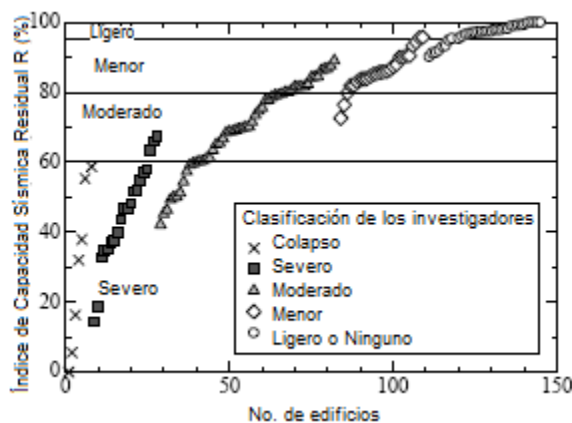


Figura 2.14 Índice de capacidad sísmica residual R vs. Daño observado

La calibración del índice de capacidad sísmica residual R, se realizó con auxilio del análisis de respuesta sísmica no lineal de sistemas de un grado de libertad, a través de la comparación de las repuestas de sistemas con daño y sin daño.

La capacidad sísmica residual (R_{din}) basada en la respuesta sísmica se definió por medio de la relación entre la aceleración última del suelo generadora de daño después de sismo contra la aceleración de diseño, ecuación (2.10).

$$R_{din} = \frac{A_{di}}{A_{d0}} \quad (2.10)$$

Donde, A_{d0} es la aceleración última del suelo antes de sismo (sin daño); A_{di} , es la aceleración última del suelo después de daño (para el nivel de daño i). Para el análisis se emplearon cuatro acelerogramas reales y diez sintéticos, elaborados para este propósito con igual espectro de respuesta, 5 con una duración de 20 s y 5 con 120 s y se utilizó el método de Newmark - β para resolver la ecuación de movimiento numéricamente. A partir del análisis de resultados se llega a al conclusión de que la guía japonesa puede dar una estimación conservadora de la aceleración última del movimiento del suelo para la estructura de un edificio de concreto reforzado dañada por sismo. Es decir que la capacidad sísmica residual por lo general es mayor a la pronosticada por el método propuesto por la guía japonesa.

En su trabajo presentado en 2005, Cosenza E., et al. presentan una propuesta de evaluación de la capacidad de edificios existentes de concreto reforzado basados en una aproximación multinivel. Cosenza parte de la metodología propuesta por el HAZUS, el cual está basado en los espectros de capacidad, definidos para los parámetros estructurales más importantes. La propuesta de esta metodología es desarrollar las curvas de capacidad de ciertos tipos de edificios basándose en aproximaciones mecánicas; de este modo es posible introducir una evaluación de la vulnerabilidad más detallada en términos del tipo de edificio y de las propiedades estructurales que tengan una influencia directa. Los edificios en estudio son definidos por su año de construcción y el número de pisos con que cuentan. El primer parámetro determina el tipo de código de diseño y por tanto las acciones y requerimientos de diseño prescritos por el mismo, el segundo tiene influencia directa sobre la capacidad del edificio. Los autores consideraron edificios a base de marcos rectangulares de concreto reforzado.

El tipo de edificio se determina en términos del coeficiente de cortante basal y de la deriva global del edificio. Para este fin es necesario conocer la geometría básica del edificio y los parámetros mecánicos de la estructura a través del análisis de la respuesta del mismo, lo que se realiza a través de modelos elaborados de acuerdo a la práctica constructiva vigente y a los códigos de diseño. La capacidad de un tipo de edificio se determina adoptando un mecanismo predefinido de colapso.

Los niveles a que se refiere Cosenza atienden a la complejidad de los métodos utilizados para obtener la información que se requiere para la elaboración de los modelos y el tipo de análisis para la evaluación, de este modo considera 3 niveles dependiendo de la información disponible y del papel que esta tenga en la fase de modelado, ver tabla 2.5.

Los parámetros de orden bajo son aquellos que son fácilmente distinguibles en una inspección exterior. Los de orden medio pueden ser determinados por una rápida inspección al interior. En el último y más alto orden se encuentran aquellos parámetros estructurales que sirven para determinar las propiedades reales de los materiales, corresponden a la información que no es posible obtener in situ sin realizar pruebas, como se resume en la tabla siguiente. Cabe aclarar que durante todo el proceso de recabado de información y evaluación de la estructura el juicio del ingeniero juega un papel muy importante.

Tabla 2.5 Parámetros del modelo y disponibilidad relativa.

Parámetros del modelo		Disponibilidad
Geométricos		Orden bajo
Dimensiones en planta	L_x, L_y	Datos de ISTAT
Datos de elevación:		Estudio plano-volumétrico
Altura	L_z	
Número de pisos	N_z	Aerofotogrametría
Altura de entrepiso	a_z	
Estructurales		Orden medio
Longitud de las crujeas	a_x, a_y	Criterio del ingeniero
Número de escaleras	n_s	Estudios de campo
Número de marcos resistentes a momentos en X y Y	n_{px}, n_{py}	
Mecánicas		Orden Alto
Propiedades de los materiales		Códigos
Concreto	f_c	Manuales
Acero	f_y	Bases de datos
		Pruebas de campo

La evaluación de la vulnerabilidad propuesta implica la determinación de una función del estado límite y el cálculo de la probabilidad dados el estado límite y la magnitud de la demanda. La función de estado límite puede ser expresada como la diferencia entre la medida de la capacidad del edificio y la demanda sísmica para una magnitud sísmica dada. La capacidad estructural se determina con ayuda de un modelo equivalente de un grado de libertad, en donde la demanda sísmica se estima por medio de un análisis espectral.

Dentro de la metodología propuesta, lo primero es la evaluación de la capacidad sísmica de los edificios. Los modelos de edificios elaborados para ello están definidos en función de un conjunto de parámetros representativos $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$; que hizo posible considerar explícitamente la influencia de un gran número de parámetros geométricos,

estructurales y mecánicos sobre el comportamiento estructural global. Considerando la incertidumbre intrínseca a los parámetros X dentro de un conjunto de edificios, se estudió el problema dentro de un marco probabilístico para obtener una medida del error en los resultados dependiendo de la cantidad y calidad de la información disponible.

Las curvas de capacidad para cada tipo de edificio se determinan evaluando la probabilidad de alcanzar un nivel fijo de resistencia o desplazamiento. Este cálculo se realiza aplicando la técnica de simulación Montecarlo.

El proceso para la generación de los modelos de edificios propuesto por Cosenza sigue los siguientes pasos:

- 1) Definición del modelo geométrico y estructural,
- 2) Identificación del código con el que fue diseñado el edificio para determinar la capacidad sísmica global a través de un análisis no lineal del modelo definido.

Cosenza recomienda para que los modelos sean representativos de los edificios que se debe poner atención en tener una clara definición de la morfología, dimensiones y el sistema de referencia de los edificios. En cuanto a los aspectos de diseño se deben considerar la definición de las cargas externas, el modelo de análisis y las características de diseño de los materiales.

Por otra parte en cuanto a la evaluación de la capacidad sísmica, Cosenza toma en cuenta la caracterización mecánica de los elementos estructurales (resistencia y fuentes de deformación), establece previo al análisis tres mecanismos de colapso, debido a que la capacidad del edificio se determina a partir de calcular las fuerzas necesarias para que se produzcan los mencionados mecanismos, ver figura 2.15.

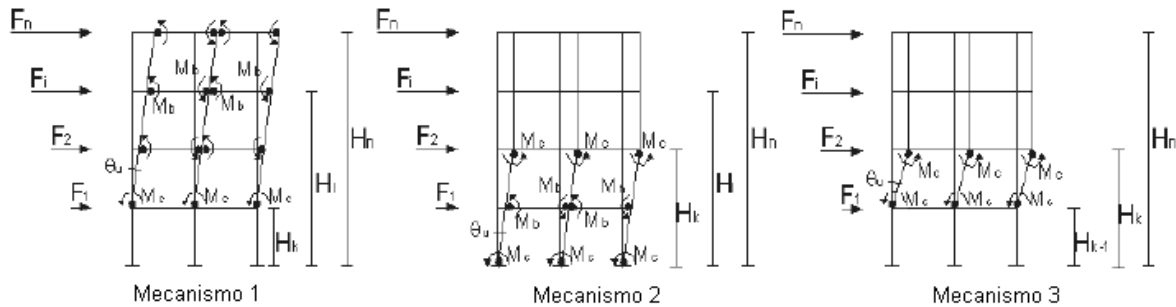


Figura 2.15 Mecanismos predefinidos de colapso

Primero suponiendo un número i de mecanismos de colapso predefinidos para cada modelo estructural se evalúa el cortante basal i por medio de las ecuaciones de equilibrio, y se determina el desplazamiento último de azotea como función de la mínima rotación última para los elementos estructurales, suponiendo una distribución lineal de las fuerzas sísmicas.

El comportamiento sísmico global está representado por el coeficiente de cortante basal $C_{b,i}$ que es el cortante basal $V_{b,i}$ dividido entre el peso sísmico W del edificio, ecuación (2.11) y la correspondiente deriva lateral (drift) $_i$, se obtiene como la relación entre el desplazamiento de la azotea dividido entre la altura total del edificio, ecuación (2.12).

$$C_{b,i} = \frac{V_{b,i}}{W}, \quad (2.11)$$

$$(\text{drift}_u)_i = \frac{\Delta_{u,i}}{H_n} \quad (2.12)$$

El número de análisis necesarios para la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura a evaluar depende del número de mecanismos de falla considerados que a su vez son dependientes del número de niveles de la estructura. La capacidad sísmica del edificio es representada por el valor más bajo de cortante basal (C_b) de entre todos los mecanismos considerados y por la correspondiente deriva lateral.

En general el estudio realizado por Cosenza resalta la importancia del nivel de conocimiento que se tenga sobre las estructuras estudiadas. De este modo, si se cuenta con la información correspondiente a los parámetros de orden alto se reduce la incertidumbre en los modelos y por tanto limita la dispersión de los resultados. Mientras que de contar únicamente con los datos de nivel de disponibilidad bajo, hace necesario que los modelos sean definidos según el criterio del ingeniero, por lo que la dispersión se incrementa.

En el caso del presente trabajo se presenta un método de evaluación multinivel que sirva a la vez para la evaluación de edificios existentes así como para la evaluación de edificios después de sismo. Dentro de este método se plantearán diferentes niveles de evaluación dependiendo de la información necesaria para realizar la calificación de la estructura y del daño presente en las mismas, a fin de identificar aquellas estructuras vulnerables ante el embate de futuros sismos, además en el caso de de evaluaciones post sísmicas se identificarán aquellos inmuebles que representen un riesgo para sus usuarios.

Dentro de la propuesta se consideran varios procedimientos de evaluación para estimar el comportamiento sísmico de un edificio incrementando el grado de refinamiento según aumenta el nivel de evaluación de daño. Entre estos procedimientos se considerarán en etapas básicas de la evaluación procedimientos basados en mecanismos de colapso, considerando la falla por cortante de la planta baja en edificios de altura media y baja, esto mediante el cálculo de la resistencia media a cortante de los elementos portantes ya sean columnas o muros, contra el peso total de la estructura.

También se consideran métodos basados en respuestas espectrales, calculando el espectro de diseño a partir del año de construcción de la estructura considerando el Reglamento de Construcciones bajo el cual fue diseñada y comparándolo contra la capacidad resistente teórica del inmueble.

Hasta aquí se finaliza la presentación de algunos de los trabajos que se han realizado con anterioridad sobre la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras, en los capítulos siguientes se hará el planteamiento de la metodología propuesta para el caso de las estructuras en México. Y se desarrollarán algunos ejemplos aplicando la mencionada metodología.

3. Propuesta de procedimiento de evaluación multinivel de la seguridad estructural de edificaciones

Como se ha mencionado en capítulos anteriores la evaluación de la seguridad estructural o la vulnerabilidad de una edificación, consiste en conocer la capacidad resistente de una estructura ya sea antes o inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo. Esta capacidad resistente se estima por medio de diferentes métodos partiendo de aproximaciones simplificadas hasta llegar a métodos analíticos de mayor detalle, que se muestran en el presente capítulo.

El tipo de método de análisis depende del objetivo de la evaluación, además de la disponibilidad de datos y de la tecnología disponible. En el presente capítulo se muestran las diferentes aproximaciones incrementando el nivel de recursos de cómputo partiendo de la vulnerabilidad evaluada por métodos simplificados hasta presentar un procedimiento de análisis detallado.

La metodología propuesta plantea las siguientes etapas en lo referente a la evaluación multinivel de la capacidad sísmica de una estructura.

- Identificación de los diferentes tipos de edificación, a través del sistema portante (marcos o muros) y el material de que esté constituida la estructura (concreto, acero, mampostería, etc).
- Elección de un conjunto de parámetros representativos de las características de los edificios, los cuales se obtendrán en campo a partir de una observación o medición directa, posteriormente se propone desarrollar un modelo simplificado con base en los parámetros elegidos, el cual permitirá el cálculo de la resistencia lateral del edificio para cualquier estado límite dado.
- Cálculo de la capacidad resistente de las estructuras a través de la definición de la capacidad sísmica en función de las características observadas en campo. Esto será función del esquema de evaluación: seguridad estructural post-sismo, o vulnerabilidad estructural antes de un sismo postulado.
- Estimación de las demandas sísmicas a que estarán sometidas las estructuras para evaluar su comportamiento.
- Para el caso de evaluación de daños, se debe estimar la cantidad de daño presente en las estructuras posterior a la ocurrencia de un evento de tipo sísmico con el cálculo de los índices de daño asociados a un determinado nivel de daño.

3.1 Clasificación de los diferentes niveles de evaluación

En el presente estudio se plantean cuatro niveles de evaluación: básico, intermedio, detallado y avanzado. El primero de ellos consiste en un cálculo de la resistencia del inmueble a partir de información escasa, como puede ser el año de construcción, la altura del edificio y el material de que está construida la estructura; para el nivel intermedio interviene un análisis más detallado, para el que se requiere conocer además, información precisa de los materiales o las características geométricas de los elementos verticales de

la estructura. El nivel detallado, se utiliza un método analítico más sofisticado que requiere de una mayor cantidad de información sobre la sección transversal de los elementos verticales, como la cantidad y distribución del refuerzo de acero de una estructura de concreto. Finalmente, el nivel avanzado involucra un análisis en que se calcule la respuesta sísmica de la estructura obtenida mediante la estimación de la rigidez de la estructura, para lo cual se requiere de una gran cantidad de información de las características de la estructura.

En relación con los niveles de evaluación para la vulnerabilidad estructural ante un sismo máximo probable (sismo postulado o escenario), las características generales de los diferentes niveles de evaluación son como sigue:

3.1.1 Nivel de evaluación básico

El objetivo de este nivel de evaluación, es identificar aquellas estructuras que evidentemente representen un peligro a la vida de sus ocupantes o identificar las características de la estructura que pueden causar un mal comportamiento ante sismo.

Este nivel se sustenta en la posibilidad de conocer sólo la información mínima indispensable de la estructura como: año de construcción de la estructura, ubicación geográfica, tipo de sistema estructural, material predominante, geometría general de la estructura, principalmente dimensiones generales de la planta, altura total del edificio y número de pisos.

Al igual que todos los demás niveles, el básico se basa en la comparación general de la resistencia original de la estructura, obtenida de acuerdo a los lineamientos de diseño vigentes en su tiempo de construcción, y la demanda de resistencia de la estructura (fuerzas sísmicas máximas esperadas), calculada a partir de la información de los lineamientos marcados por las normas de diseño sísmico vigentes actualmente, o bien establecidas para un escenario sísmico previamente definido.

3.1.2 Nivel de evaluación intermedio

El análisis propuesto para el nivel intermedio requiere una cantidad mayor de información de la estructura por lo que, adicionalmente a la información considerada en el proceso anterior, es necesario realizar un levantamiento de los elementos estructurales, su ubicación y geometría en el nivel más representativo y crítico del inmueble. Además se deben considerar algunos otros aspectos que intervengan en la vulnerabilidad del inmueble, como irregularidades, asimetría, etc.

La evaluación de la vulnerabilidad estructural se realiza por medio del cálculo de la resistencia de los elementos estructurales como función de la suma de las áreas transversales de todos los elementos verticales en la planta construida del inmueble.

3.1.3 Nivel de evaluación detallado

Para este nivel de evaluación se utilizará un procedimiento que se basa en el análisis del mecanismo de colapso por cortante, el cual se centra en la estimación de las resistencias del inmueble por cortante lateral y por cortante inducido por flexión de los elementos estructurales verticales del sistema.

Para lo cual se requieren contar con una mayor cantidad de información de la edificación, por ejemplo la geometría de los elementos verticales, así como el tipo, cantidad y distribución del acero de refuerzo, para el caso de estructuras de concreto o mampostería; o como en el caso de estructuras de acero, conocer a detalle las características geométricas de los perfiles estructurales utilizados en la edificación.

3.1.4 Nivel de evaluación avanzado

Este nivel de evaluación se sustenta en un análisis sofisticado y de mayor aproximación del nivel de seguridad estructural, por lo tanto, se requiere información con una mayor certidumbre, para lo cual resulta necesario contar con los planos estructurales del inmueble.

En la metodología propuesta se analizan la capacidad del inmueble la cual se compara con la demanda sísmica a partir de métodos energéticos en los cuales se compare el equilibrio de los trabajos interno y externo de la estructura. Por lo que además de los planos estructurales, se requiere de la elaboración de esquemas muy detallados del inmueble; así como el dimensionamiento de todos los elementos estructurales.

3.2 Información Necesaria y descripción de la misma

Como ya se mencionó la información requerida para una evaluación estructural está relacionada principalmente con las variables de la estructura que se analizarán, de este modo para el nivel básico de evaluación sólo se necesita conocer los datos básicos de la estructura, mientras que las evaluaciones más detalladas requieren conocer hasta los planos estructurales y las memorias de cálculo previas de la estructura, además de las características mecánicas de los materiales, ver tabla 3.1.

Tabla 3.1 Información necesaria para los tres niveles de evaluación propuestos

Parámetros	Fuente
Nivel Básico	
Ubicación geográfica	
Dimensiones de la planta del inmueble	L_x, L_y, A_p Datos catastrales, Aerofotogrametría
Datos de elevación:	
Altura de entrespiso	h_i Inspección visual
Número de pisos	N
Año de construcción	t_c Entrevista propietario
Nivel Intermedio	
Dimensiones de elementos estruc.	a, b ó h Medición en campo
Longitud y espesor de muros	L_i, t_{mi}
Claro promedio de las crujías	L_{ix}, L_{iy}
Altura total del edificio	H
Número de elementos estructurales (columnas y muros)	n_c, n_m
Nivel detallado y avanzado	
Tipo y distribución del acero de refuerzo	ρ Planos estructurales Reglamentos de diseño
Perfil estructural (acero)	d, b, t_p, t_c Muestreo en campo
Detallado de las conexiones	Pruebas de laboratorio
Propiedades de los materiales	
Concreto	f'_c, E_c
Acero	f_y, E_s
Mampostería	f^*_m, V^*_m, E_m, G

La mayor parte de la información para los niveles básico e intermedio mostrada en la tabla 3.1 puede ser obtenida durante un recorrido de inspección de la estructura, sin embargo la información para los niveles detallado y avanzado debe ser obtenida de manera indirecta a partir de los datos obtenidos en campo o tomar los valores nominales que se prescriben en los reglamentos de construcción dados para la época.

Para el presente estudio, considerando que el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF) cuenta con la mayor edad y es el único con revisiones quinquenales periódicas se tomarían los valores indicados en el cuerpo del mismo, y que se describen a continuación. Sin perder de vista que para la aplicación de cualquiera de los métodos que se presentan, es necesario tomar aquellos valores indicados por la reglamentación vigente en la localidad del inmueble a evaluar.

Para cualquier análisis de resistencia estructural se requiere conocer la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), por lo que se sugiere tomar un valor entre 200 y 300 kg/cm² dependiendo del uso de la edificación, de este modo para una estructura tipo A tomará un valor de 300 kg/cm² y para una edificación de vivienda se tomará el valor de 200 kg/cm².

El módulo de elasticidad del concreto toma el valor dado por algunas de las expresiones (3.1) o (3.2) como el nominal para los cálculos de los distintos análisis de la evaluación, las cuales se tomaron de lo dispuesto en las normas técnicas del RCDF al respecto. Considerando el módulo E_c dado por la expresión 3.1 para estructuras de más de 5 niveles, para el resto de las estructuras de concreto reforzado se aplicará la expresión (3.2).

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

$$E_c = 8000\sqrt{f'_c} \quad (3.2)$$

Otro dato importante en el caso de estructuras de concreto reforzado es la cuantía de acero presente en los elementos estructurales en este caso columnas, para ponderar este dato, sobre todo en los niveles superiores de evaluación, se considerará de manera conservadora la cuantía de acero mínima dada por las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto reforzado del RCDF, la cual viene dada por la expresión (3.3).

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3.3)$$

Para algunos cálculos se tomara el valor de f^*c el cual es el 80% del valor de f'_c .

En el caso de la mampostería el módulo de elasticidad E_m , se calculará de acuerdo a lo dispuesto por las normas técnicas del RCDF correspondientes, considerando cargas de corta duración de acuerdo a las ecuaciones (3.4) y (3.5). El módulo de cortante de la mampostería G se considera como el 40 por ciento de E_m . Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E_m = 800f^*_m \quad (3.4)$$

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas:

$$E_m = 600f^*_m \quad (3.5)$$

La resistencia a compresión (f'_m) así como la resistencia a cortante de la mampostería (v'_m) se consideran como los valores más bajos dados por las NTC - 2004 de acuerdo al tipo de mampostería empleada ver tabla 3.2, de este modo para para la resistencia a compresión de mampostería de barro con huecos verticales se tomó el valor de 30 kg/cm^2 y para el caso de mampostería de barro recocido, bloques o tabiques de concreto el valor a considerar es de 15 kg/cm^2 .

Tabla 3.2 resistencia a cortante de la mampostería

Pieza	v'_m (kg/cm^2)	f'_m (kg/cm^2)
Tabique de barro recocido	3.0	15
Tabique de barro con huecos verticales	2.0	30
Bloque de concreto	2.5	15
Tabique de concreto	2.0	15

Algunas otros valores de las propiedades de los materiales que se toman en este estudio se muestran en la tabla 3.3 los cuales corresponden a los valores nominales propuestos por las respectivas normas técnicas del Distrito Federal, en el entendido que para la aplicación de cualquiera de los métodos que se presentan, es necesario tomar aquellos valores indicados por la reglamentación vigente en la localidad donde se ubica el inmueble a evaluar.

Tabla 3.3 Valores nominales de las características de los materiales de uso general

Parámetro	Valor nominal
Módulo de elasticidad del acero estructural (E_s)	2 040 000 kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y)	4200 kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero estructural (f_y)	2530 kg/cm^2
Peso por unidad de área de la planta (w)	800 - 1200 kg/m^2

En el caso específico de las estructuras de acero es necesario conocer el tipo de perfil empleado para tener los datos geométricos de los elementos como son: el espesor de placas (patines t_p y alma t_a), el peralte total del perfil (d) y el ancho de los patines (b), información con la que se realizan los cálculos básicos de resistencia.

En algunos de los procesos, que se describirán más adelante, se ocupan características de la estructura que si bien no se pueden obtener de manera directa, si pueden ser propuestas a partir de los datos tomados en campo. El peso del edificio (W_T) y el periodo de vibración (T) son ejemplos de este tipo de información.

El peso del edificio, puede ser ponderado a partir del área de la planta construida del edificio y el número de niveles. El peso del edificio (W_T) puede calcularse con la siguiente ecuación simplificada (3.6):

$$W_T = A_P N w \quad (3.6)$$

Donde

A_P es el área de la planta tipo de la edificación

w es el peso por unidad de área de la planta del edificio que incluye el peso propio de los elementos estructurales (muros, columnas y trabes), sus valores típicos se encuentran entre 800 y 1200 kg/m^2 para un inmueble de uso de viviendas u oficinas.

N es el número de niveles del inmueble

El periodo de vibración de la estructura (T), es resultado del análisis del comportamiento dinámico de la misma, sin embargo existen formas aproximadas para estimarlo. Una de las más simples expresa el periodo de vibración como función del número de pisos considerándolo como una décima parte del número de pisos del edificio en cuestión (Meli-Bazan, 1999), ecuación (3.7).

$$T = 0.1 N \quad (3.7)$$

Donde

N es el número de niveles de la estructura

3.3 Algoritmos de evaluación

Los análisis propuestos para cada nivel de evaluación, se basan en la comparación de la demanda sísmica y la resistencia mínima esperada del edificio, la primera de ellas calculada preferentemente a partir de lo dispuesto en los reglamentos de diseño y construcción o a partir de algún escenario propuesto.

Esta metodología se basa en la hipótesis de que la estructura es segura si la resistencia estimada del inmueble es superior a la demanda calculada para un determinado escenario de sismo.

Bajo este supuesto, para determinar el nivel de vulnerabilidad de una estructura se toma como base la comparación de los coeficientes sísmicos de la demanda y de la resistencia del edificio.

En la figura 3.1 se muestra una curva teórica de comportamiento de un edificio (línea continua), en la que se puede observar un comportamiento lineal de la estructura hasta alcanzar el desplazamiento de fluencia (d_y) y a partir de este punto un comportamiento plástico hasta llegar al desplazamiento último (d_u).

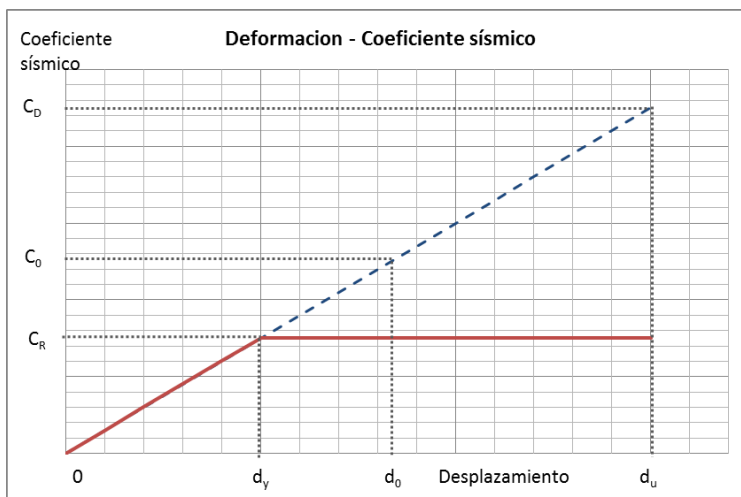


Figura 3.1 Curva Desplazamiento – Coeficiente sísmico

Partiendo de que, para comportamiento elástico lineal, a cada desplazamiento corresponde un coeficiente sísmico y si se define que la ductilidad de una estructura (μ) está dada por la relación entre el desplazamiento último entre el desplazamiento a la

fluencia ($\mu=d_u/d_y$) siendo una medida de qué tanto incursiona la estructura en el intervalo de comportamiento plástico y por lo tanto que tanto daño sufre al existir deformaciones permanentes.

Si se proyecta la curva suponiendo un comportamiento elástico lineal para un nivel de carga superior, se podría alcanzar el desplazamiento d_u que correspondería con un coeficiente C_D , de este modo para cualquier otro nivel de carga en donde se conozca el coeficiente C_R este corresponderá a un desplazamiento d_o para el que se puede obtener la ductilidad desarrollada por la estructura real mediante la relación d_u/d_y o con el cociente que se muestra en la expresión (3.8).

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \sim Q = \frac{C_D}{C_R} \quad (3.8)$$

A partir del factor Q, que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF (NTC-DS) definen como factor de comportamiento sísmico, se puede estimar la vulnerabilidad de una estructura. El criterio que se propone para la evaluación de la vulnerabilidad estructural es el que se muestra en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Vulnerabilidad según el valor de Q

Q	Vulnerabilidad	Daño estructural probable
< 1	Baja	Ligero
Entre 1 y 2	Media	Medio
> 2	Alta	Grave

Una vez que se ha definido el modo de evaluar la seguridad estructural de un inmueble, a continuación se presentan los distintos niveles de evaluación de la vulnerabilidad estructural.

3.3.1 Nivel de evaluación básico

El objetivo principal de este tipo de evaluación es realizar un filtrado general de las estructuras con daños graves o con vulnerabilidad evidente, por lo que es necesario que sea un método fácil y rápido de aplicar. Considerando que en este análisis de daño o vulnerabilidad se trabaja con datos escasos y apenas descriptivos del tipo de edificación, los resultados son generalmente conservadores.

El principal supuesto para la aplicación de la metodología en este nivel es que si la resistencia de diseño calculada con los estándares vigentes en el tiempo de construcción de la edificación es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas máximas a que esté expuesto el inmueble, calculadas con los estándares actuales, la probabilidad de la falla de la estructura será reducida. Por lo tanto, es necesario conocer la evolución de los reglamentos de construcción en el tiempo a fin de poder calcular la resistencia teórica de una estructura, debido a que a través del tiempo los reglamentos son actualizados de manera periódica o después de eventos naturales que han puesto de manifiesto sus deficiencias, lo que hace necesario conocer la evolución de la normatividad en materia de diseño sísmico a través del tiempo.

El diseño de una edificación se basa en la comparación de las fuerzas que actuarán (V_0) en la estructura establecidas con los estándares de su época de diseño y construcción,

contra la resistencia nominal de la estructura (V_R), es decir se realiza la comparación entre acción y resistencia, como se muestra en la expresión (3.9)

$$V_0 < V_R \quad (3.9)$$

Para fines de una evaluación de seguridad estructural, se puede considerar de manera conservadora que la resistencia original de diseño (V_R), equivale a la resistencia mínima esperada de la estructura, despreciando la sobrerresistencia de los materiales y la dada por los factores de seguridad aplicados en el diseño, esto es

$$V_0 = c_R W_T = V_R \quad (3.10)$$

Por otro lado, la fuerza sísmica actuante (V_D), en cualquier momento se calcula multiplicando el peso total del edificio (W_T) por el correspondiente coeficiente sísmico definido por el reglamento de construcciones vigente en la localidad o por algún escenario de sismo postulado.

$$V_D = c_D W_T \quad (3.11)$$

Considerando lo anterior se tiene que

$$V_D = c_D W_T < c_R W_T = V_R \quad (3.12)$$

A partir de la expresión (3.12) se observa que para los casos en que se tenga históricamente documentos normativos resultará suficiente comparar el coeficiente sísmico en la época de diseño y construcción (C_R) considerada como la resistencia mínima esperada, contra el coeficiente sísmico dado por los reglamentos vigentes actualmente (C_D), o el calculado con algún escenario teórico propuesto, considerado como demanda. Es evidente que se está aplicando un criterio conservador a la comparación de las fuerzas laterales actuante y resistente para una estructura.

Un ejemplo de la recopilación histórica de la evolución de los reglamentos con el tiempo se tiene en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), el cual está conformado por las disposiciones de su cuerpo principal y por las Normas Técnicas Complementarias para materiales específicos como concreto, acero, mampostería o madera y para algunas acciones específicas como viento o sismo. Los estados de la república, en algunos casos, han tomado el RCDF como referencia, con las debidas adaptaciones para considerar las diferencias en el peligro sísmico y las condiciones del suelo de las distintas localidades que deben de ser considerados al realizar la evaluación.

La primera versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en donde se consideraba el diseño sísmico de las estructuras fue la de 1942, en la cual se propuso el coeficiente sísmico (c), definido como el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, y el peso de la misma sobre dicho nivel, atendiendo al nivel de ocupación de la estructura. Un criterio similar se maneja en el reglamento de 1966. Es en la versión de 1976 donde se propone por primera vez la construcción de espectros de diseño y se plantea una zonificación del Distrito Federal en función del tipo de suelo.

Después del sismo de Michoacán de 1985 se elabora una nueva versión del reglamento de construcciones y sus normas técnicas en la cual se recomiendan valores más elevados para el coeficiente sísmico y se proponen otros valores para los parámetros de construcción de los espectros de diseño. Estos valores tuvieron muy pocas modificaciones en el RCDF de 1993.

Finalmente, en su versión de 2004 se plantea una zonificación del territorio del DF en tres zonas mayores (I suelo firme, II transición y III suelo lacustre), dividiendo la zona III en cuatro subzonas (a, b, c y d) dependiendo de la profundidad de los estratos duros del suelo. Para cada una de estas zonas se proponen valores particulares del coeficiente c y de los parámetros que intervienen en la construcción de los espectros de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004.

En la figura 3.2 se muestran de manera comparativa los coeficientes sísmicos dados por las diferentes versiones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal el caso de zona de lago (IIIb), en el anexo 1 de este trabajo se presentan con más detalle las consideraciones sísmicas básicas de las versiones del RCDF antes mencionadas.

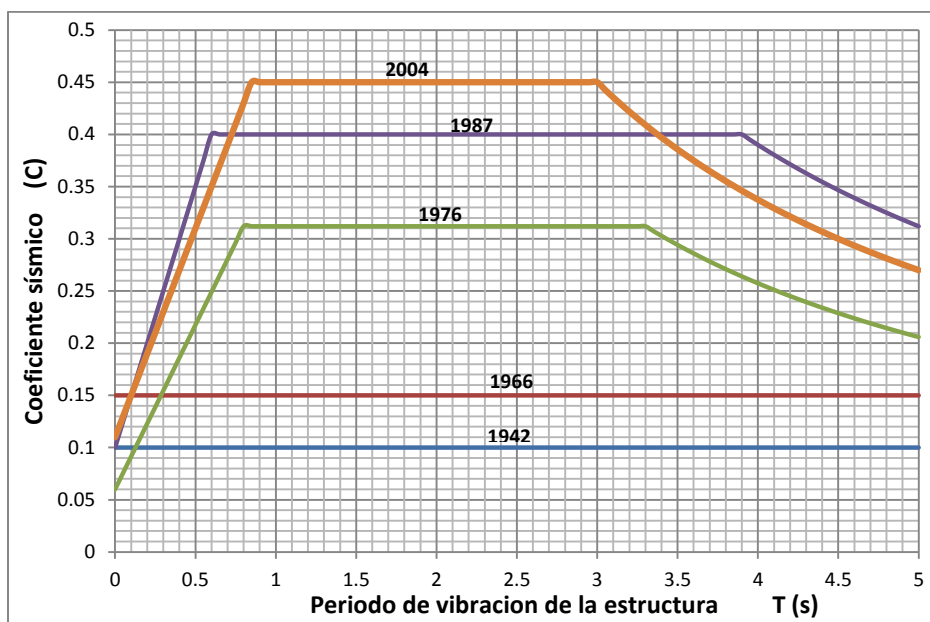


Figura 3.2 Espectros de diseño para diferentes versiones del RCDF

Los espectros mostrados en la figura 3.2 fueron elaborados exclusivamente para el RCDF, para las demás entidades del país se debe realizar un análisis histórico similar con los respectivos reglamentos locales de construcción, incluso para el caso de otras normatividades de amplio uso a nivel nacional como el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE se debe realizar un estudio de las versiones que han existido del mismo para conocer los valores de las ordenadas espectrales y las condiciones en que estas se calculan para diferentes épocas.

Conocidos los espectros históricos, se supone que se conoce la capacidad mínima original sísmica teórica de una estructura (C_R) representada por la ordenada espectral de diseño (a) del espectro aplicable a la estructura de acuerdo a su año de diseño y construcción.

La demanda sísmica teórica (C_D), se calcula a través de un espectro de elaborado para un escenario propuesto, una propuesta de cálculo aplicable a nivel nacional es tomar como base los espectros del Manual de Diseño y Construcción de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su versión de 1993. El manual presenta espectros para cada zona de peligro sísmico y para cada tipo de suelo (considerando tres tipos básicamente).

En este trabajo se presenta, como propuesta para el cálculo de la demanda sísmica, un ajuste de estos espectros a curvas exponenciales de la forma $y=ae^{-bx}+ce^{-dx}$, donde a , b , c y d son parámetros calculados a través de un análisis de regresión para simplificar las expresiones de los espectros de diseño a una ecuación que se ajuste a los valores dados por CFE para diseño sísmico, como se muestra en la figura 3.3 y puede ser empleado en un proceso automatizado de evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones existentes.

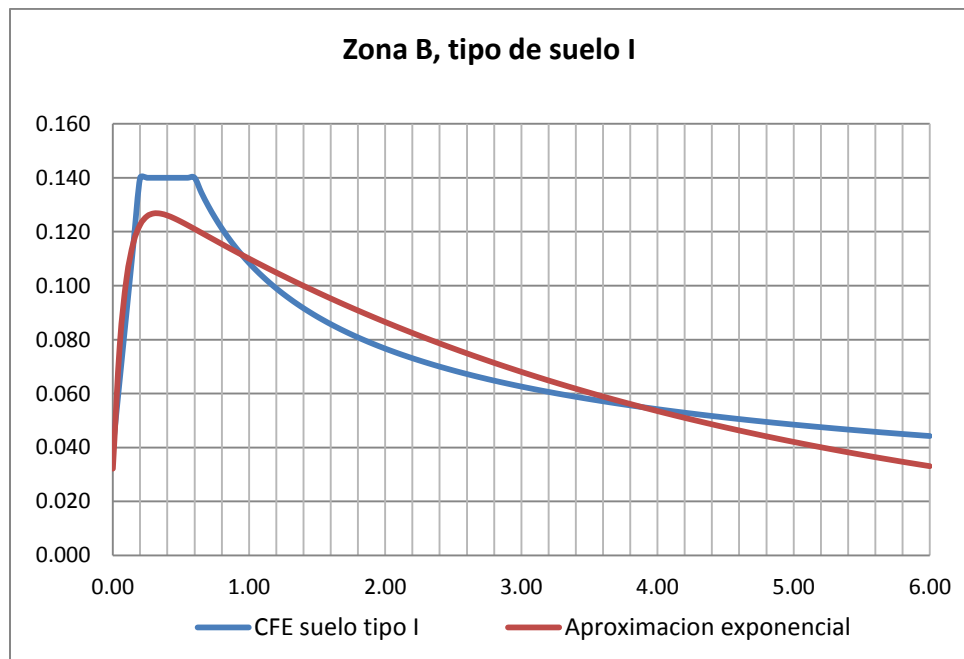


Figura 3.3 Ajuste exponencial de un espectro de diseño del Manual de Obras Civiles de CFE

La curva exponencial mostrada en la figura 3.3 tiene la ecuación siguiente.

$$c_D = 0.140 e^{-0.24 T} - 0.108 e^{-11.523 T} \quad (3.13)$$

La curva dada por la expresión (3.13) corresponde al espectro de diseño para suelo tipo I (suelo firme) en zona de peligro sísmico B (peligro moderado), para la cual se obtuvo un coeficiente de correlación de $r=0.959$ y un error estándar de 0.00821. El ajuste para los demás espectros se presenta al final de este trabajo como anexo 1, en el que se presentan las ecuaciones para las demás combinaciones de zonas sísmicas y tipos de suelo. Por lo tanto para esta propuesta la demanda se estimará empleando estas curvas como escenario de peligro propuesto.

En la figura 3.4 se presenta un diagrama de flujo con el procedimiento de evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes. Se muestra de manera ordenada y sistematizada el cálculo de la resistencia mínima esperada (C_R), así como el cálculo de la demanda sísmica (C_D); de modo que a partir del conocimiento de estos dos parámetros se establece la comparación directa de acción y resistencia.

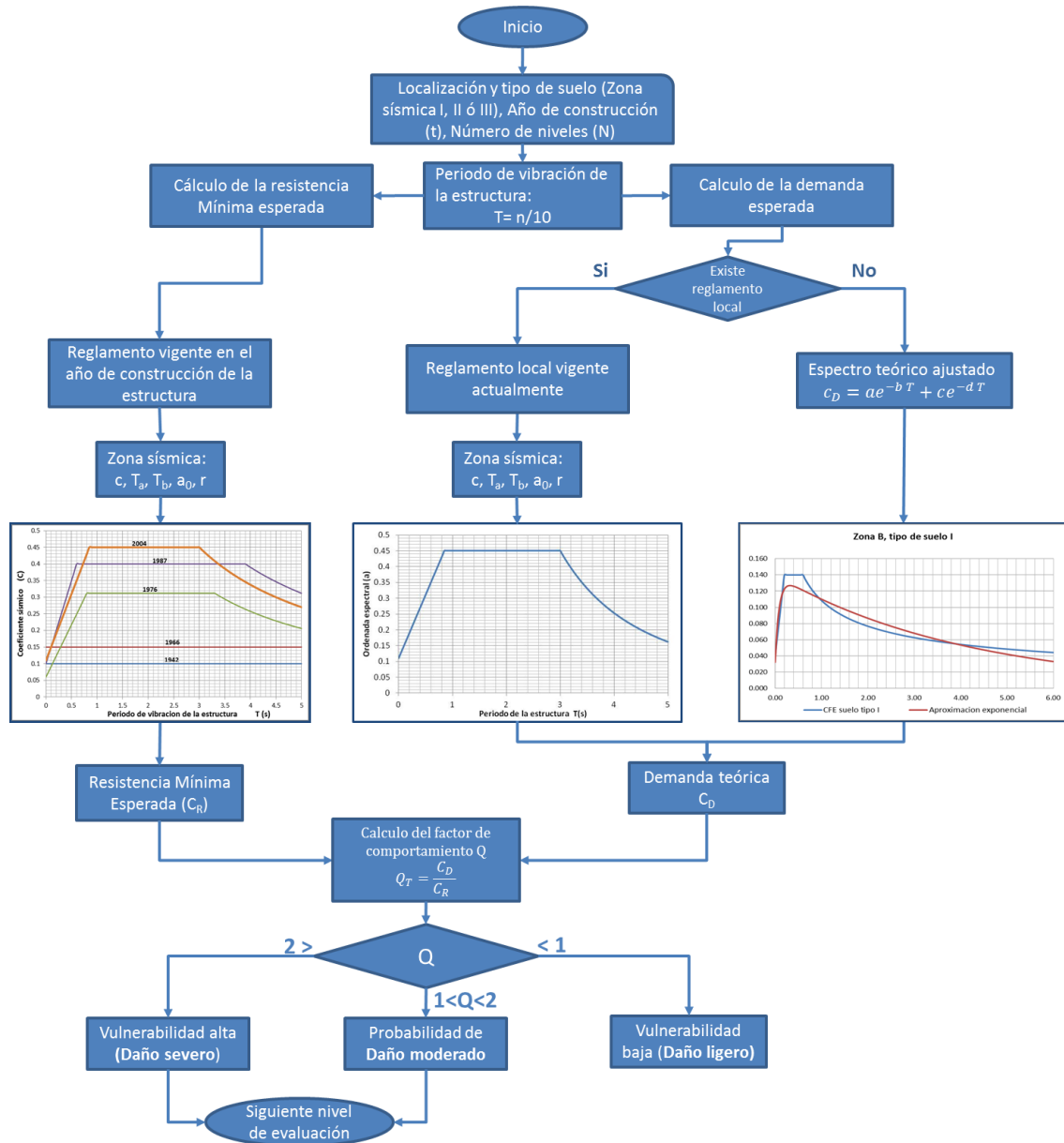


Figura 3.4 Procedimiento de evaluación por comparación de los ordenadas sísmicas espectrales

3.3.2 Nivel de evaluación intermedio: mecanismos de falla de cortante, procedimiento sustentado en la relación de áreas de los elementos estructurales verticales.

La evaluación de nivel intermedio requiere conocer más a detalle las características geométricas de la estructura, esto es las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales predominantes, pero sin llegar al detalle de conocer el tipo y distribución del acero de refuerzo para el caso de estructuras de concreto o de mampostería, para ese caso se suponen las características nominales indicadas por los respectivos reglamentos de construcción. En el caso de los elementos de acero será necesario conocer las dimensiones de las placas que conforman las columnas.

El análisis de resistencia se basa en la formación de un mecanismo de cortante en la planta de mayor debilidad, de manera similar al procedimiento de evaluación básico se realiza la comparación entre el cortante basal resistente (V_R) y la demanda (V_0). En el análisis de la resistencia de una estructura conformada por marcos, sólo se trabajará con las áreas transversales de los elementos verticales, como se muestra en la figura 3.5.

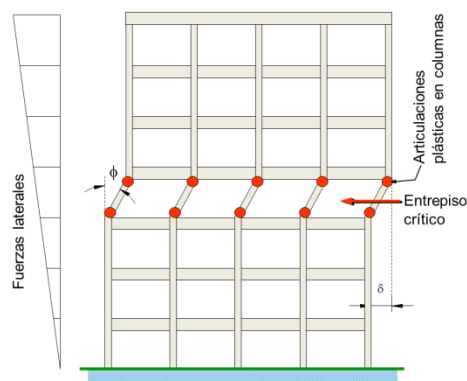


Figura 3.5 Mecanismo de cortante (acervo de imágenes CENAPRED)

La fuerza sísmica actuante (V_0) se calcula multiplicando el peso total del edificio (W_T) por el correspondiente coeficiente sísmico definido por el reglamento de construcciones vigente en la localidad, ver la expresión (3.11). De la misma manera, el peso del edificio (W_T) puede calcularse como función del área de la planta del edificio, el número de niveles del mismo y un peso estandarizado dado por unidad de área (w), expresión (3.6).

La capacidad sísmica de la estructura (V_R), en este caso, debe analizarse para cada dirección ortogonal y se puede calcular multiplicando el área transversal efectiva del alma de los elementos estructurales en esa dirección (ΣA_x o ΣA_y) por el esfuerzo cortante resistente del material de que estén conformados (v_n).

$$V_R = v_n \Sigma A_x \quad (3.14)$$

Donde

V_R es el cortante resistente de la estructura

ΣA_x es la suma de las áreas transversales las secciones de todos los elementos estructurales en una dirección en la planta estudiada, en este caso en dirección X.

v_n es el esfuerzo cortante resistente del material en los elementos estructurales.

El procedimiento antes descrito se resume a continuación de manera general en la figura 3.6.

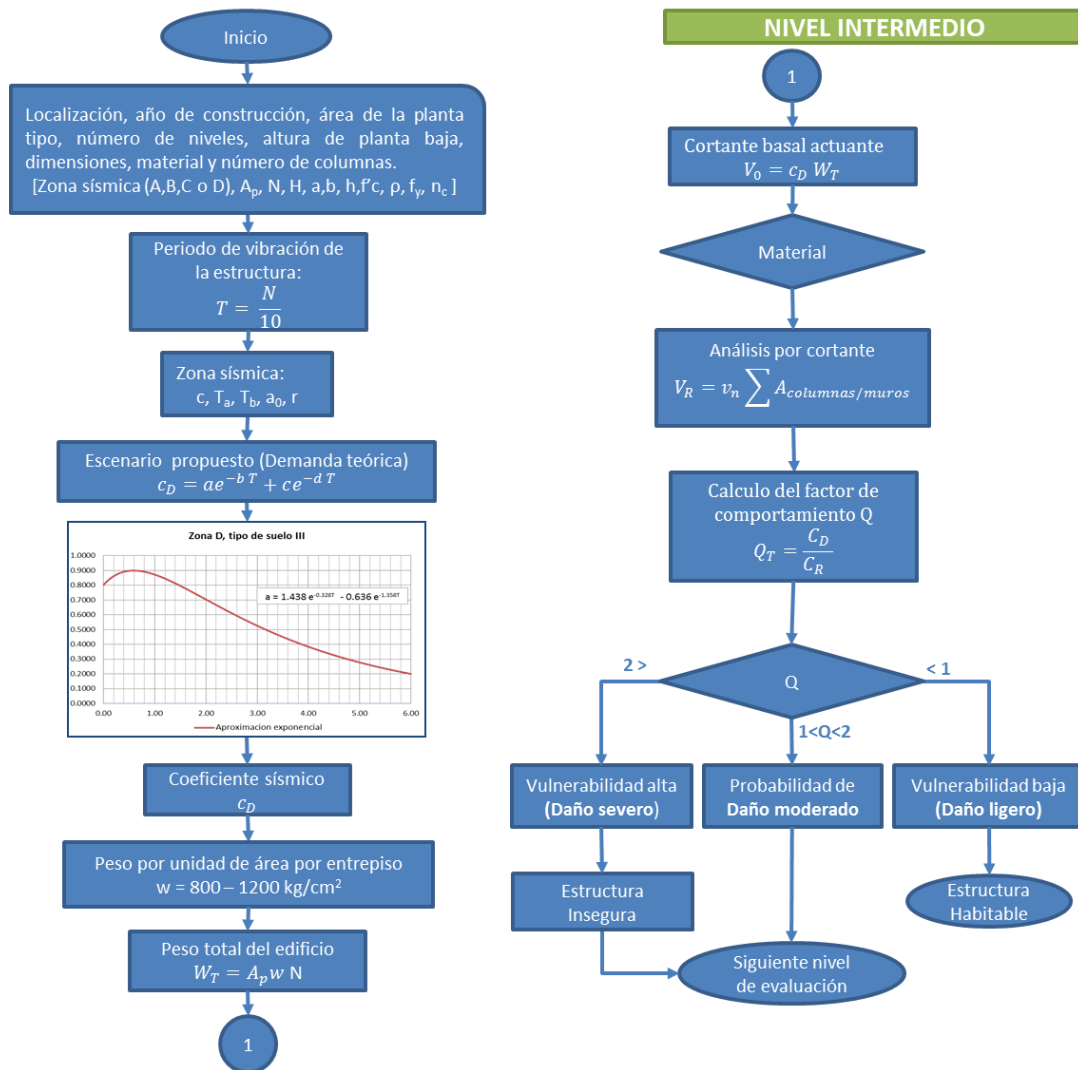


Figura 3.6 Evaluación intermedia de vulnerabilidad estructural

Finalmente se realiza la comparación entre el cortante resistente V_R y la fuerza sísmica actuante V_0 , si de esta comparación se obtiene que la resistencia es menor que la fuerza actuante, entonces existe una alta probabilidad de daño en la estructura y se considera que la estructura es altamente vulnerable.

Si las fuerzas actuante y resistente son del mismo orden, existe duda en cuanto al nivel de vulnerabilidad de la estructura, por lo que se recomienda aplicar un método más detallado de análisis y evaluación.

Al ser este un método conservador, si se obtiene una capacidad resistente mucho mayor que las fuerzas actuantes entonces se puede considerar que la estructura tiene vulnerabilidad baja.

3.3.2.1 Estructuras de mampostería

Para el caso de la mampostería el procedimiento de evaluación intermedio planteado en este trabajo se basa en la resistencia a cortante de los elementos estructurales, así como en la suma de las áreas de los muros estructurales en cada dirección de análisis. El valor de la resistencia a cortante de la mampostería deberá tomar uno de los valores mostrados en la tabla 3.2 dependiendo del tipo de mampostería empleada.

De manera muy simplificada se propone aplicar las expresiones (3.15) de acuerdo a la dirección en que se realice el análisis de la estructura, las ecuaciones (3.15) son adaptaciones de la expresión (3.14) para el caso de la mampostería.

$$\left. \begin{aligned} V_{Rx} &= v_m^* \Sigma A_x \\ V_{Ry} &= v_m^* \Sigma A_y \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

Donde

v_m^* es el valor de la resistencia a cortante para mampostería, depende del tipo de piezas y del mortero utilizado, se pueden emplear los valores nominales dados por los reglamentos vigentes, ver tabla 3.2, sus valores están entre 2 y 3.5 kg/cm².

ΣA_x es la sumatoria de las áreas de los muros estructurales orientados en dirección X.

ΣA_y es la sumatoria de las áreas de los muros estructurales orientados en dirección Y.

Para esta propuesta de análisis se utiliza el esfuerzo de resistencia a cortante de la mampostería (v_m^*) sin ningún factor de reducción por considerar que esta es la mejor aproximación de la condición de esfuerzo a la falla de la mampostería, debido a que, como se muestra en la figura 3.7, el esfuerzo v_m^* corresponde al valor de resistencia a cortante máximo obtenido en pruebas de compresión diagonal para mampostería mientras que $0.5v_m^*$ corresponde aproximadamente al esfuerzo de agrietamiento (Miranda – Tena, 1995) .

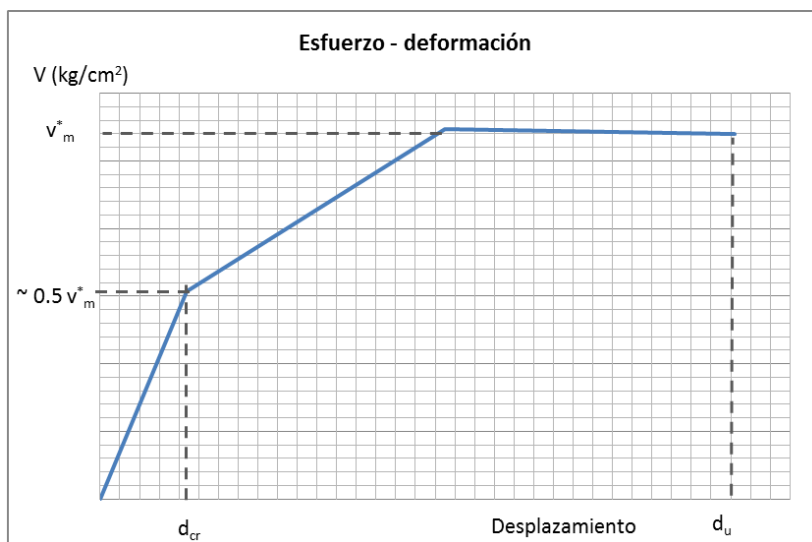


Figura 3.7 Curva trilineal idealizada esfuerzo - deformación para pruebas de mampostería

El cálculo de la fuerza sísmica actuante, demanda, aplicando la ecuación (3.11) en la que el coeficiente C_D viene dado por la ordenada de la curva exponencial ajustada que

corresponda de acuerdo a lo mostrado en el anexo 1 de esta tesis, de manera similar a como se procedió en el nivel básico de evaluación.

$$V_0 = c_D W_T \tag{3.11}$$

El método de evaluación intermedio para mampostería se resume en la figura 3.8, donde se pueden ver los datos requeridos para aplicar el método, así como el procedimiento de obtención de la resistencia de la estructura basándose en la densidad de muros de la misma.

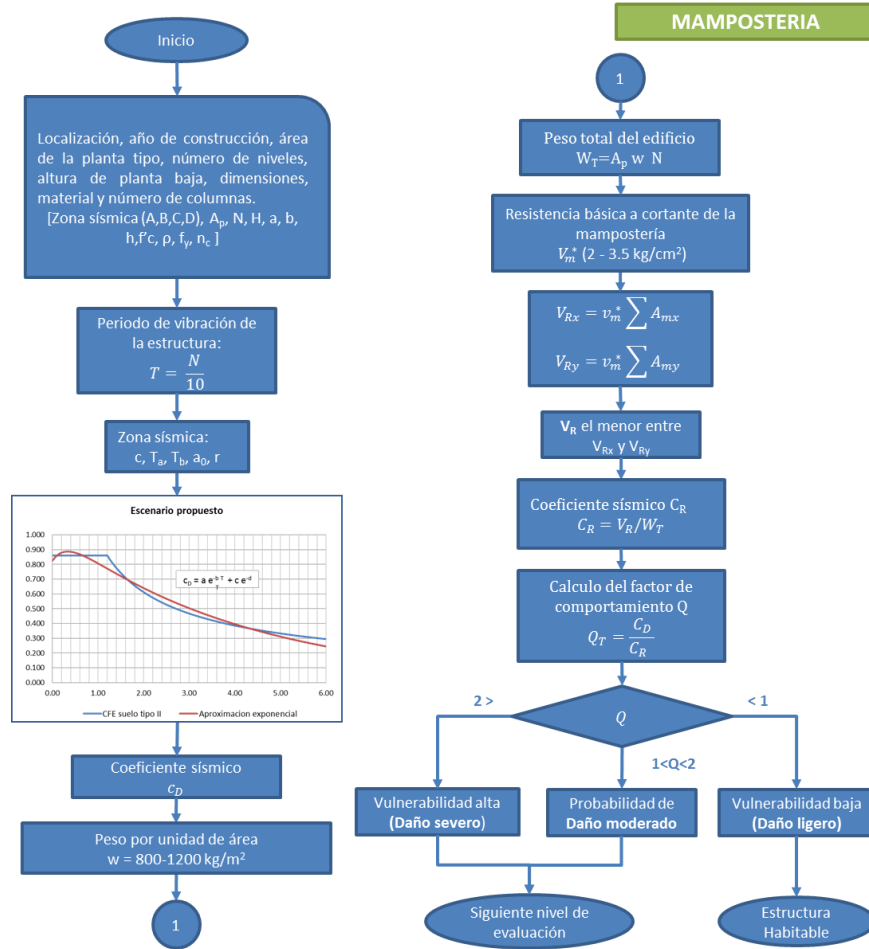


Figura 3.8 Procedimiento de evaluación intermedia para estructuras de mampostería

3.3.2.2 Estructuras de concreto reforzado.

El cálculo de la fuerza cortante resistente de la sección de concreto reforzado de los elementos estructurales verticales, está dada por la expresión (3.14) adaptada para concreto reforzado como se muestra en la expresión (3.16).

$$V_R = n_c A_c v_{cr} \tag{3.16}$$

Donde

n_c número de columnas en la planta tipo de la construcción.

A_c área de la sección transversal del elemento estructural.

v_{cr} resistencia a cortante del concreto simple, que está dada por la expresión (3.17).

$$v_{cr} = 0.5\sqrt{f'_c} \quad (3.17)$$

De este modo se considera que el inmueble tendrá un comportamiento aceptable ante sismo si se verifica que la resistencia de la estructura es superior a la demanda sísmica, considerando que el edificio fue diseñado sin reducir las fuerzas sísmicas por ductilidad, es decir utilizando un valor de Q igual a 1.

El cálculo de la fuerza sísmica actuante V_0 , se realiza aplicando la ecuación (3.11) en la que el coeficiente C_D viene dado por la ordenada de la curva exponencial ajustada que corresponda de acuerdo a lo mostrado en el anexo 1 de esta tesis, de manera similar a como se procedió en el nivel anterior.

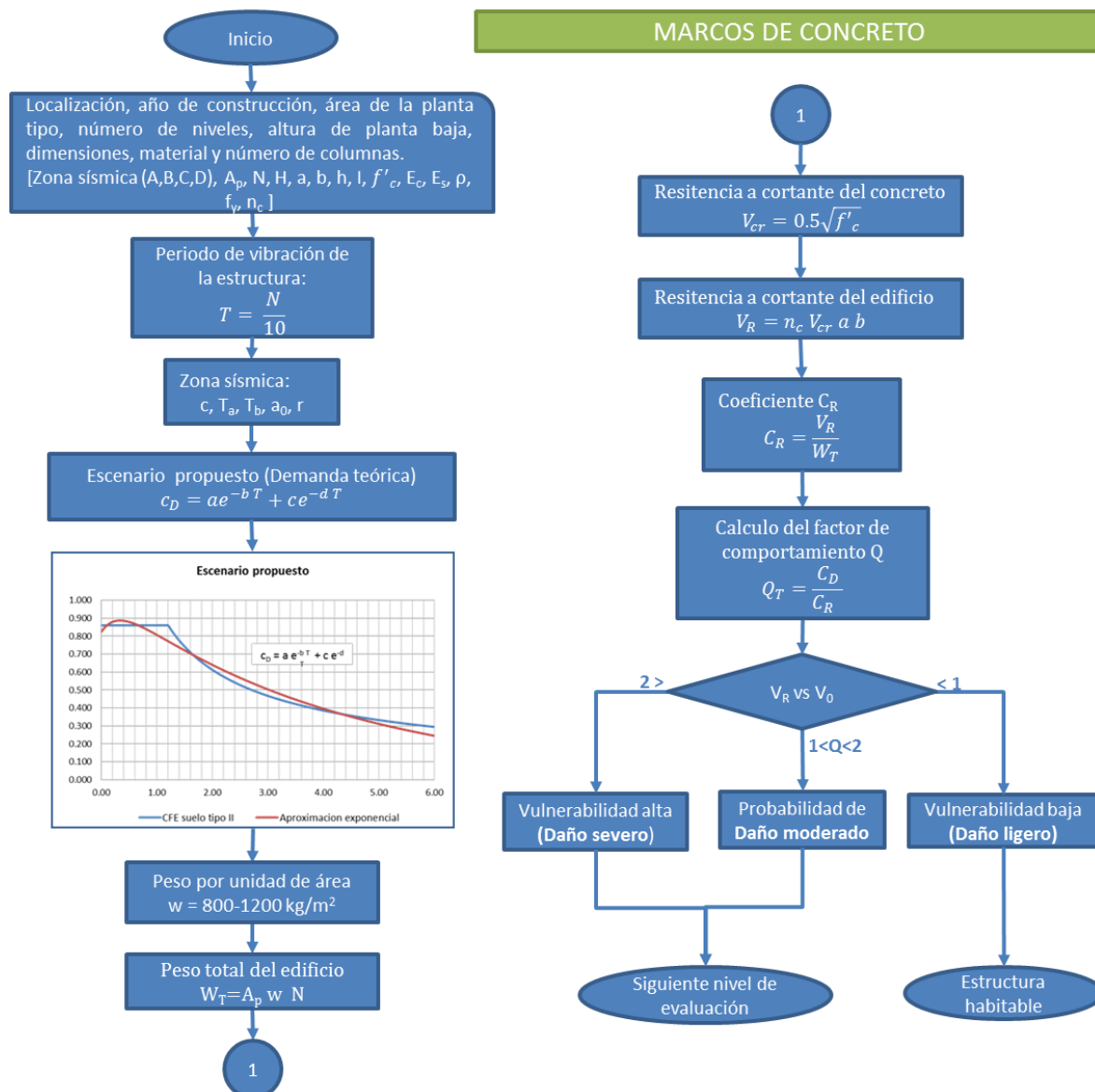


Figura 3.9 Estimación de la resistencia a través de las áreas de los elementos estructurales

3.3.2.3 Estructuras metálicas.

En el caso de estructura metálicas se procede de manera similar a como se hizo para estructuras de concreto reforzado. En condiciones normales se debe verificar si la sección de acero es compacta o no y realizar todos los cálculos de acuerdo al tipo de sección de que se trate.

Para determinar la resistencia a cortante de una sección de acero, el procedimiento formal requiere la revisión del posible pandeo de las placas, en este caso debido a la poca información con que se cuenta y por simplicidad en la aplicación del método se tomará la resistencia a cortante calculada con la expresión (3.18) (Oscar de Buen, 1982).

$$\left. \begin{aligned} V_{Rx} &= n_c 0.55 f_y A_x \\ V_{Ry} &= n_c 0.55 f_y A_y \end{aligned} \right\} \quad (3.18)$$

Donde

n_c número de columnas

f_y es el esfuerzo de resistencia a la fluencia del acero estructural, 2530 kg/cm²

A_x, A_y es el área del alma o los patines de la sección transversal, dependiendo la dirección de análisis.

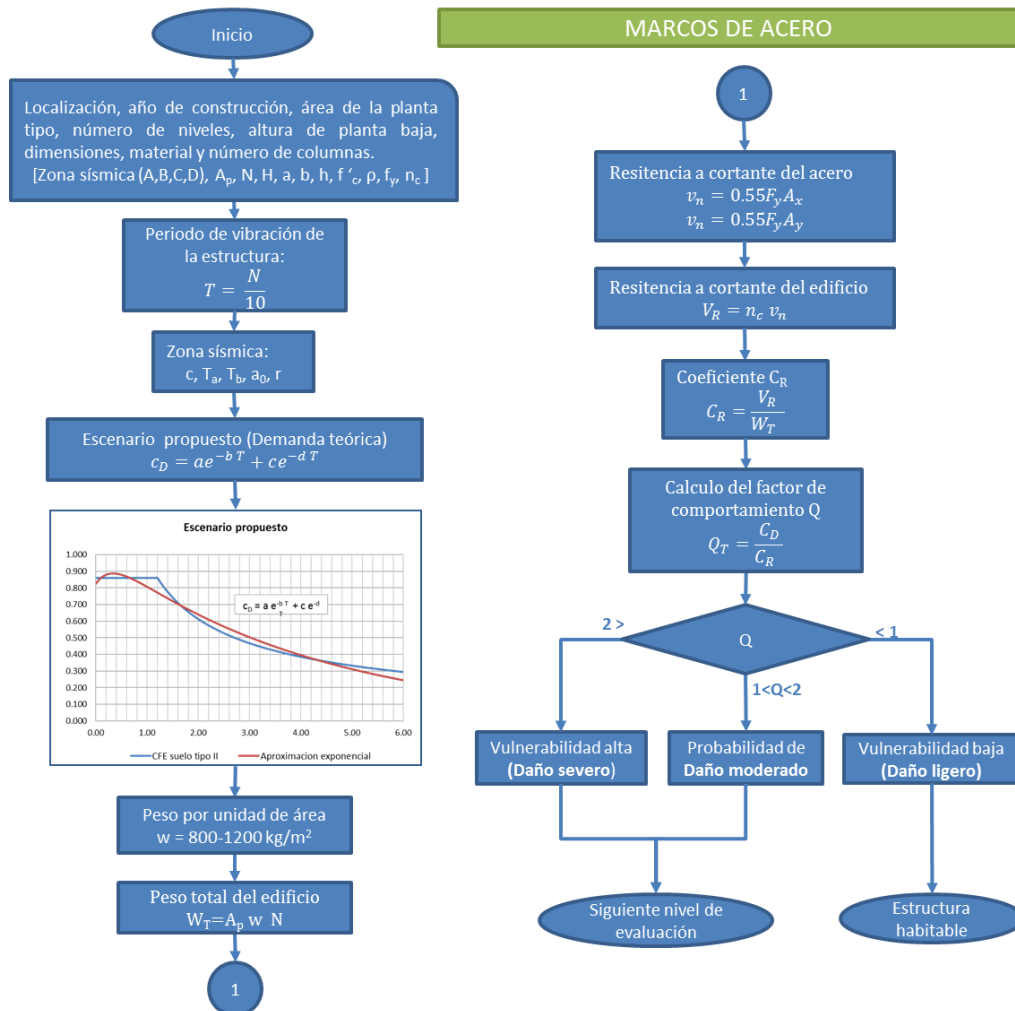


Figura 3.10 Estimación de la resistencia a través de las áreas de los elementos estructurales

3.3.3 Nivel de evaluación detallado

El tercer nivel de análisis, la evaluación detallada, considera la resistencia a cortante de la estructura empleando una cantidad mayor de información, es necesario conocer a detalle las características de la sección transversal de las columnas o muros, la cuantía de acero de refuerzo para estructuras de concreto, o las características geométricas de la sección transversal como el momento de inercia en una estructura de acero.

En este caso se considera un mecanismo de cortante en el cual se presentan la articulación de las columnas en la planta baja, como se muestra en la figura 3.11 por lo que se deben considerar los efectos inducidos de flexión en las columnas de la base. De este modo para verificar la resistencia del inmueble se deben realizar como parte del análisis la estimación del cortante y del momento flexionante inducido. Este método se aplica únicamente para estructuras cuyo sistema portante está resuelto a base de marcos resistentes a momento, ya sea de concreto reforzado o de acero estructural.

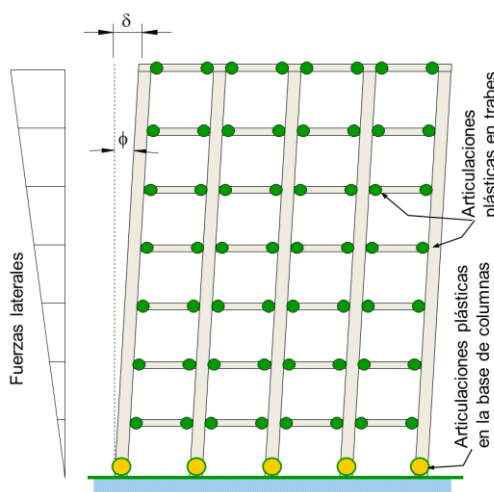


Figura 3.11 Mecanismo de cortante (acervo de imágenes del CENAPRED)

La resistencia por flexión de los elementos estructurales, se calcula de manera general estimando el momento flexionante resistente (M_R) de la sección transversal dependiendo de lo estipulado en las normas de diseño vigentes en la localidad, a partir de este último dato se procede a calcular la fuerza cortante inducida por el momento flexionante (V_{Rm}), considerando que los momentos en la parte superior e inferior de la columna son iguales, de este modo la fuerza cortante debida a flexión se calcula con la expresión (3.19)

$$V_{Rm} = n_c \frac{2M_R}{h} \quad (3.19)$$

Donde

V_{Rm} es la fuerza cortante resistente debida a flexión

n_c es el número de columnas en la planta

M_R es el momento resistente para un elemento estructural

h es la altura libre del elemento estructural

El cálculo del momento resistente varía dependiendo del material en la estructura, por lo que para cada caso se plantea una expresión particular.

En la figura 3.12, se presenta un diagrama de flujo con el procedimiento de evaluación detallado, en el cual se muestra de manera resumida el cálculo de la resistencia a cortante y flexión para una estructura existente.

Como se observa en esta misma figura, la demanda sísmica se calcula empleando las curvas exponenciales propuestas en el anexo 1, de este trabajo.

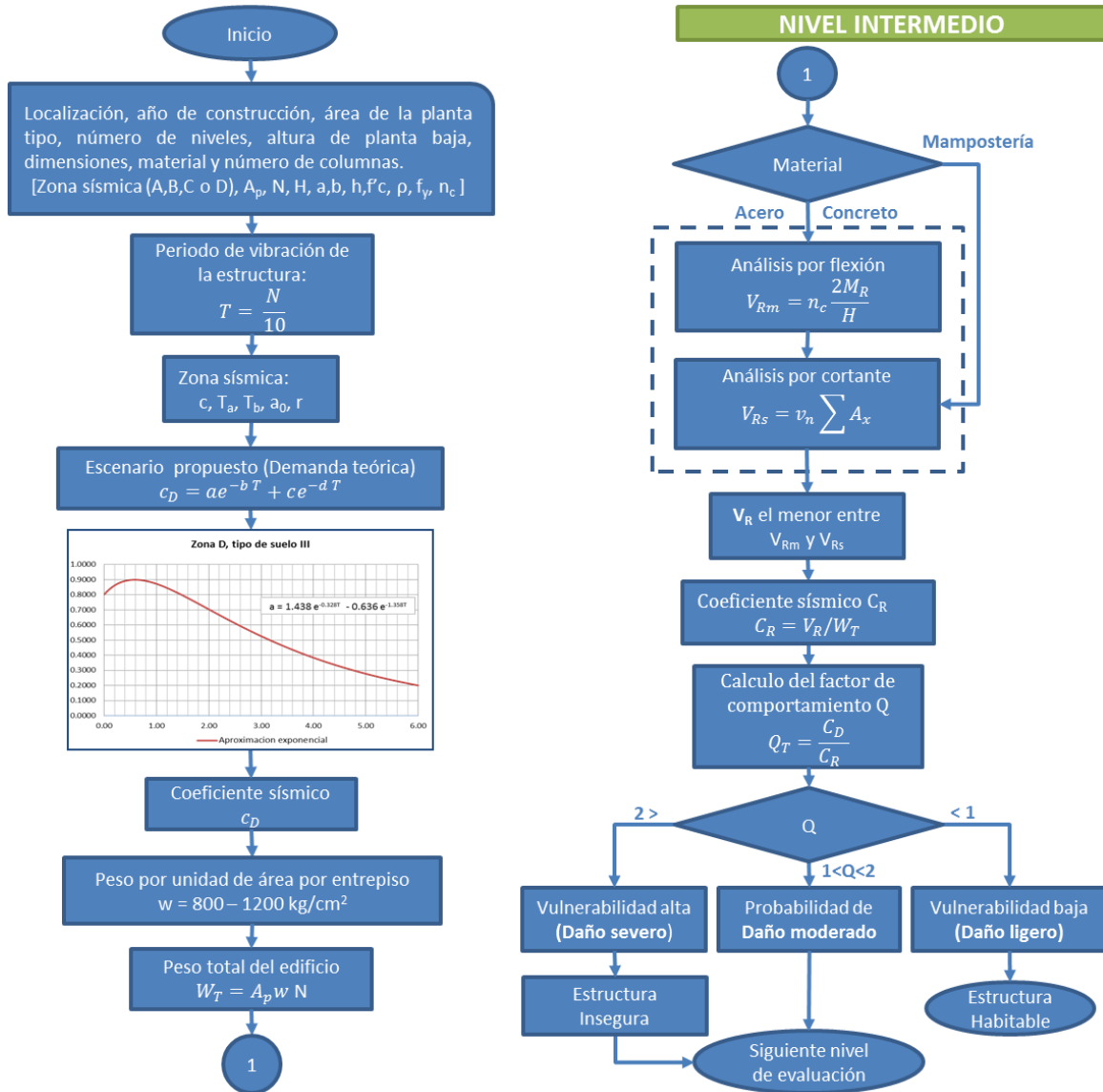


Figura 3.12 Estimación de la resistencia a través de las áreas de los elementos estructurales

3.3.3.1 Estructuras de mampostería

En este caso el procedimiento considera que el sistema de piso es rígido y que no hay excentricidad importante ($e < 0.1b$) por lo que la fuerza cortante que toma cada muro se puede calcular como proporcional a su área transversal; se ignoran los efectos de torsión, de momento de volteo y de flexibilidad de diafragma.

Para el caso de la mampostería el procedimiento de evaluación planteado en este trabajo se basa en los coeficientes y valores de diseño dados por los reglamentos para el método simplificado de análisis por lo que rigurosamente las restricciones que se plantean para la aplicación de este método también son válidas para este procedimiento de evaluación estructural; estas restricciones son las siguientes:

No es aplicable para estructuras de altura mayor a los 13 m, los muros en elevación deben ser continuos, el sistema de piso debe ser lo suficientemente resistente y rígido a fuerza cortante, la excentricidad torsional debe ser menor al 10% de la dimensión en planta del entrepiso en la dirección de análisis, y con ello la distribución de los muros debe ser simétrica, la relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no deberá ser mayor a 2 ni la relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio mayor a 1.5. Sin embargo se propone aplicar el procedimiento en edificaciones de muros de todo tipo y emplear factores de reducción de la resistencia para incumplimiento de algunos de los aspectos antes mencionados como restricciones.

Las restricciones anteriores se encuentran plasmadas de manera más extensa en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004. Cabe mencionar que el método puede aplicarse a cualquier otra localidad considerando los ajustes necesarios a los coeficientes sísmicos y las resistencias nominales de las mamposterías dadas por la reglamentación vigente en cada localidad.

El peso del edificio se calcula con la expresión (3.6), mientras que la resistencia de los muros, en función de su área, se calcula con la expresión (3.14), en el caso de la mampostería v_n es el esfuerzo de resistencia a cortante de la mampostería (v_m), que se calcula con la expresión (3.20).

$$v_m = (0.5v_m^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 v_m^* \quad (3.20)$$

Donde

v_m^* es el valor de la resistencia a cortante para mampostería, depende del tipo de piezas y del mortero utilizado, se pueden emplear los valores nominales dados por los reglamentos vigentes, sus valores están entre 2 y 3.5 kg/cm².

σ es el esfuerzo vertical promedio sobre los muros debido a las cargas gravitatorias y se considera positivo en compresión.

El esfuerzo de compresión promedio (σ) puede ser calculado de manera simplificada como el cociente del peso del edificio W_T entre la suma de las áreas transversales de todos los muros de dicho nivel, incluyendo ambas direcciones de análisis expresión (3.21).

$$\sigma = \frac{W_T}{\Sigma A_m} = \frac{N w A_p}{\Sigma A_m} = \frac{N w}{\Sigma A_m / A_p} = \frac{N w}{\Sigma d} \quad (3.21)$$

Donde

N número de niveles de la estructura

w peso por unidad de área de la planta tipo del edificio.

ΣA_m es la sumatoria de las áreas de los muros estructurales

A_p área de la planta del edificio

Σd es la densidad de muros de la estructura, relación del área total de muros contra el área total de la planta del edificio.

Se deben realizar el análisis de resistencia para las dos direcciones principales de la estructura considerando para cada una únicamente los muros orientados en la dirección correspondiente, de este modo el cortante resistente (V_R) será el menor de los calculados con las expresiones siguientes.

$$\left. \begin{aligned} V_{Rx} &= v_m \Sigma A_x \\ V_{Ry} &= v_m \Sigma A_y \end{aligned} \right\} \quad (3.22)$$

Donde

v_m esfuerzo de resistencia a cortante de la mampostería, depende del tipo de piezas.

ΣA_x es la sumatoria de las áreas de los muros estructurales orientados en dirección X.

ΣA_y es la sumatoria de las áreas de los muros estructurales orientados en dirección Y.

El cálculo de la fuerza sísmica actuante, demanda, aplicando la ecuación (3.11) en la que el coeficiente C_D viene dado por la ordenada de la curva exponencial ajustada que corresponda de acuerdo a lo mostrado en el anexo 1 de esta tesis, de manera similar a como se procedió en el nivel básico de evaluación. El método de evaluación intermedio para mampostería se resume en la figura 3.13, donde se pueden ver los datos requeridos para aplicar el método, así como el procedimiento de obtención de la densidad de muros.

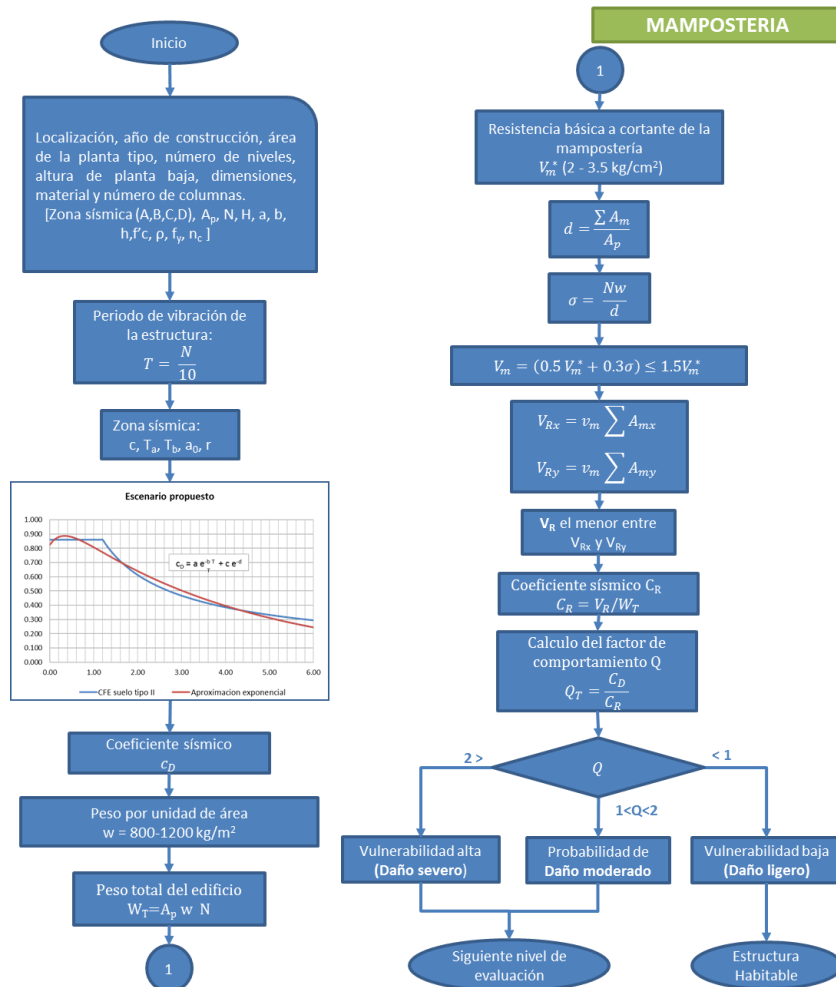


Figura 3.13 Procedimiento de evaluación intermedia para estructuras de mampostería

3.3.3.2 Marcos de concreto reforzado

El momento resistente para el caso de marcos de concreto, se calcula como la sumatoria de los momentos resistentes de los elementos estructurales verticales de la planta baja, como se muestra en la ecuación (3.23).

$$M_R = \sum A_{st} f_y h \quad (3.23)$$

Donde:

A_{st} es área del acero de refuerzo en la sección transversal en tensión, la cual está dada por la expresión

$$A_{st} = \rho_s * b * d \quad (3.24)$$

en la que

ρ_s representa la cuantía de acero de la sección transversal

d y b son las dimensiones de la sección transversal de la columna (d peralte, b ancho o base)

f_y es el esfuerzo de fluencia nominal del acero de refuerzo dado por los reglamentos de construcción, aproximadamente 4200 kg/cm².

h es el brazo de palanca, en este caso la dimensión de la columna en la dirección de análisis.

Una vez conocido el momento resistente del inmueble se calcula la fuerza cortante que asociada a este momento (V_{Rm}), en términos generales se considera que esta fuerza está dada por la ecuación (3.19), se debe realizar un análisis en cada una de las direcciones principales del inmueble.

Posterior al análisis por flexión corresponde realizar el cálculo de la fuerza cortante resistente de la sección de concreto reforzado de los elementos estructurales, dada por la expresión (3.16).

En este caso se debe de considerar la contribución del acero de refuerzo a la resistencia a cortante de las columnas, en caso de que se desconozca la cantidad de acero de las columnas, se propone emplear la cuantía mínima sugerida por los reglamentos de construcción vigentes, por lo que la resistencia a cortante está dada por la siguiente expresión (3.25).

$$V_{RS} = V_{CR} + V_{SR} \quad (3.25)$$

donde

V_{CR} resistencia a cortante del concreto, obtenida con la expresión (3.16).

V_{SR} fuerza cortante que toma el acero de refuerzo transversal

La resistencia a cortante del acero de refuerzo transversal se calcula con las siguientes expresiones que se derivan de las ecuaciones dadas por el RCDF en sus Normas Técnicas Complementarias para estructuras de concreto.

$$A_{v \min} = 0.3 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \quad (3.26)$$

en la que

$A_{v \min}$ área mínima del acero de refuerzo transversal por tensión diagonal

f_c^* resistencia nominal del concreto a compresión ($0.8f_c$)

s separación de los anillos del refuerzo transversal

f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, 4200 kg/cm².

$$V_{SR} = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{3.27}$$

Donde

- A_v área del acero de refuerzo transversal del elemento
- d dimensión del elemento en la dirección de análisis
- s separación de los anillos de refuerzo transversal por tensión diagonal.

Para este caso como se trata de una estimación conservadora de la resistencia a cortante del elemento estructural, en caso de no conocerse la cantidad de acero utilizada se tomará el área mínima dada por la expresión (3.26) como valor nominal para el cálculo, del mismo modo de acuerdo a lo estipulado en las NTC del RCDF la separación de los estribos de acero debe estar en un rango entre 6 cm y la mitad del peralte de la sección transversal, en este caso se propone emplear el mayor valor permitido por el reglamento para simular la peor condición, expresión (3.28).

$$s = \frac{d}{2} \tag{3.28}$$

Donde: d es el peralte de la sección transversal del elemento estructural.

La resistencia (V_R) del inmueble se considera la menor entre V_{Rm} y V_{RS} calculadas de este modo se considera que el inmueble tendrá un comportamiento aceptable ante sismo si se verifica que la resistencia del inmueble es mayor que la demanda sísmica.

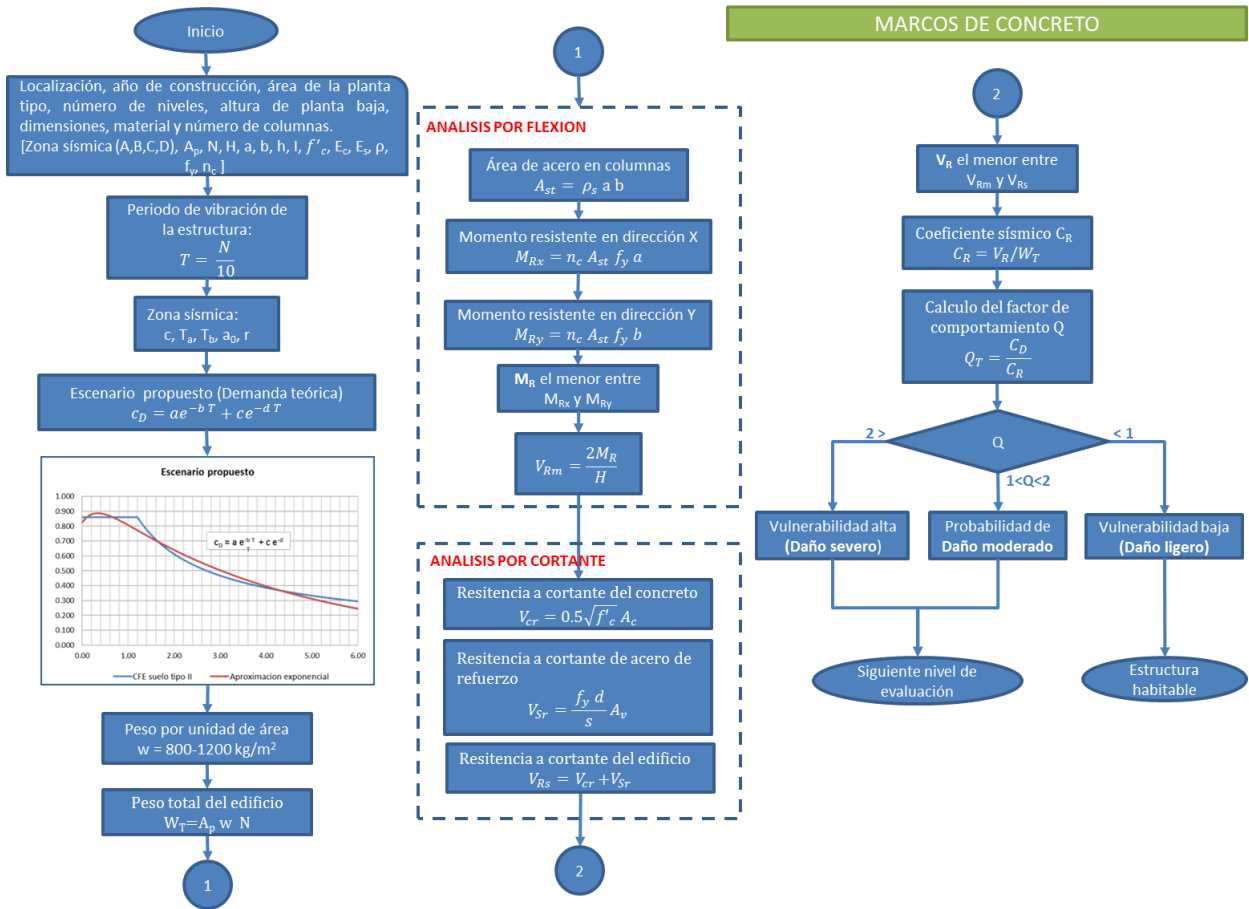


Figura 3.14 Estimación de la resistencia a través de las áreas de los elementos estructurales

3.3.3.3 Estructuras de acero

En el caso de estructuras de acero el cálculo de cortante inducido por flexión en la estructura se calcula como la sumatoria de las resistencias de todos los elementos estructurales de la planta baja, para lo cual es necesario calcular el momento resistente de la sección, que está dado por la expresión (3.29)

$$M_R = s * f_y \quad (3.29)$$

En la expresión anterior

f_y es el esfuerzo de fluencia nominal del acero estructural 2530 kg/cm²

s es el módulo de sección elástico del elemento, el cual depende únicamente de la geometría de la sección transversal y se calcula con la siguiente expresión.

$$s = \frac{I}{y} \quad (3.30)$$

I momento de inercia de la sección transversal en la dirección de análisis.

y distancia del centroide de la sección a la fibra más alejada, en secciones regulares corresponde a la mitad del peralte o del ancho de la sección, dependiendo de la dirección de análisis.

De este modo M_R será el menor de los valores calculados para M_{Rx} y M_{Ry} , con lo cual se obtiene la fuerza V_m que será comparada con la fuerza V_s (resistencia de cortante de la estructura).

Como ya se mencionó, para obtener la fuerza cortante equivalente asociada a la falla por flexión, se emplea la expresión (3.19).

Para completar el análisis de resistencia se deben calcular la resistencia a cortante de la estructura los cual se realiza como se de comparar los valores de V_{Rs} y V_{Rm} , el menor de ellos se considera la capacidad de resistencia de la estructura. Y se debe verificar este valor contra las cargas actuantes obtenidas con la expresión (3.14), en la figura 3.15 se muestra el procedimiento de evaluación antes descrito.

En el caso del análisis por cortante se procede de manera similar a como se hizo para la evaluación intermedia, se tomará la resistencia a cortante calculada con la expresión (3.19).

$$V_{RS} = n_c 0.55 f_y A_a \quad (3.31)$$

Donde

n_c número de columnas

f_y es el esfuerzo de resistencia a la fluencia del acero estructural, 2530 kg/cm²

A_a es el área del alma de la sección transversal de las columnas.

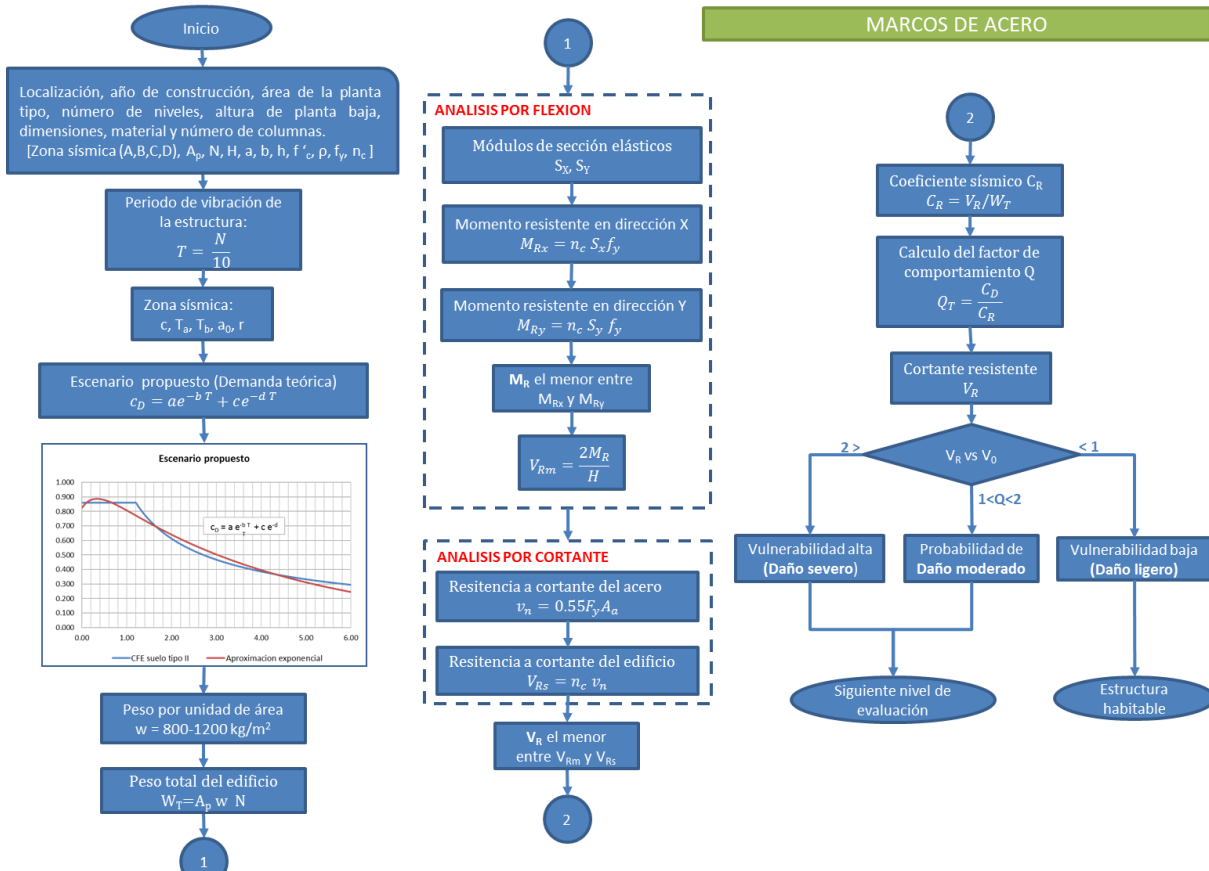


Figura 3.15 Estimación de la resistencia a través de las áreas de los elementos estructurales

3.3.4 Nivel de evaluación avanzado

El método avanzado que se propone en esta tesis requiere una cantidad de información mayor que la empleada en los niveles anteriores, se necesita conocer las propiedades geométricas y de los materiales de la estructura.

El método propuesto se basa en el trabajo realizado por Thermou y Pantazopoulou (2010), que hace los siguientes supuestos para su aplicación: se puede despreciar la contribución de los modos superiores de vibración de la estructura, lo cual quiere decir que la distribución de los desplazamientos en elevación del edificio se ajustan a alguna de las formas aproximadas de la figura 3.16, correspondientes al primer modo de vibración; el sistema de piso se comporta como un diafragma rígido por lo que todos los elementos verticales toman una parte proporcional a su resistencia de la fuerza lateral, la capacidad de la estructura está regida por la resistencia de los elementos portantes de la planta más débil, muros de carga y/o columnas.

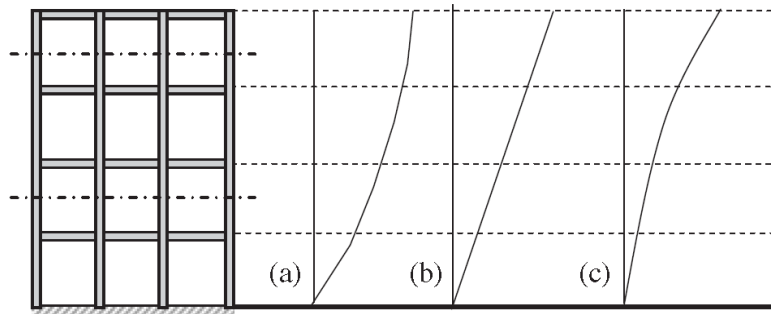


Figura 3.16 Perfil de desplazamiento de un edificio a base de marcos
a) por cortante b) triangular c) por flexión

La evaluación se basa en el análisis de los desplazamientos laterales máximos para la edificación estimados a partir de la rigidez de los elementos estructurales verticales, esto se realiza analizando las rotaciones que se desarrollan en los extremos de los miembros estructurales, ver figura 3.17, las cuales dependen de la rigidez lateral de los mismos como se muestra en la expresión (3.32).

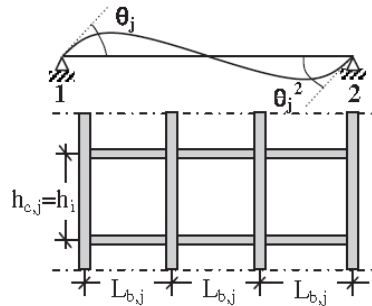


Figura 3.17 Definiciones de rotación y altura del elemento j

$$K_i * \Delta\Phi_i \delta\Delta\Phi_i = \sum_{j=1}^M \frac{6EI_j}{L_j} [\theta_{1j} \delta\theta_{1j} + \theta_{2j} \delta\theta_{2j}] \quad (3.32)$$

Donde:

- K_i rigidez lateral del nivel i.
- $\Delta\Phi_i$ deflexión del entrepiso i.
- θ_{1j} rotación en el extremo 1 del elemento j.
- θ_{2j} rotación en el extremo 2 del elemento j.
- M número de elementos estructurales en el nivel i.
- E módulo de elasticidad del material en los elementos estructurales.
- I_j Momento de inercia del elemento j.
- L_j longitud del elemento estructural j.

La expresión (3.31) puede desarrollarse hasta llegar a la ecuación (3.33), que corresponde a la contribución de los elementos estructurales a la rigidez de la estructura.

$$K_i \Delta\Phi_i = \left[\sum_{j=1}^{n_v} \frac{12EI_{cj}}{h_i^3} \lambda n_c \left(\frac{1}{\lambda+1} \right)^2 + \sum_{j=1}^{n_c} \frac{12EI_{cj}}{h_i^3} \left(\frac{\lambda}{\lambda+1} \right)^2 \right] \Delta\Phi_i \quad (3.33)$$

Donde

- n_v número de vigas
- n_c números de columnas
- λ es la relación de las propiedades geométricas y mecánicas de columnas y trabes, expresión (3.34)

$$\lambda = \frac{n_v E I_v h_c}{n_c E I_c h_v} \quad (3.34)$$

Donde

- E_c módulo de elasticidad de las columnas
- I_c momento de inercia de las columnas
- h_c altura de las columnas
- n_c número de columnas en la planta
- E_v rigidez de las vigas
- I_v momento de inercia de las vigas
- h_v longitud de las vigas
- n_v número de vigas

Considerando que los elementos horizontales son infinitamente rígidos ($\lambda \rightarrow \infty$) la expresión (3.33) se reduce a la sumatoria de rigideces de los elementos verticales (columnas y muros) es decir al segundo término de la ecuación, debido a que el factor $1/(\lambda + 1)$ tiende a 0, la expresión (3.35) muestra esto de manera extendida como la suma de las rigideces de las columnas (K_c) en una estructura a base de marcos.

$$V_i = \sum_{i=1}^N K_i \Delta \Phi_i = \sum_{i=1}^N \left[\sum_{j=1}^{n_c} k_{c,ij} \right] \Delta \Phi_i \quad (3.35)$$

Donde

- V_i Cortante de la estructura en el nivel i
- K_i rigidez del nivel i
- N número de niveles de la estructura
- k_{cij} contribución de la columna j a la rigidez del nivel i .

Adicionalmente, si se considera que la estructura es regular en elevación, es decir que los elementos conservan sus propiedades geométricas en toda la altura del edificio, entonces la rigidez de todos los niveles es la misma y por lo tanto, bastará con calcular la rigidez de un solo entrepiso.

$$V_i = K \Delta \Phi = N K_i \Delta \Phi = N \left[\sum_{j=1}^{n_c} \frac{12 E I_{c j}}{h_i^3} \right] \Delta \Phi \quad (3.36)$$

Donde

- V_i Cortante basal resistente de la estructura
- K_i rigidez del nivel i
- $\Delta \phi$ desplazamiento lateral de entrepiso
- h_i altura del nivel i
- N número de niveles de la estructura

Para el caso de estructuras cuyo sistema de carga este constituido por muros ya sea de mampostería o concreto se aplicarán las siguientes expresiones al cálculo de la rigidez de cada elemento estructural.

$$k_{mi} = \left(\frac{h_i^3}{12 E I} + \frac{h_i}{A_v G} \right)^{-1} \quad (3.37)$$

Donde

- K_{mi} es la rigidez del muro i
- h_i es la altura del muro

- E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería
 G es el módulo de cortante de la mampostería
 A_v es el área de cortante del muro

La relación del desplazamiento lateral entre la altura de entrepiso $D=\Delta\phi/h_i$ es la distorsión de entrepiso, la normatividad vigente en algunas localidades proporciona valores de distorsión de entrepiso para prevenir el colapso de las estructuras, en el caso del Distrito Federal estos valores se proporcionan en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, la tabla 3.5 muestra estos valores, los cuales se presentan solo a manera de ejemplo, dado que estas distorsiones deben tomarse según el reglamento de cada localidad.

Tabla 3.5 Distorsiones permisibles de entrepiso (Apéndice A de NTC-DS, RCDF 2004)

Sistema estructural	Distorsión (D)
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q=3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q=3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla.	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Conocido el dato de la distorsión de entrepiso, para obtener la fuerza cortante basal únicamente se tiene que multiplicar la distorsión obtenida de la tabla 3.4 por la altura total del edificio para conocer el desplazamiento $\Delta\Phi$ que se ocupará en la expresión (3.36).

$$\Delta\Phi = D * H \quad (3.38)$$

La demanda sísmica se calcula, al igual que en los niveles anteriores, utilizando la expresión (3.11) y las curvas del anexo 1, como un producto del coeficiente sísmico (c_D) y el peso total del edificio.

Finalmente se procede a realizar la comparación entre la fuerza resistente y la fuerza sísmica actuante, calculadas de manera simplificada con el procedimiento aquí descrito. Es posible realizar esta comparación debido a que se está comparando un espectro elástico contra fuerzas calculadas considerando que la estructura se comporta elásticamente hasta llegar al desplazamiento último; sin embargo, esto último sobreestima la resistencia de una edificación debido a que una vez que se ha presentado la fluencia la estructura continúa deformándose pero sin incrementar la carga que soporta.

Por lo anterior es necesario realizar una reducción elástica de la resistencia de la estructura, considerando la posible ductilidad de la misma, esto se realiza con base en los factores de comportamiento sugeridos en la tabla 3.5 de acuerdo al tipo de estructura de que se trate. De manera resumida, el procedimiento de evaluación sugerido para el nivel avanzado se muestra en el diagrama de flujo de la figura 3.18.

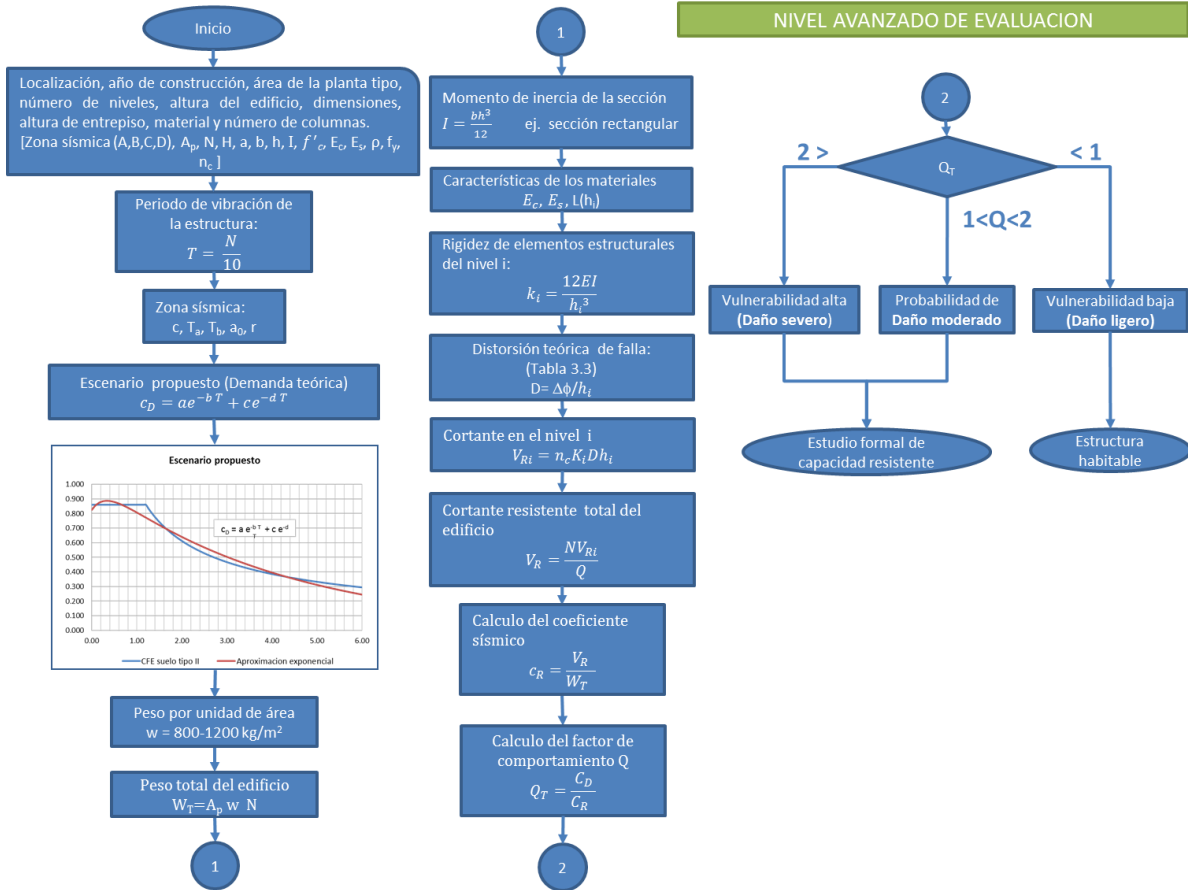


Figura 3.18 Nivel de evaluación avanzado.

3.4 Evaluación de la seguridad estructural post-sismo

La evaluación de la seguridad estructural de una edificación después de la ocurrencia de un sismo, es de suma importancia debido a la probable presencia de réplicas del evento principal, que hace necesario conocer la severidad de los daños causados a las edificaciones, es decir el nivel de daño.

La evaluación del nivel de daño y su clasificación se basa en los resultados de la inspección sobre las condiciones y características de daño que exhiba el edificio, a fin de determinar las condiciones del inmueble y de sus elementos estructurales. Este proceso tiene por objeto además de concluir sobre la habitabilidad del inmueble, determinar la necesidad de reparación y refuerzo de la estructura o de sus elementos constitutivos, cuando así lo requiere.

El nivel de daño global es un parámetro con el que se mide la intensidad de daño físico presente en el edificio producto de los daños observados en sus elementos estructurales, en este estudio se proponen tres niveles de daño global para evaluaciones inmediatas después de un sismo, que son: ligero, medio y grave.

Para el caso de edificios de concreto reforzado, se definen los niveles de daño como se muestra en la tabla 3.6, en función del agrietamiento presente en los elementos estructurales.

Tabla 3.6 Niveles de daño para elementos estructurales de concreto

Nivel de daño	Descripción del tipo de daño en columnas, viga o muro estructural
Ligero	Agrietamiento muy pequeño, no se distingue a simple vista ancho de grieta menor a 1.0 mm en flexión; ancho de grieta menor a 0.5 mm en cortante.
Medio	Grietas comparativamente grandes, en casos extremos se presenta desprendimiento incipiente de concreto, ancho de grieta entre 1 y 2 mm en flexión.
Grave	Aparición de gran cantidad de grietas anchas, ancho de grietas mayor a 2.0 mm en cortante y 5 mm en flexión. Desprendimiento severo del recubrimiento de concreto y exposición del refuerzo longitudinal. Pandeo del refuerzo longitudinal, aplastamiento del núcleo de concreto, se aprecia deformación vertical de columnas o muros estructurales a simple vista. Es característico observar fenómenos de asentamiento y/o desplomo. En algunos casos se puede observar fractura por tensión del refuerzo longitudinal.

En estructuras de mampostería, se definen los niveles de daño como se muestra en la tabla 3.7, en función del agrietamiento presente en los elementos estructurales.

Tabla 3.7 Niveles de daño para muros de mampostería

Nivel de daño	Descripción del tipo de daño en muros estructurales
Ligero	Grietas mínimas en castillos y dalas, ancho de grieta menor a 1 mm en flexión; ancho de grieta menor a 0.2 mm en cortante.
Medio	Inicio del agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dales. Grietas comparativamente grandes, ancho de grieta entre 1 y 3 mm en flexión. Grietas por cortante entre 2 y 3 mm, en castillos menores a 1 mm
Grave	Desprendimiento de partes de piezas, aplastamiento local de la mampostería. Aparición de gran cantidad de grietas anchas, ancho de grietas mayor a 2.0 mm en cortante y superior a 3 mm por flexión. Prolongación del agrietamiento diagonal en castillos y dalas superiores a un 1.0 mm Es característico observar fenómenos de asentamiento y/o desplomo (deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro).

Cuando se trate de estructuras de marcos de acero estructural, los niveles de daño se definen según se muestra en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Niveles de daño para estructuras de acero

Nivel de daño	Descripción del tipo de daño en marcos de acero estructural*
Ligero	Deformaciones perceptibles a simple vista, pandeo incipiente de secciones
Medio	Pandeo local, fractura o alguna evidencia de daño en secciones del elemento estructural fuera de zonas de posible formación de articulaciones plásticas.
Grave	Fracturas en placas de conexiones, soldaduras, tornillos o remaches, pandeo general de elementos, pandeo local de placas en zonas de posible formación de articulaciones plásticas.

*Asociación Colombia de Ingeniería Sísmica.

En adición a lo anterior, en una evaluación de la seguridad estructural posterior a un sismo deben considerarse los problemas geotécnicos que pudieran presentarse, como son: deslizamiento de laderas, inclinación o hundimiento de la estructura. El nivel de daño para estos últimos se presenta en la tabla 3.9.

Tabla 3.9 Daños por problemas geotécnicos

Nivel de daño	Hundimiento	Inclinación
Ligero	menor a 20 cm	menor al 1%
Medio	entre 20 cm y un metro	entre el 1% y el 3%
Grave	mayor a un metro	mayor al 3%

En general, se considera que si se manifiesta alguno de los problemas geotécnicos enlistados en la tabla 3.9 es probable que exista daño en los elementos estructurales de cimentación, debido a que en un recorrido de inspección es difícil el acceso a ellos al estar enterrados.

A continuación se plantea un método de ponderación de la seguridad estructural basado en los niveles de daño antes mostrados para una edificación, a través de un índice de cuantificación de daño que se basa en un sistema de puntajes parciales de los diferentes aspectos de la estructura, de este modo dependiendo del nivel de daño presente en un determinado número de elementos estructurales se le asignará una la calificación global de daño a la estructura.

El índice de daño que se propone en la presente tesis está basado en parámetros fáciles de identificar, capaces de describir si el daño presente en determinados puntos de la estructura es grave, y cuya combinación permita cuantificar el daño global del sistema estructural. El índice de daño global (D_g) se basa principalmente en la inspección de los elementos estructurales, para los aspectos no estructurales únicamente se evalúa la existencia de los mismos sin valorar su gravedad. Como se observa el aspecto estructural y el no estructural son evaluados por separado en dos índices de daño: D_E para el aspecto estructural y D_N para los daños no estructurales. El índice de daño global toma el valor del mayor de los índices D_E y D_N , que se describen a continuación.

El índice (D_N) de daño no estructural toma el valor de 2 si existe daño no estructural en el inmueble o 1 si no es el caso.

El índice de daño estructural (D_E) considera tres índices parciales, asignándole valores a cada uno dependiendo del nivel de daño presente en los elemento estructurales de acuerdo a lo expuesto en las tablas 3.6 a 3.9.

El índice D_E evalúa los aspectos geotécnicos y estructurales por separado, por medio de tres índices de daño parciales: D_1 para evaluar el hundimiento de la estructura, D_2 para la inclinación del edificio y un tercer índice D_3 para evaluar los daños estructurales en columnas, muros o vigas. A los tres índices se le da igual peso debido a que si se presenta cualquiera de las tres situaciones, hundimiento, inclinación o elementos estructurales con severo daño, se presente la seguridad de la estructura está en comprometida, de este modo, estos índices se califican con valores entre 1 y 3 dependiendo del nivel de daño observado, 1 para daño ligero, 2 para daño medio y 3 para

daño grave, ver tablas 3.6 a 3.9. La estimación final del índice D_E se realiza a través de un promedio de los índices parciales, como se muestra en la expresión (3.39).

$$D_E = \frac{\sum D_i}{3} \quad (3.39)$$

Donde

$\sum D_i$ es la suma de los índices de daño estructural D_1 , D_2 y D_3 .

El índice D_E no considera el caso de deslizamiento de laderas debido a que por la naturaleza de este fenómeno las edificaciones afectadas por el mismo se consideran dañadas al 100%, es decir el índice global de daño (D_g) toma el valor de 3 si existe un deslizamiento de laderas. A continuación se describen los índices parciales de daño y los criterios de evaluación de cada uno. Estos criterios están basados en la experiencia de profesionales en la materia.

El índice parcial D_1 está asociado al hundimiento presente en la edificación, toma el valor de 1, 2 ó 3 dependiendo del nivel de daño que se identifique de acuerdo a los valores de hundimiento observados. El índice D_2 mide la inclinación del edificio, los niveles de daño se definen en base al porcentaje de desplome que presente la estructura de acuerdo a la tabla 3.8.

La evaluación del daño en los elementos estructurales se realiza a través del índice D_3 , el cual verifica las condiciones de cada tipo de los elementos portantes verticales: muros y columnas, así como de sus conexiones. Posteriormente se obtiene el porcentaje de elementos con determinado nivel de daño con respecto al total de elementos estructurales del mismo tipo, de este modo el índice D_3 , será el promedio de los índices evaluados para columnas (D_{cl}), muros (D_m) o conexiones (D_{cn}).

Cada uno de los índices de daño para los elementos estructurales (D_{cl} , D_m o D_{cn}) se valorará a partir de los porcentajes de elementos con daño medio y daño grave de acuerdo a lo mostrado en la tabla 3.10 en concordancia con los niveles de daño descritos en la tabla 3.9.

Tabla 3.10 Valores del índice de daño parcial (D_{cl} , D_m , D_{cn}) para elementos estructurales

Porcentaje de elementos dañados	Mayor del 50%	Entre 10 y 50 %	Menor del 10%
Daño grave	3	2	1
Daño medio	2	1	0

Cabe aclarar que si alguno de estos índices parciales (D_{cl} , D_m o D_{cn}) toma un valor de 3, lo que quiere decir que más del 50% de elementos estructurales presenta daño grave, entonces el valor del índice de daño global (D_g) toma el valor de 3 y se concluye que la estructura en evaluación es insegura.

Para obtener el valor del índice de daño en los elementos estructurales (D_3) se debe realizar el promedio de los índices para columnas, muros y conexiones, como se indica en la expresión (3.40).

$$D_3 = \frac{D_{cl} + D_m + D_{cn}}{3} \quad (3.40)$$

Donde

D_3 es el índice de daño en elementos estructurales.

D_{cl} es el índice de daño para columnas.

D_m es el índice de daño para muros.

D_{cn} es el índice de daño para conexiones.

Como ya se mencionó, después de realizar la valoración de daños estructurales y no estructurales se obtendrá el valor del índice global de daño, D_g , que será el mayor de los valores entre los índices (D_E) y (D_N), obteniendo el valor de D_E como el promedio de los índices D_1 , D_2 y D_3 , mientras que el índice de daño no estructural D_N sólo tomará los valores de 1 o 2 dependiendo de si existe o no este tipo de daño.

Finalmente, a partir del valor que tome el índice global de daño (D_g) se obtendrá un estimado del nivel de seguridad de la estructura con los siguientes criterios:

Si el índice $D_g \leq 1.5$ se considera que la estructura es segura. Si el valor del índice D_g se encuentra entre 1.5 y 2.5, se considera que la estructura es segura con restricción de acceso. Si el índice D_g es superior a 2.5 se considera que la estructura es insegura.

En la figura 3.19 se muestra el procedimiento de evaluación de estructuras post-sismo.

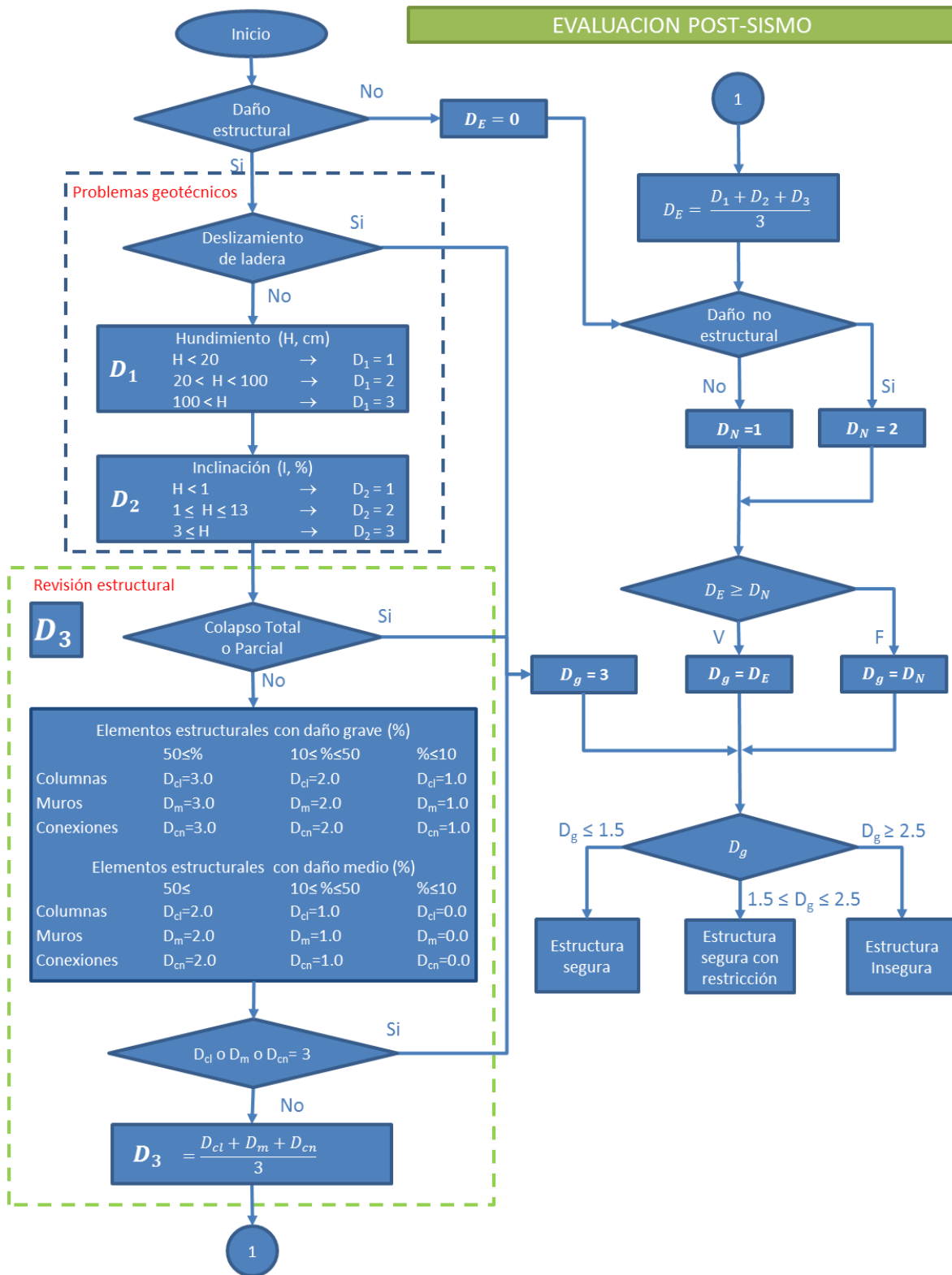


Figura 3.19 Evaluación de la seguridad estructural post-sismo

4. Ejemplos de aplicación.

En el presente capítulo se muestran ejemplos de aplicación de los métodos de evaluación descritos en el capítulo anterior. Se aplicará el método a tres tipologías estructurales a través de modelos representativos de estructuras de mampostería, marcos de concreto reforzado y marcos de acero estructural.

Para ello se han elaborado programas en lenguaje FORTRAN 90 y hojas de cálculo en Microsoft Excel (anexo 2), estos programas se trabajaron individualmente para cada nivel de evaluación, así como para cada tipo de material. Los programas no calculan los espectros de diseño completos, sino que se centran en el cálculo de la ordenada correspondiente a partir de las especificaciones y características dinámicas aplicables a cada caso.

Los programas antes mencionados se elaboraron siguiendo los algoritmos presentados en el capítulo 3, los cuales observan las restricciones de regularidad, tamaño y estructuración de los inmuebles a evaluar presentadas en el capítulo correspondiente. Para cada sistema estructural se aplican los niveles de evaluación descritos, a fin de hacer una comparación de resultados entre los mismos.

4.1 Estructura de mampostería

El modelo de análisis es un edificio habitacional construido en la década de 1970, tomado del trabajo de Flores y López (2011), cuya estructura está resuelta con muros de mampostería. El edificio cuenta con cinco niveles de mampostería de bloques de concreto huecos con refuerzo interior, el espesor de los muro (t_m) es de 15 cm, con la distribución que se muestra en la figura 4.1, se consideró una altura de entrepiso de 2.5 m, las dimensiones generales de la planta del edificio que se ocuparon para el cálculo fueron 18.9 m de largo por 6.6 m de ancho. El edificio está ubicado en la ciudad de Acapulco Guerrero.

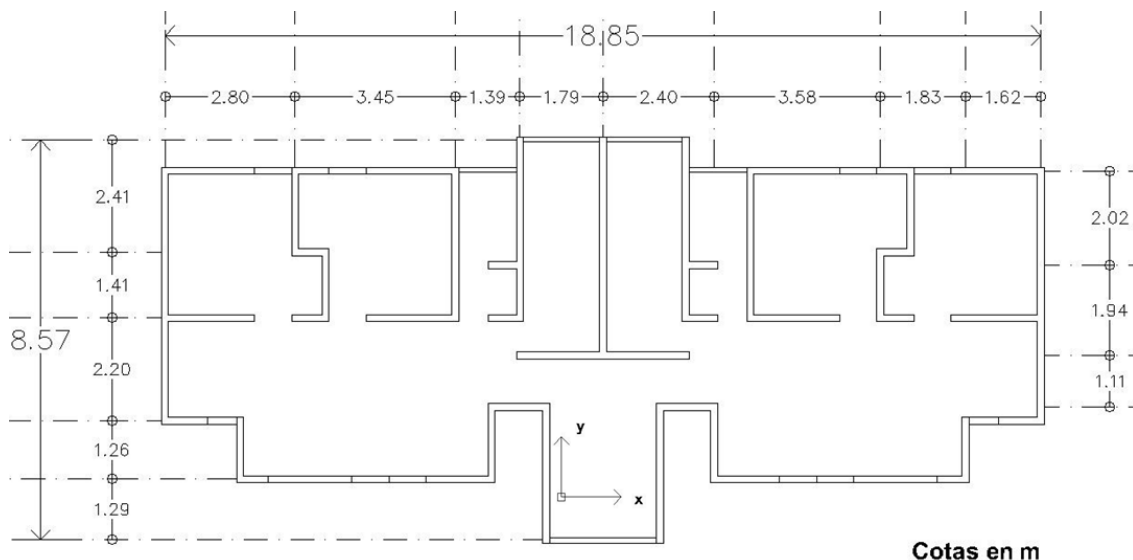


Figura 4.1 Planta estructural del edificio que será evaluado.

A partir de su ubicación geográfica, el Manual de Obras Civiles de la CFE considera que el edificio está dentro de la zona D de alta sismicidad, y si se acepta que está desplantado sobre un tipo de suelo firme (tipo I) se podrá obtener la ordenada espectral para diseño vigente, que se constituiría en a aceleración máxima probable para el sismo postulado en el sitio. Las longitudes de los muros en las direcciones principales de la estructura se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Distribución de muros del modelo a analizar

En dirección X		En dirección Y	
Cantidad de muros	Longitud L, cm	Cantidad de muros	Longitud L, cm
2	195	2	551
6	80	2	190
6	200	2	141
4	60	2	156
1	372	2	331
2	102	2	389
2	132	1	469
2	76	2	170
4	120	2	299
29	3782	17	4923

La demanda sísmica para todos los análisis se calculará a partir del ajuste exponencial del espectro de diseño dado por el Manual de Obras Civiles de la CFE 1993, para la zona sísmica D y un tipo de suelo I (suelo firme), en este caso el ajuste exponencial proporciona la ecuación (4.1) de la curva mostrada en la figura 4.2, para la cual se obtuvo un error estándar de 0.014 y un coeficiente de correlación con un valor de 0.992.

$$a = 0.77e^{0.093 T} + 0.477e^{-0.456 T} \tag{4.1}$$

El periodo de la estructura considerado para la estimación del coeficiente fue de $T= 0.5$ s obtenido con la expresión simplificada (3.7) del capítulo anterior, con lo que se obtiene una ordenada espectral para la demanda sísmica con un valor de $C_D=0.46$.

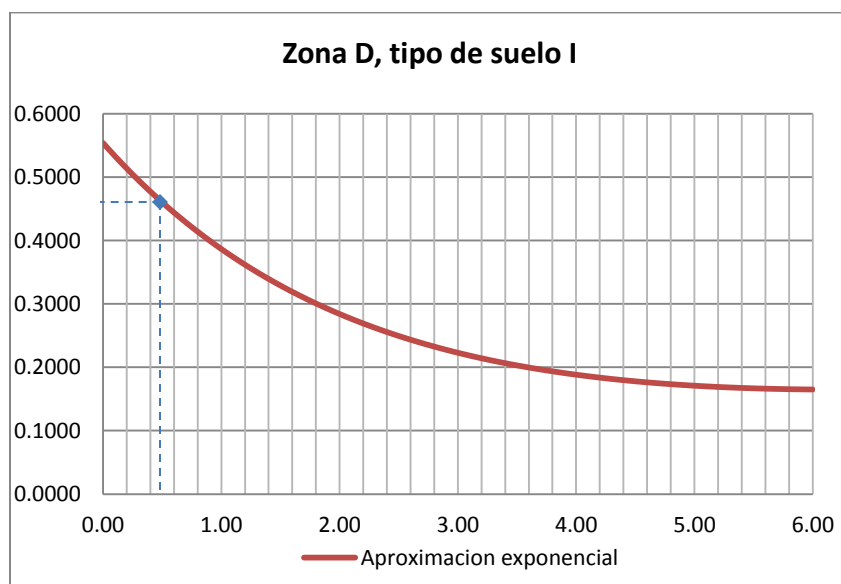


Figura 4.2 Demanda sísmica calculada para la evaluación

La demanda sísmica (C_D) para todos los análisis se calcula a partir de la ordenada espectral obtenida de la aproximación exponencial planteada en el capítulo 3, aplicando la expresión (3.12) que relaciona la fuerza sísmica actuante (V_0) con el área de la planta (A_p) y con el peso por unidad de área de la estructura (w), como se observa en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Estimación de la demanda sísmica actuante

T (s)	C_D	A_p (m ²)	w (ton/m ²)	V_0 (Ton)
0.5	0.460	124.787	0.8	229.7

4.1.1 Evaluación básica

En este caso, al ser una edificación construida en la década de los 1970, para obtener la ordena espectral de diseño original del edificio y, con ello, aceptar que ese valor se constituye en la resistencia mínima probable del inmueble, se debe tomar el código de diseño vigente en ese tiempo; para este caso, aunque no es el código correspondiente a la localidad del edificio, se tomará el valor indicado en el RCDF de 1966 el cual estuvo vigente hasta 1976; en el cual, para diseño sísmico, proporciona un coeficiente sísmico $C_R=0.15$.

Al realizar la comparación entre los coeficientes C_R y C_D se observa que la demanda es mucho mayor que la resistencia mínima esperada, por lo que se concluye que la estructura es vulnerable. Aplicando el criterio expuesto en el apartado 3.3 del capítulo anterior se obtiene el valor del factor Q el cual para este caso tiene un valor de 3.1 ver la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Estimación de la vulnerabilidad del edificio

C_R	C_D	$Q=C_D/C_R$	Vulnerabilidad
0.15	0.46	3.07	Alta

A partir del resultado mostrado en la tabla 4.3 se concluye que la estructura tiene vulnerabilidad alta con posibilidad de colapso, debido a que en el tiempo de construcción de la estructura no se consideraban el aspecto de ductilidad dentro del diseño.

Por facilidad en la aplicación del método los cálculos realizados se basaron en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus diferentes versiones, para obtener la capacidad sísmica por medio de la ordenada espectral proporcionada en el mencionado instrumento con la versión vigente para la fecha de diseño-construcción del edificio. Sin embargo para una estimación con una mejor aproximación de la vulnerabilidad estructural, debe de observarse lo dispuesto en los reglamentos locales al respecto de los coeficientes sísmicos.

4.1.2 Evaluación intermedia.

La evaluación intermedia requiere que se conozca algunas propiedades de los materiales presentes en los muros como la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería (v^*_m), la longitud de muros en cada dirección (L_x y L_y) y el espesor de los mismos (t_m), en la tabla 4.4 se muestra un resumen de los datos considerados para este ejemplo.

Tabla 4.4 Propiedades de los materiales empleadas para el análisis detallado

Material en muros	T (s)	L _x (m)	L _y (m)	t _m (cm)	W _T (Ton)	V* _m (kg/cm ²)
Bloque de concreto	0.5	37.8	49.2	15	498.96	2.5

Con los datos expuestos, realizando el cálculo del área de muros en cada dirección principal (A_{mx} , A_{my}) y empleando las expresiones expuestas en el apartado 3.3.2 del capítulo anterior, con las cuales se obtuvieron los valores de resistencia a cortante en cada dirección los que se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Estimación de la resistencia del edificio (V_R)

A _{mx} (m ²)	A _{my} (m ²)	V _{rx} (Ton)	V _{ry} (Ton)	V _R (Ton)
87.8	67.64	142.1	184.5	142.1

Con esta resistencia y conocido el peso total de la estructura el cual se obtuvo empleando las expresiones (3.6) y (3.11) del capítulo anterior ver tabla 4.4, el peso de la estructura es igual a 498.96 Ton y con ello el coeficiente sísmico C_R es igual a 0.28. Realizando el mismo cálculo del factor Q se obtuvo la tabla 4.6 donde se puede observar que la estructura presenta una vulnerabilidad media.

Tabla 4.6 Obtención del valor de Q

C _R	C _D	Q=C _D /C _R	Vulnerabilidad
0.28	0.46	1.62	Media

4.1.3 Evaluación detallada

La evaluación detallada requiere una mayor cantidad de datos de la estructura, entre los que se encuentran el esfuerzo de resistencia a cortante de los muros (v_m) así como el esfuerzo vertical promedio (σ) en cada muro para los cuales se aplican las expresiones (3.20) y (3.21) del capítulo anterior respectivamente, en la tabla 4.7 se muestran los resultados de estos cálculos, con los cuales se obtuvieron los valores de resistencia en cada dirección (V_{rx} y V_{ry}).

$$\sigma = \frac{N w}{\Sigma d} = \frac{5 \cdot 0.8}{0.1047} = 38.2 \text{ Ton} \quad (3.21)$$

$$v_m = (0.5 v_m^* + 0.3 \sigma) = 0.5 (25) + 0.3 (38.2) = 23.96 \text{ Ton} \quad (3.20)$$

Tabla 4.7 Estimación de la resistencia lateral del edificio (V_R)

d (%)	σ (Ton/m ²)	v_m (Ton/m ²)	V _{rx} (Ton)	V _{ry} (Ton)	V _R (Ton)
10.47	38.2	24.0	136.2	176.8	136.2

Calculando el factor de ductilidad Q para estimar la vulnerabilidad de la estructura se llega a los resultados mostrados en la tabla 4.8.

Tabla 4.8 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

C _R	C _D	Q=C _D /C _R	Vulnerabilidad
0.27	0.460	1.69	Media

4.1.4 Evaluación avanzada

En este nivel se analizan las rigideces de los elementos verticales y se considera la distorsión máxima (D) permisible por los reglamentos dependiendo del sistema estructural en análisis. Se define la distorsión como la relación entre el máximo desplazamiento lateral de la estructura contra la altura total del edificio. La distorsión máxima corresponde a la de falla de la estructura, para este ejemplo conformado a base de muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior la distorsión permisible es $D = 0.002$.

Además de lo anterior, los aspectos que intervienen en el cálculo detallado de este tipo de estructuras como son: la resistencia de diseño a compresión de la mampostería (f_m^*) de la cual se toma el menor de los valores dados por tipo de material y mortero empleado en las juntas, el módulo de elasticidad del material calculado con la expresión (3.4) del capítulo anterior ($E_m = 800f_m^*$) para acciones de corta duración, el módulo de cortante (G) para mampostería se consideró como $0.4E_m$ y el mismo valor de la resistencia a compresión cortante de los bloques de cemento (v_m^*) lo cual se resume en la tabla 4.9.

Tabla 4.9 Propiedades de los materiales empleadas para el análisis detallado

Material en muros	f_m^* (kg/cm ²)	v_m^* (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)	D
Bloque de concreto	15	2.5	12000	4800	0.002

A partir de la información anterior, y con las expresiones del capítulo anterior, se llega a una resistencia, calculada a partir de la rigidez de los muros en la dirección X de 99.74 ton que en comparación con la demanda calculada previamente de 229.7 ton es muy baja como se muestra en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 Estimación de la resistencia lateral del edificio (V_R)

K_x (kg/cm)	K_y (kg/cm)	V_{Rx} (Ton)	V_{Ry} (Ton)	V_R
233438.0	703562.2	77.8	351.8	77.8 Ton

Realizando el análisis del factor Q de ductilidad para este método, se llega a la conclusión que esta estructura tiene una vulnerabilidad media como se muestra en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

C_R	C_D	Q	Vulnerabilidad
0.16	0.460	2.95	Alta

4.2 Estructuras de concreto reforzado

El modelo elegido para la aplicación del método en estructuras de marcos de concreto reforzado se tomó del trabajo de tesis realizado por Morell Ocaranza en 2009, el cual, entre otros modelos, analiza un edificio resuelto a base de marcos de concreto reforzado con la distribución mostrada en la figura 4.3, ubicado en la zona IIIb según las NTC para Diseño por Sismo del D.F.

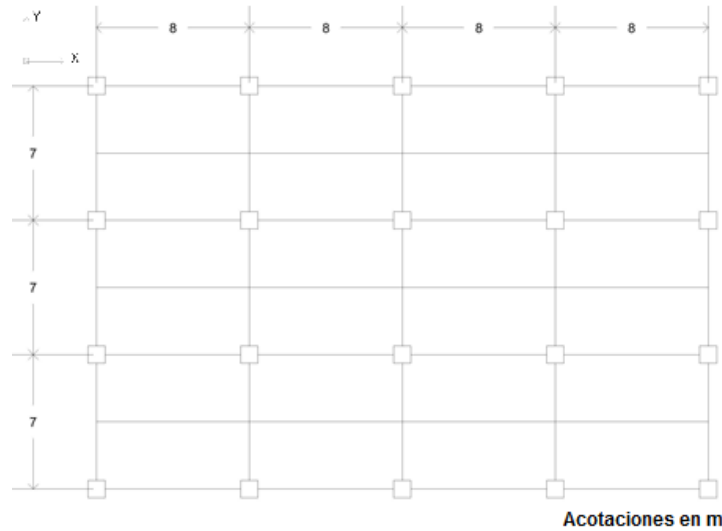


Figura 4.3 Distribución del modelo de marcos de concreto reforzado

Se trata de una estructura regular que cuenta con 4 marcos paralelos a la dirección X y 5 paralelos a Y, sus elementos estructurales son columnas de concreto de f'_c de 300 kg/cm^2 de sección cuadrada de $115 \times 115 \text{ cm}$, el acero de refuerzo longitudinal está constituido por 44 barras del # 10 distribuidas en las cuatro caras de la columna, el edificio está destinado a oficinas, el edificio cuenta con 15 niveles sobre el nivel del suelo cuya altura de entrepiso es de 3.4 m salvo la planta baja que tiene una altura de 5.2 m, todo esto se muestra en la tabla 4.12.

Tabla 4.12 Propiedades de las columnas del modelo

H_T (m)	f'_c (kg/cm^2)	Sección transversal de columnas		Refuerzo de acero longitudinal			
		b (cm)	h (cm)	No. barras	Φ (cm)	A_s (cm^2)	ρ
52.8	300	115	115	44	3.175	348.4	0.0263

4.2.1 Evaluación básica

Para efectos de la aplicación del método se considera al 2009 como el año de construcción de la estructura, bajo este supuesto el reglamento que rigió el diseño de la estructura es el RCDF de 2004; el cual, para una estructura desplantada en la zona sísmica IIIb proporciona un valor del coeficiente sísmico $C_R=0.45$.

La demanda sísmica se calcula con la curva exponencial mostrada en la figura 4.4 correspondiente al ajuste exponencial del espectro de diseño del Manual CFE 1993 para zona C y tipo de suelo III, correspondiente a la Ciudad de México y al suelo donde se localiza el edificio, de la que se obtiene una ordenada espectral para la demanda sísmica con un valor de $C_D=0.62$, ver la tabla 4.13.

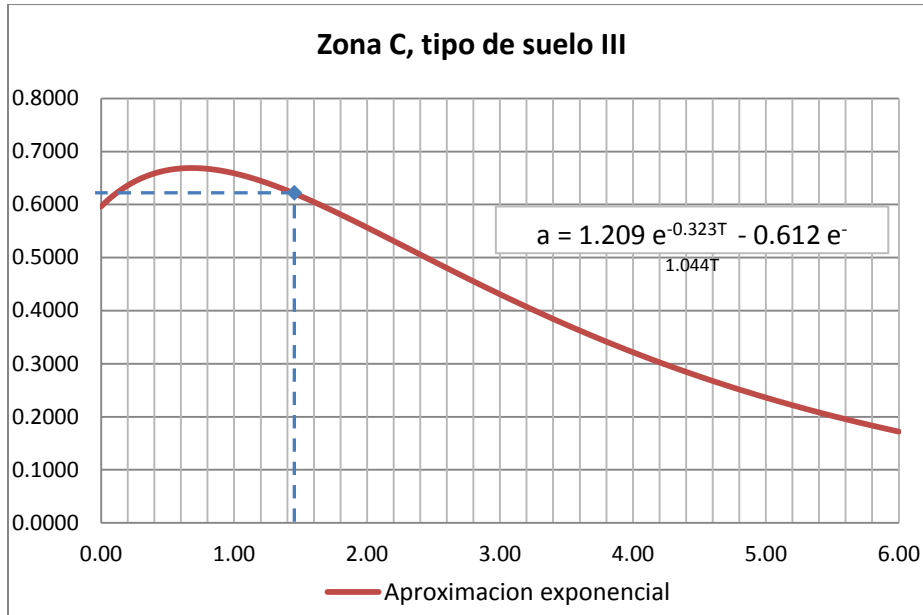


Figura 4.4 Demanda sísmica calculada para la evaluación

Como se observa se espera una demanda un tercio mayor que la capacidad sísmica resistente del edificio, por lo que el método indica que el edificio tiene una vulnerabilidad media.

Tabla 4.13 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C _D	C _R	Q	Vulnerabilidad
1.5	0.62	0.45	1.37	Media

4.2.2 Evaluación intermedia

La evaluación intermedia se utilizará el periodo de vibración de la estructura (T) ya calculado, además se requiere conocer el peso de la misma (W_T), lo que se realiza a partir del área de la planta del edificio (A_p) y un peso por unidad de área de 1.0 ton/m², como lo indica la expresión (3.6) del capítulo anterior, obteniéndose los resultados que se muestran en la tabla 4.14. Para el análisis de cortante de la evaluación intermedia se utilizan los valores nominales de las características mecánicas de los materiales (f'_c y f_y).

Tabla 4.14 propiedades físicas del modelo a evaluar

T(s)	A _p (m ²)	W _T (Ton)	f' _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)
1.5	642	10080	300	4200

La evaluación intermedia consiste en el cálculo aproximado de la resistencia en función del área transversal de los elementos verticales. La anterior se hace con base en un esfuerzo cortante promedio asociado al colapso, el cual se recomienda tomar del orden de 10 kg/cm² o bien podría considerarse igual a 0.5√f'_c, como se expuso en el capítulo 3.

Con los datos expuestos se realizó el análisis por cortante de la estructura sin considerar la contribución del acero de refuerzo, aplicando la expresión (3.16) sustituyendo los valores de la tabla 4.14, las fuerzas cortantes resistentes calculadas se muestran en la tabla 4.15.

Tabla 4.15 Cálculo del cortante resistente

N_c	A_c (cm ²)	V_{CR} (kg/cm ²)	V_R (ton)
20	13225	8.66	2290.6

Conocida la resistencia y el peso total del edificio se calcula el coeficiente sísmico C_R de la resistencia mínima esperada $C_R = 0.23$, calculando el factor de ductilidad Q se estima la vulnerabilidad del edificio como se muestra en la tabla 4.16.

Tabla 4.16 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
1.5	0.62	0.23	2.71	Alta

4.2.3 Evaluación detallada

La evaluación detallada requiere que se calcule la participación del acero de refuerzo a la resistencia a cortante de los elementos verticales, además de realizar el análisis por flexión, para verificar el efecto dominante en las columnas, en la tabla 4.17 se muestran los datos empleados en estos cálculos.

Tabla 4.17 Propiedades físicas del modelo a evaluar

f'_c (kg/cm ²)	Área de concreto A_c (cm ²)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		
		f_y (kg/cm ²)	A_s (cm ²)	ρ	$A_{v \text{ min}}$ (cm ²)	s_{min} (cm)	s_{max} (cm)
300	13225	4200	348.4	0.0263	7.317	6.0	57.5

Con los datos de la tabla 4.17 se realizó el análisis por flexión y por cortante de la estructura, realizando los cálculos especificados en el capítulo anterior, los momentos resistentes y las fuerzas cortantes calculadas se muestran en la tabla 4.18.

Para el análisis por flexión se emplearon las expresiones del apartado 3.3.3.2 del capítulo anterior, sustituyendo valores en las mencionadas ecuaciones se tiene.

$$A_{st} = \rho * A_c = 0.0263 * 13225 = 348.4 \text{ cm}^2 \tag{3.24}$$

$$M_R = A_s f_y b \left[1 - 0.5 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right] = 348.4 * 4200 * 115 \left[1 - 0.5 \frac{0.0263 * 4200}{204} \right] = 1226.3 \text{ Ton m} \tag{3.23}$$

$$V_{Rm} = n_c \frac{2M_R}{h} = 20 \frac{2 * 1226.3}{5.4} = 9433.4 \text{ Ton} \tag{3.19}$$

Por otro lado, dentro del análisis de cortante se calcula la resistencia adicional que proporciona el acero de refuerzo lo cual se realiza empleando la expresión (3.27) en la cual interviene el área del acero de refuerzo transversal (A_v)

$$V_{SR} = \frac{A_v f_y d}{s * A_c} = \frac{7.32 * 4200 * 115}{6 * 13225} = 3519.9 \text{ Ton} \tag{3.27}$$

En la tabla 4.18 se muestran los resultados de los cálculos previos de manera resumida, se observa que la resistencia lateral de la estructura en este caso está determinada por la fuerza obtenida del análisis por cortante, por lo que la capacidad sísmica de la estructura es $V_R = 3519.9 \text{ Ton}$.

Tabla 4.18 Momento y fuerzas resistentes calculados

Análisis de flexión		Análisis de cortante		V_R (ton)
M_R (kg cm)	V_{Rm} (ton)	V_{CR} (kg/cm ²)	V_{RS} (ton)	
122633790	9433.4	13.31	3519.9	3519.9

Al igual que en los niveles de evaluación anteriores se calcula el factor Q de ductilidad para estimar la vulnerabilidad del edificio de acuerdo a los criterios expuestos en el capítulo 3 con lo que se obtiene el resultado mostrado en la tabla 4.19.

Tabla 4.19 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
1.5	0.62	0.35	1.76	Media

4.2.4 Evaluación avanzada

El análisis de rigidez de los elementos verticales considera para el cálculo de la resistencia lateral de la estructura la distorsión máxima permisible (D), en este caso se tomará la distorsión dada por el RCDF en sus NTC para diseño por sismo, las cuales indican para el caso de marcos de concreto con ductilidad limitada $D=0.015$.

Con estas consideraciones y tomando en cuenta los aspectos que intervienen en el cálculo detallado como son: la resistencia a compresión (f'_c) y el módulo de elasticidad del concreto (E), este último calculado según la expresión (3.1) del capítulo anterior, el esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo (f_y) y los momentos de inercia de las columnas (I_x y I_y), como se muestra en la tabla 4.20.

Tabla 4.20 Propiedades de los elementos estructurales empleadas para el análisis detallado

f_y (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	D
4200	300	242487.1	14575052.1	14575052.1	0.015

Con los valores anteriores se calcula la rigidez de cada columna empleando la ecuación (3.35), con la cual se obtiene el siguiente resultado.

$$V_R = N \left[\frac{3EI_c}{h_i^3} \right] \Delta\Phi = 20 \left[\frac{3 \cdot 242487.1 \cdot 14575052.1}{520^3} \right] (0.015 \cdot 520) = 5881.7 \text{ Ton} \quad (3.36)$$

A partir de lo anterior se llega a una resistencia estimada con la rigidez de los elementos estructurales de 11763.4 Ton, con este valor de resistencia se calcula el coeficiente sísmico de la estructura el cual tiene un valor de 1.17, a pesar que el coeficiente indica que el edificio resiste una carga mucho mayor que su propio peso se procede al cálculo del factor Q y a la estimación de la vulnerabilidad de la estructura, lo cual se muestra en la tabla 4.21.

Tabla 4.21 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
1.5	0.62	0.58	1.06	Media

4.3 Estructura de acero.

El modelo elegido como ejemplo para acero estructural se muestra en la figura 4.5, en donde se puede ver una planta estructural del edificio, donde se observa la distribución de los elementos estructurales, así como sus dimensiones generales largo 45 m y ancho 20 m. El edificio fue construido en 1984, por lo que su diseño está regido por el reglamento de construcciones de 1976.

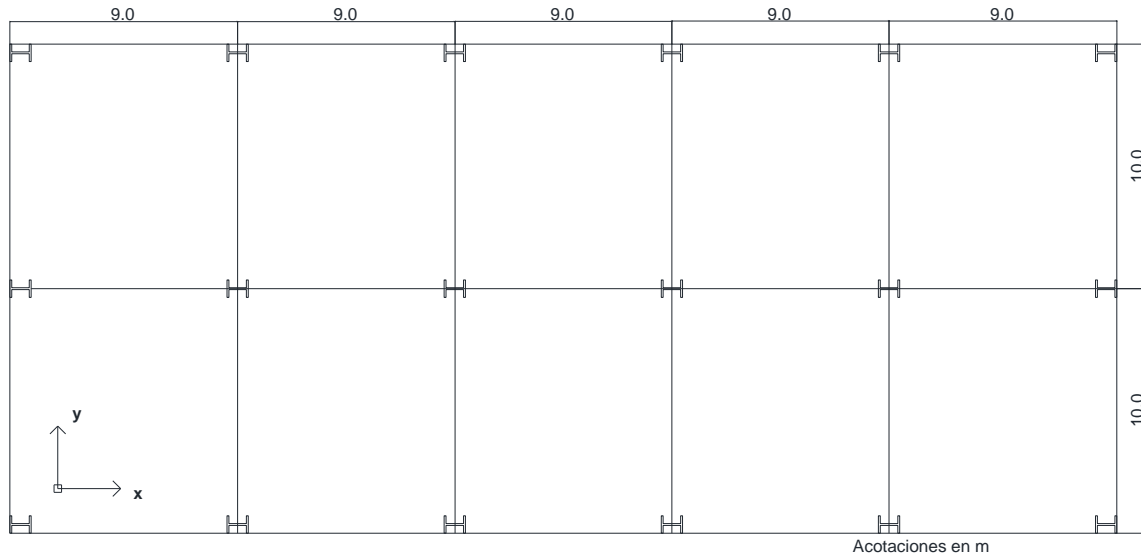


Figura 4.5 Distribución del modelo de marcos de acero estructural

El edificio tiene un arreglo regular de sus marcos, tres paralelos a la dirección X y 6 paralelos a la dirección Y. La sección transversal de las columna son perfiles I con las siguientes medidas aproximadas 35.6 cm de ancho (b) por 43.2 cm de peralte (d), el espesor de placa tanto para los patines (t_f) como para el alma (t_w) es de 3.8 cm, como se muestra en la figura 4.6. El edificio se ubica en zona de sismicidad moderada, zona C según el manual de Obras Civiles de CFE y se desplanta en suelo tipo II (suelo de transición), está destinado a oficinas. El edificio cuenta con 7 niveles sobre el nivel del suelo, con una altura de entrepiso (h_i) de 3.5 m, la resistencia a la fluencia (f_y) y el módulo de elasticidad (E) del acero estructural se muestran en la tabla 4.22, junto con los datos antes mencionados.

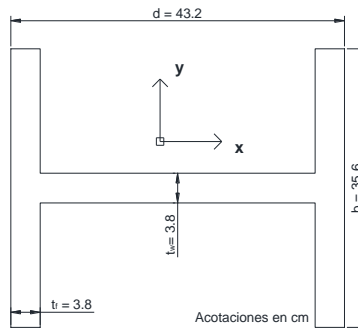


Figura 4.6 Sección transversal de las columnas

Tabla 4.22 Propiedades de la estructura del inmueble

b (cm)	d (cm)	t _f , t _w (cm)	h _i (m)	f _y (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
35.6	43.2	3.8	3.5	2530	2040000

4.3.1 Evaluación básica

Como ya se mencionó el año de construcción del edificio es 1984 por lo que el reglamento que rigió el diseño de la estructura es el reglamento de construcciones de 1976, el cual para una estructura desplantada en la zona sísmica II proporciona un valor del coeficiente sísmico $C_R=0.2$.

Por otro lado, la demanda sísmica se calcula con la curva exponencial mostrada en la figura 4.7 correspondiente al ajuste exponencial del espectro de diseño del Manual CFE 1993 para zona c y tipo de suelo II, de la que se obtiene una ordenada espectral para la demanda sísmica con un valor de $C_D=0.65$.

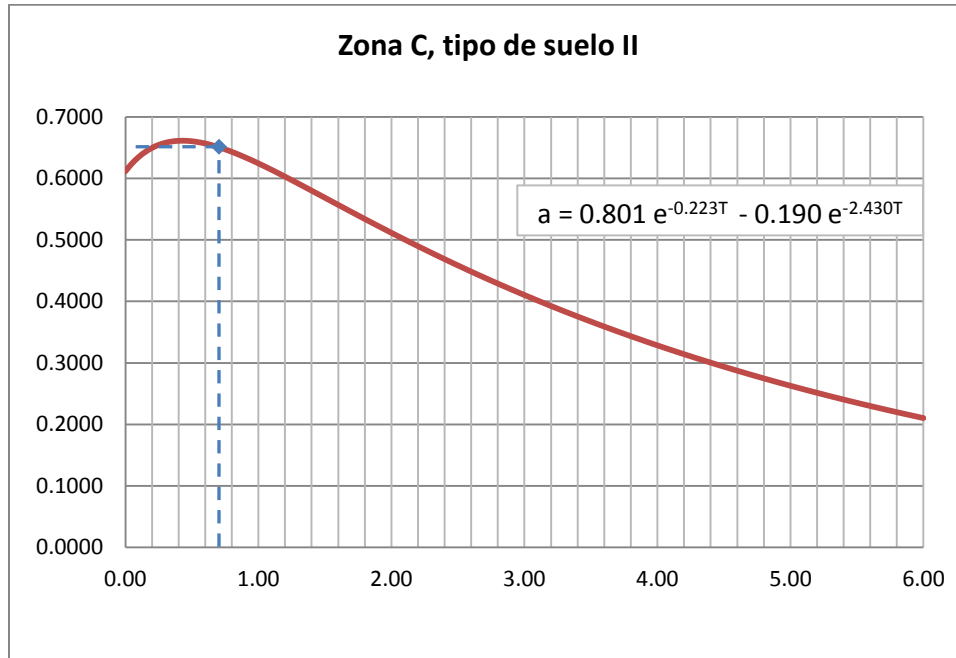


Figura 4.7 Demanda sísmica calculada para la evaluación

La tabla 4.23 muestra el valor del factor Q y la vulnerabilidad de la estructura utilizando el criterio hasta ahora empleado de comparar los coeficientes C_R y C_D para cada nivel de evaluación.

Tabla 4.23 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
0.7	0.65	0.2	3.25	Alta

Al igual que en el caso del ejemplo para marcos de concreto, los cálculos realizados se basaron en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, por facilidad en la aplicación de la metodología.

4.3.2 Evaluación intermedia

En este caso para la evaluación intermedia de un edificio de marcos de acero es necesario conocer datos como el periodo de la estructura (T), el área de la planta (A_p), el peso total del edificio (W_T), así como el esfuerzo de fluencia del acero estructural (f_y) y el área transversal de los elementos estructurales, en este ejemplo se utilizaron dos áreas distintas, de acuerdo a la orientación de las columnas se empleó el área de los patines (A_x) o del alma (A_y) de las columnas. Estos datos se muestran en la tabla 4.24.

Tabla 4.24 Propiedades físicas y geométricas del modelo a evaluar

T (s)	A_p (m ²)	W_T (kg)	f_y (kg/cm ²)	A_x (cm ²)	A_y (cm ²)
0.7	900	6300	2530	328.3	135.3

Con los datos anteriores se realizaron el análisis por cortante de la estructura, considerando la resistencia de la estructura dependiente del área transversal de las columnas de acuerdo con lo expuesto en el capítulo 3, para este cálculo se tomó en cuenta la orientación del elemento, de este modo para el análisis en dirección del eje X se empleó el área del alma (A_x), mientras que para el análisis en dirección del eje Y se utilizó el área de ambos patines (A_y), los resultados se muestran en la tabla 4.25.

$$V_{Rx} = n_c 0.55 f_y A_x = 18 * 0.55 * 2530 * 135.3 = 3388.2 \text{ Ton} \quad (3.18)$$

$$V_{Ry} = n_c 0.55 f_y A_y = 18 * 0.55 * 2530 * 328.3 = 8223.4 \text{ Ton} \quad (3.18)$$

Tabla 4.25 Fuerza cortante resistente calculada

V_{Rx} (Ton)	V_{Ry} (ton)	V_R (ton)	C_R
3388.4	8223.4	3388.4	0.54

A partir de lo anterior, se observa que la resistencia lateral de la estructura en este caso está determinada por la fuerza obtenida del análisis en la dirección X. En la tabla 4.26 se presenta la estimación de la demanda sísmica a partir del cálculo del factor Q, se observa que para los parámetros calculados la estructura tiene un vulnerabilidad media.

Tabla 4.26 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
0.7	0.65	0.54	1.21	Media

4.3.3 Evaluación detallada

La evaluación detallada en el caso de un edificio a base en marcos de acero requiere el cálculo de los módulos de sección elásticos para las dos direcciones principales de la estructura (S_x y S_y) y los momentos de inercia de la sección transversal de las columnas (I_x y I_y), además de utilizar otros datos como el periodo de la estructura (T), el área de la planta (A_p) y el peso total del edificio (W_T), así como el esfuerzo de fluencia del acero

estructural (f_y). Para ello se emplearon las expresiones del apartado 3.3.3.3 para marcos de acero estructural, los resultados de estos cálculos se muestran en la tabla 4.28.

Los momentos de inercia se calcularon considerando la orientación de la sección de la columna, de acuerdo a los ejes X-Y mostrados en la figura 4.6, de este modo se tienen las siguientes expresiones para el cálculo de I_x y I_y .

$$I_x = 2 \frac{bt_f^3}{12} + \frac{t_w d^3}{12} + 2t_f b \left(\frac{d - t_f}{2} \right)^2 = 2 \frac{35.6 * 3.8^3}{12} + \frac{3.8 * 43.2^3}{12} + 2 * 3.8 * 35.6 \left(\frac{43.2 - 3.8}{2} \right)^2 = 78356.6 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \frac{t_f b^3}{12} + \frac{dt_f^3}{12} = 2 \frac{3.8 * 35.6^3}{12} + \frac{43.2 * 3.8^3}{12} = 28772.3 \text{ cm}^4$$

$$y_x = \frac{d}{2} = 21.6 \text{ cm} \qquad y_y = \frac{b}{2} = 17.8 \text{ cm}$$

Con los resultados anteriores se calcularon los módulos de sección elásticos para la sección transversal de las columnas empleando la expresión (3.30) del capítulo anterior.

$$s_x = \frac{I_x}{y_x} = \frac{78356.6}{21.6} = 3627.6 \text{ cm}^3 \qquad s_y = \frac{28772.3}{17.8} = 1616.4 \text{ cm}^3$$

Tabla 4.28 Propiedades físicas y geométricas del modelo a evaluar

T(s)	A _p (m ²)	W _T (kg)	f _y (kg/cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	S _x (cm ³)	S _y (cm ³)
0.7	900	6300	2530	78356.6	28772.3	3627.6	1616.4

Utilizando la información obtenida se realizaron los análisis por flexión y cortante de la estructura, empelando las expresiones mostradas en el capítulo anterior, los momentos resistentes y las fuerzas cortantes resistentes estimados se muestran en la tabla 4.29.

$$M_{Rx} = s_x * f_y = 3627.6 * 2530 = 9177873.9 \text{ kg cm} \qquad (3.29)$$

$$M_{Ry} = s_y * f_y = 1616.4 * 2530 = 4089543.6 \text{ kg cm} \qquad (3.29)$$

Finalmente la fuerza resistente por flexión se obtiene con ayuda de la expresión (3.19) del capítulo 3.

$$V_{Rm} = n_c \frac{2M_R}{h} = 18 * \frac{2 * 4089543.6}{350} = 420.6 \text{ Ton} \qquad (3.19)$$

En la tabla 4.29 se muestran los resultados de los cálculos realizados y se realiza la comparación entre los análisis por flexión y por cortante, este último se realizó en el nivel de evaluación anterior cuyos resultados se muestran en la tabla.

Tabla 4.29 Momentos y fuerzas resistentes calculados

Análisis de flexión		Análisis de cortante		V _R (ton)
M _R (kg cm)	V _{Rm} (ton)	V _n (kg/cm ²)	V _{Rs} (ton)	
4089543.6	420.6	1391.5	3388.4	420.6

De la tabla 4.29 se observa que la resistencia lateral de la estructura en este caso está determinada por la resistencia obtenida del análisis por flexión. En la tabla 4.30 se presenta la estimación de la vulnerabilidad de la estructura a partir del cálculo del factor

Q, se observa que para los parámetros calculados la estructura tiene un vulnerabilidad muy alta.

Tabla 4.30 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C _D	C _R	Q	Vulnerabilidad
0.7	0.65	0.07	9.74	Muy alta

4.3.4 Evaluación avanzada.

Como ya se ha mencionado el análisis de rigidez de los elementos verticales considera para el cálculo de la resistencia lateral de la estructura la distorsión máxima permisible (D), en este caso se tomará la distorsión dada por el RCDF en sus NTC para diseño por sismo, las cuales indican para el caso de marcos de concreto con ductilidad limitada D= 0.015.

Con estas consideraciones y tomando en cuenta la información que interviene en el cálculo como es: el esfuerzo de fluencia (f_y) y el módulo de elasticidad del acero (E_s), así como el área transversal (A) y los momentos de inercia de las columnas (I_x y I_y), como se muestra en la tabla 4.31.

Tabla 4.31 Propiedades de los elementos estructurales empleadas para el análisis avanzado

f_y (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	D
2530	2040000	434.72	78356.6	28772.3	0.015

Con los valores anteriores se calcula la rigidez de cada columna empleando la ecuación (3.35), con la cual se obtiene el siguiente resultado.

$$V_R = N \left[\frac{3EI_c}{h_i^3} \right] \Delta\Phi = 18 \left[\frac{3 \cdot 2040000 \cdot 28772}{350^3} \right] (0.015 \cdot 250) / 2 = 776.2 \text{ Ton} \quad (3.36)$$

A partir de lo anterior se llega a una resistencia estimada con la rigidez de los elementos estructurales de 2716.8 Ton, con este valor de resistencia se calcula el coeficiente sísmico de la estructura el cual tiene un valor de 0.43, posteriormente se procede al cálculo del factor Q y a la estimación de la vulnerabilidad de la estructura, lo cual se muestra en la tabla 4.32.

Tabla 4.32 Estimación de la vulnerabilidad sísmica del edificio

T (s)	C _D	C _R	Q	Vulnerabilidad
1.5	0.65	0.12	5.28	Alta

4.4 Análisis de resultados

A partir de los ejemplos anteriores se pueden realizar algunas observaciones al método planteado de evaluación de la vulnerabilidad estructural. A continuación se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos, de acuerdo al tipo de estructura evaluada.

Cabe mencionar que los análisis fueron propuestos para su aplicación en estructuras regulares y homogéneas en cuanto a los materiales de construcción y a la distribución de sus elementos resistentes.

4.4.1 Estructuras de mampostería

En la tabla 4.33 se presentan, de manera resumida, los resultados obtenidos para el ejemplo de edificación a base de muros de carga de mampostería.

Tabla 4.33 Resultados obtenidos para el ejemplo de estructura de mampostería

Niv. eval.	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
Básica	0.46	0.15	3.07	Alta
Intermedia	0.46	0.28	1.62	Media
Detallada	0.46	0.27	1.69	Media
Avanzada	0.46	0.16	2.95	Alta

Se puede ver que la vulnerabilidad obtenida a través del análisis básico es conservadora en comparación con los niveles intermedios, no así con el análisis avanzado el cual llega a un resultado similar. Un aspecto a cuidar en este nivel de evaluación es el de contar con los reglamentos de la localidad aplicables a cada edificación, debido a que al utilizar reglamentos de localidades diferentes a la localidad del edificio en el cálculo de la demanda y de la resistencia, se puede llegar a resultados que no sean representativos de la estructura.

La evaluación avanzada proporciona un resultado conservador al igual que la evaluación básica, se esperaba que el resultado fuera parecido a las evaluaciones intermedias, no a la básica, debido principalmente a la escases de información empleada en ella y a la gran incertidumbre que esto conlleva, por lo tanto para la evaluación avanzada es necesario realizar ajustes de calibración para lograr una mejor aproximación de la resistencia de la edificación.

No se cuentan con datos suficientes para indicar si existe una tendencia en los resultados, aunque con los datos disponibles se observa que la estructura se ubica en un intervalo de vulnerabilidad que va de medio a alto entre 1.5 y 4, lo que obligaría a que se realizara un análisis riguroso de la estructura.

4.4.2 Estructuras de concreto reforzado

La tabla 4.34 muestra los factores de comportamiento sísmico obtenidos de los cuatro niveles de evaluación aplicados al modelo, se observa mucha dispersión en los resultados obtenidos entre un nivel de evaluación y otro, específicamente entre los niveles de evaluación básica e intermedia.

Tabla 4.34 Resultados obtenidos para estructuras de marcos de concreto reforzado

Niv. eval.	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
Básica	0.62	0.45	1.37	Media
Intermedia	0.62	0.23	2.71	Alta
Detallada	0.62	0.35	1.76	Media
Avanzada	0.62	0.58	1.06	Media

Al igual que para la evaluación aplicada a la estructura de mampostería, con los resultados mostrados no se observa una tendencia definida en el comportamiento de la estructura, aunque dos de las evaluaciones la califican como de vulnerabilidad media, para los factores de comportamiento calculados. Si se toma como hipótesis que a medida que avanzamos en el nivel de evaluación se incrementa la exactitud en los resultados obtenidos entonces el método de evaluación intermedio es el que presenta una mayor dispersión en su aproximación por lo que se requerirá verificar y ajustar el método simplificado de obtención de la resistencia a cortante de los marcos de concreto reforzado para mejorar los resultados obtenidos en este nivel de evaluación.

4.4.3 Estructuras de acero.

Para el ejemplo de estructura metálica, a partir de los resultados mostrados en la tabla 4.35 se puede ver que los métodos de evaluación son muy dispersos entre sí para una edificación de este tipo.

Tabla 4.35 Resultados obtenidos para estructuras de marcos de acero

Niv. eval.	C_D	C_R	Q	Vulnerabilidad
Básica	0.65	0.2	3.25	Alta
Intermedia	0.65	0.54	1.21	Media
Detallada	0.65	0.07	9.74	Muy alta
Avanzada	0.65	0.12	5.28	Alta

Las evaluaciones detallada y avanzada son las que arrojan los resultados más alejados del resultado esperado en comparación con las evaluaciones básica e intermedia. Una hipótesis al respecto es que las expresiones teóricas utilizadas en ambos casos, arrojan valores extremadamente conservadores debido a que no se realizó el análisis de acuerdo al tipo de sección de los elementos (sección compacta o no compacta) con lo cual probablemente mejoraría la aproximación de la capacidad sísmica de la edificación.

Para este caso ninguno de los métodos de evaluación dio por resultado una vulnerabilidad baja, por lo tanto si se toma como hipótesis que la estructura analizada tiene una vulnerabilidad media, como lo indica el análisis intermedio, se debe realizar un ajuste general a los niveles superiores de evaluación (detallado y avanzado) para obtener resultados más confiables.

5. Conclusiones y recomendaciones.

El presente trabajo presentó la aplicación de diferentes procedimientos para evaluar la seguridad estructural de las edificaciones, con el fin de generar una metodología que por medio de varios niveles de análisis estimara la vulnerabilidad de estructuras existentes, así como de la seguridad estructural post-sismo.

En primer lugar se realizó la descripción de las metodologías existentes y su clasificación de acuerdo a la información necesaria para su aplicación, al tipo de método empleado para realizar el análisis de la vulnerabilidad, empíricos o mecánicos (analíticos). Posteriormente se mostraron algunos de los trabajos existentes al respecto, describiendo las diferentes propuestas que han sido estudiadas y aplicadas alrededor del mundo.

La metodología aplicada consistió de cuatro niveles de filtrado que aumentan en detalle y cantidad de información de un nivel al superior, con la finalidad de identificar aquellas estructuras con vulnerabilidad alta ante futuros sismos. El objetivo principal es el de estimar la vulnerabilidad de una estructura a través del cálculo del factor de comportamiento sísmico Q , considerado como la relación entre los coeficiente sísmicos de la demanda y la resistencia de la estructura (C_D/C_R), de acuerdo al valor de este factor es como se categoriza la vulnerabilidad de una estructura: si Q es menor que 1 se considera que la estructura tiene una baja vulnerabilidad, si Q está entre 1 y 2 se considera como una estructura de vulnerabilidad media y si Q es mayor que 2 se considera que la estructura es de vulnerabilidad alta.

El cálculo de la demanda es el mismo en todos los casos y consiste en calcular la fuerza sísmica actuante como un porcentaje del peso total de la estructura, mientras que el cálculo de la resistencia varía de acuerdo al nivel de análisis, de este modo en el primer nivel, la evaluación básica, se realiza la comparación de los coeficientes sísmicos de la demanda y de la capacidad resistente de la edificación. La demanda tomada como el coeficiente sísmico proporcionado por las reglamentaciones actuales y la resistencia como el coeficiente sísmico dado por la normatividad vigente en el tiempo de diseño y construcción del edificio. En el siguiente nivel, intermedio, se realiza la estimación de la resistencia de la estructura a través del esfuerzo cortante resistente del material que constituye el sistema estructural del edificio, y el área de la sección transversal de los elementos estructurales.

El nivel detallado tiene el mismo principio básico del nivel intermedio, con la diferencia que se realiza un cálculo más profundo de la resistencia de los elementos estructurales, considerando los diferentes materiales involucrados, por ejemplo en el caso de estructuras de concreto la resistencia a cortante se considera como la suma de las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo.

Finalmente, el nivel de evaluación avanzado realiza el cálculo de la resistencia lateral de la estructura por medio de la estimación de la rigidez de los elementos verticales de la estructura lo cual involucra conocer la distorsión máxima permisible y con ello la fuerza lateral resistente.

5.1 Conclusiones generales

En la tabla 5.1 se muestran los factores de comportamiento sísmico obtenidos para cada tipo de sistema estructural según el nivel de evaluación con los procedimientos y metodología presentes en este trabajo, aunque no son comparables directamente debido a los diferentes materiales de que se constituyen las estructuras, su respectivo número de niveles, así como a la edad de las mismas, es posible ver el comportamiento del método en los diferentes materiales.

Tabla 5.3 Factores de comportamiento (Q) obtenidos según la metodología propuesta

Niv. eval.	Mampostería	Concreto reforzado	Acero estructural
Básica	3.07	1.37	3.25
Intermedia	1.62	2.71	1.21
Detallada	1.69	1.76	9.74
Avanzada	2.95	0.58	5.28

De este modo, se observa que la evaluación básica proporciona un resultado conservador en comparación de los niveles intermedios (intermedio y detallado) para edificaciones de mampostería y acero estructural, lo cual es de esperarse debido a la poca información de la estructura empleada para realizar este análisis, en el caso del concreto reforzado resultó no ser así por tratarse de un estructura reciente. El factor de comportamiento sísmico Q es alto, vulnerabilidad alta, para estructuras de más de 20 años (1970 mampostería, 1984 acero).

Para la aplicación del nivel de evaluación básico es indispensable conocer la evolución de los reglamentos de construcción en la localidad de la estructura a evaluar, para realizar un análisis con una mayor aproximación y evitar incompatibilidades en la información utilizada que pueda afectar los resultados.

En el caso de la evaluación intermedia en todos los casos arrojó resultados menos conservadores que la evaluación básica, pero que obligarían a realizar estudios más detallados de la seguridad de las estructuras, aun así es útil para identificar aquellas estructuras con inminente riesgo de daño.

La evaluación detallada, para estructuras de mampostería manifestó una tendencia a valorar la vulnerabilidad por encima de la estimada en el nivel intermedio, mientras que en el caso del concreto sucedió lo contrario; por otro lado para el caso de estructuras metálicas el factor Q mostró dispersión alejándose de un resultado esperado más cercano al del nivel intermedio, por lo tanto se puede decir que no es un método concluyente tal y como se presenta.

Para el nivel de evaluación avanzado se esperaría que se llegara a un resultado más cercano a las evaluaciones intermedias, pero se observa mayor dispersión en los resultados, una hipótesis al respecto es que como el método de evaluación fue planteado originalmente para estructuras de poca altura, es necesario realizar los análisis formales correspondientes a los ejemplos aquí presentados para poder comparar resultados e

interpretar las diferencias existentes, con el fin de calibrar la metodología de evaluación presentada y obtener resultados confiables.

Finalmente, la metodología es conservadora en sus niveles básico e intermedio y presenta una gran dispersión en los niveles detallado y avanzado, por lo que se calibrar estos últimos niveles a través de modelos informáticos o apoyándose en el análisis de estructuras reales para obtener más datos al respecto y ajustar los procedimientos planteados, ya sea por medio de factores correctivos o replanteando la metodología de alguno de los niveles de evaluación.

5.2 Recomendaciones

Para el caso de aplicación de la metodología se recomienda:

Es posible utilizar el método básico e intermedio en sistemas automatizados encargados de la evaluación de la seguridad estructural de edificaciones, debido a la simplicidad de los análisis, sin embargo, no se omite reiterar que los resultados que ambos niveles de evaluación proporcionan son conservadores.

Para poder utilizar los análisis planteados en los niveles detallado y avanzado, se necesario analizar las expresiones teóricas presentadas en este trabajo, realizar la calibración de las mismas con modelos computacionales o con resultados de estudios realizados a estructuras reales, sobre todo en el caso de estructuras de concreto reforzado y de acero.

En estudios posteriores se deben tomar en cuenta las investigaciones realizadas en el país para los diferentes tipos de estructuración, a fin de lograr generar modelos analíticos más apegados al contexto nacional.

En cuanto a la evaluación de la seguridad estructural post-sismo, es necesario profundizar en los trabajos realizados en el país al respecto del comportamiento de las estructuras; por ejemplo, se tiene conocimiento que existen estudios experimentales sobre el comportamiento de estructuras de mampostería, en cuyo caso es necesario analizar la información relativa a daño y vincularla con la resistencia remanente para generar las curvas de vulnerabilidad adecuadas para la generación de una metodología de aplicación post-sismo útil para estructuras reales.

6. Referencias

Bazán Enrique – Meli Roberto (2007) “Diseño Sísmico de edificios”. Editorial Limusa, México.

De Buen López Oscar (1980) “Estructuras de Acero”. Editorial Limusa, México.

González Oscar – Robles Francisco. (2006) “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”. Editorial Limusa, México.

Gobierno del Distrito Federal (2004), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, No. 8-TER, 29 de enero. México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, 6 de octubre. México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, 6 de octubre. México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, 6 de octubre. México, D.F.

Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, 6 de octubre. México, D.F.

Tena A. - Miranda E. (2002); Comportamiento Mecánico de la Mampostería; Cap. 4 del Libro Edificaciones de Mampostería para Vivienda; Editado por Fundación ICA A.C., México.

Morrel Ocaranza Francisco (2009) “Comparación de sistemas estructurales para edificios altos de concreto en la Ciudad de México” Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F.

Takeshi Jumonji (Trad. López O. – Sugahara M. 2001) “Norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras y guía técnica de rehabilitación” Cuaderno de investigación No. 37. CENAPRED, México, D.F.

Safina Melone Salvador (2002) “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, Análisis de su contribución al riesgo sísmico” Tesis de Doctorado. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona España.

Basilio Sánchez I. (2002) “Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificio altos” Tesis de maestría, Facultad de ingeniería UNAM. México, D.F.

Blandón Valencia J.J. (2000) “Comportamiento sísmico de estructuras prefabricadas de concreto” Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Cabrera Roa H.B. (2008) "Estudio en mesa vibradora del comportamiento sísmico de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles" Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Camilo Pichardo P.L. (1995) "Procedimiento aproximado para la determinación de la capacidad sísmica de edificios" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Cárdenas Soto R. (2010) "Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el cálculo de la curva de capacidad" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Cazares Adame J.L. (2011) "Propuesta de una cédula para la estimación de daños en vivienda considerada en pobreza patrimonial" Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

De la Rosa Sánchez L. (2008) "Evaluación de los efectos de amplificación dinámica en edificios asimétricos de varios niveles" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Figueroa Figueroa J.M. (2007) "Caracterización de la sobrerresistencia en marcos de concreto reforzado con $Q=2$ " Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Godínez Domínguez E.A. (2005) "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en el Distrito Federal. El caso específica del sismo del 19 de septiembre de 1985" Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco. México, D.F.

Hernández Aguilar P. (1994) "Respuesta sísmica inelástica de edificios irregulares en elevación" Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería UNAM. México, D.F.

López Ríos S.E. (2009) "Diseño por desplazamientos de estructuras de concreto" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Miranda Cruz G. (2004) "Comportamiento sísmico torsional de edificios diseñados estática y dinámicamente" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Mora Matos P.E. (2006) "Rigidez efectiva de elementos de concreto para el análisis de marcos ante cargas laterales" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Sánchez Badillo A. (2006) "Diseño por desempeño de marcos de concreto reforzado ubicados en la zona de lago del Distrito Federal" Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco. México, D.F.

Silva Lang E. (2009) "Comparación de las propiedades dinámicas de edificios de características similares ubicados en zonas geotécnicas diferentes" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Simón Velázquez R. (2005) "Predimensionamiento de marcos regulares de concreto reforzado en base a desempeño sísmico" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Tavera Gutiérrez E. A. (2001) "Análisis sísmico no-lineal simplificado de edificios asimétricos" Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Requena Grullón M. (1999) "Método aproximado para la evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos" Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F.

Bernardini A.-Givinazzi S. Et al. (2007) "The vulnerability assessment of current building by macroseismic approach derived from the EMS-98 scale" 3er. Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Girona, España.

Calvi G, Et. al. (2006) "Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years" ISET Journal of Earthquake Technology, Artículo No, 472, No 3.

Cattari S. Et al. (2006) "Multi-level procedure for seismic vulnerability assessment of masonry buildings: the case of San Remo (North-western Italy)" First European Conference on earthquake engineering and seismology, Ginebra, Suiza.

Cosenza E. Et al. (2005) "A multilevel approach to the capacity assessment of existing RC Buildings" Journal of earthquake Engineering, Vol. 9 No, 1. Imperial College Press.

Cosenza E. Et al. (2005) "Multilevel analysis of existing RC Buildings seismic capacity" Journal of earthquake Engineering, Vol. 9 No, 1. Imperial College Press.

D'Ayala, D. and Speranza, E. (2002). "An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vulnerability of Historic Buildings", Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, U.K., Paper No. 561 (on CD).

El Howary H.A. – Mehanny S. (2010) " Seismic vulnerability evaluation of RC moment frame buildings in moderate seismic zones" Earthquake engineering and structural dynamics, Wiley Online Library.

Giovinazzi S. – Lagomarsino S. (2004) "A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings" 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canadá.

Kang D. – Maeda M. – Waon-Ho Yi (2004) "Post-earthquake capacity evaluation of reinforced concrete buildings based on seismic response analysis" 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canadá.

Maeda M. – Nakano Y. – Lee K. (2004) "Post-earthquake damage evaluation for R/C buildings based on residual seismic capacity" 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canadá.

Maeda M.- Sugawara Y. – Mitsuji K. (2008) “Development of supporting system for quick inspection and restoration of earthquake damaged buildings” 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing , China.

Manabu Yoshimura (2003) “Assessment of damage level for low-rise RC buildings based on seismic capacity index (Is)” Otani Symposium, Facultad de Ingeniería, Universidad Metropolitana de Tokio.

Nassar A. A. – Osteraas J.D. (1992) “Seismic design based on strength and ductility demands” Earthquake Engineering, Tenth World Conference. Balkema, Rotterdam.

Thermou G.E. - Pantazopoulou S.J. (2011) “Assessment indices for the seismic vulnerability of existing R.C. buildings” Earthquake engineering and structural dynamics, Wiley Online Library.

Otani Sh. (2000) “Seismic Vulnerability Assessment of reinforced Concrete Buildings” Journal of the Faculty of Engineering, Universidad de Tokyo, Japón.

Anexo 1. Ajuste de los espectros de diseño de CFE para la estimación de la demanda sísmica.

La propuesta de estimación de la demanda teórica basada en los espectros propuestos por el Manual de Diseño y Construcción de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su versión de 1993 se muestra de manera resumida a continuación.

Los espectros que proporciona CFE están definidos por las ecuaciones (A.1) a (A.3), en las cuales los parámetros a_0 , c , T_a , T_b y r , varía dependiendo de la zona sísmica y el tipo de suelo en el que se ubique la edificación y T es el periodo de vibración de la estructura.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (\text{A.1})$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (\text{A.2})$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{si } T > T_b \quad (\text{A.3})$$

En este trabajo se presenta, como propuesta para el cálculo de la demanda sísmica, un ajuste de estos espectros a curvas exponenciales que se ajustan a la ecuación genérica (A.4) donde a , b , c , y d son parámetros calculados a través de un análisis de regresión para obtener una ecuación simplificada que sustituyese a las expresiones (A.1), (A.2) y (A.3) dadas para los espectros de diseño, estos ajustes utilizando regresiones con ayuda del programa de ajuste de curvas CurveExpert 1.2 versión de 1995-1996.

$$y = ae^{-bx} + ce^{-dx} \quad (\text{A.4})$$

Donde

y variable dependiente.

x variable independiente.

a, b, c, d parámetros obtenidos por el ajuste exponencial.

Después de realizar varios ajustes con diferentes tipos de curvas, se tomó la aproximación exponencial como la más adecuada para los fines de este trabajo, debido a que aunque existen otro tipo de curvas con una mejor correlación, como por ejemplo una curva polinomial de grado ocho, ver figura A.1, está ultima involucra el cálculo de más parámetros de los presentados para la curva exponencial, por lo que no se lograba el objetivo de simplificar las expresiones dadas para los espectros de diseño.

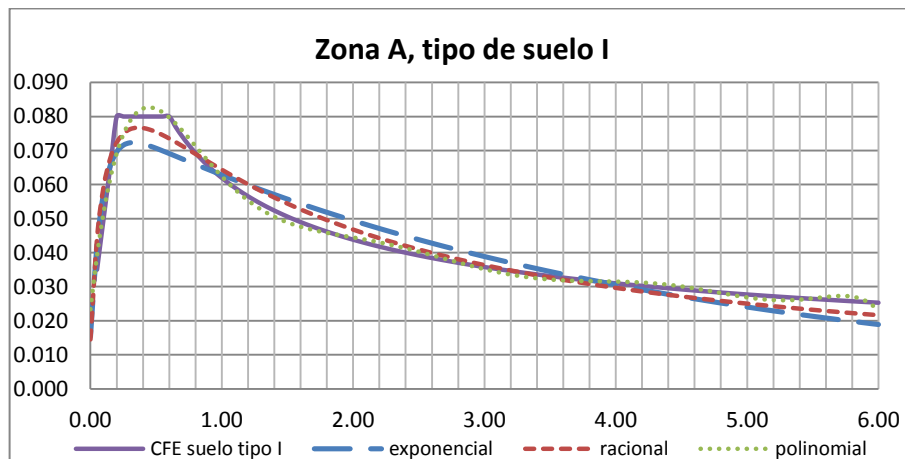


Figura A.1 Aproximaciones realizadas para ajustar los espectros de diseño de CFE

La curva exponencial que se presenta en la figura A.2 corresponde al espectro de diseño dado para suelo tipo III (suelo blando) en zona de peligro sísmico D, cuya ecuación está dada por la expresión (A.5) para la cual se obtuvo un coeficiente de correlación de 0.9897 y una desviación estándar de 0.0345.

$$c_D = 1.438e^{-0.328T} - 0.636e^{-1.359T} \tag{A.5}$$

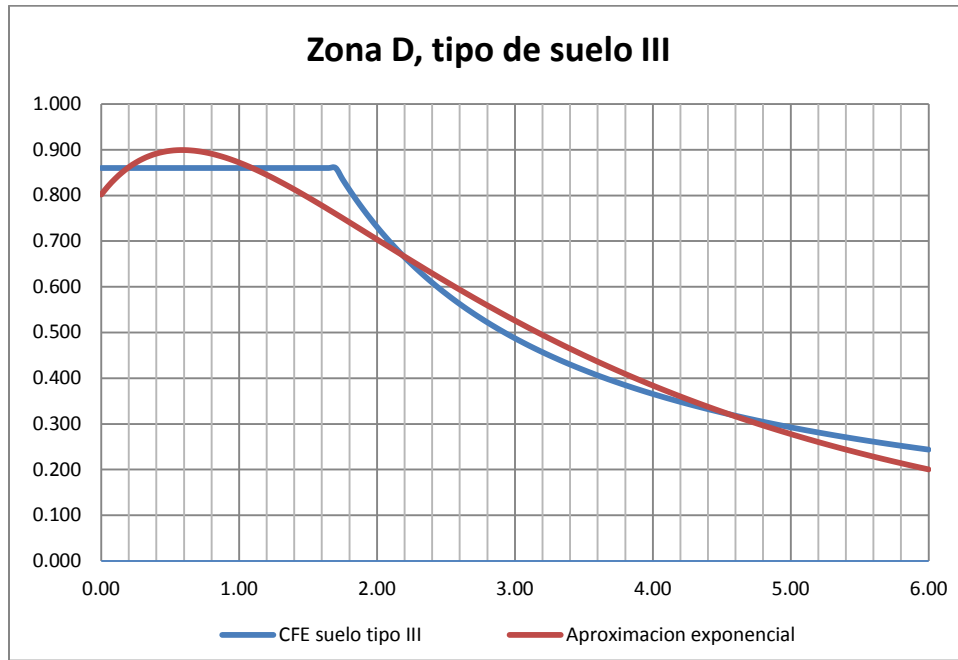


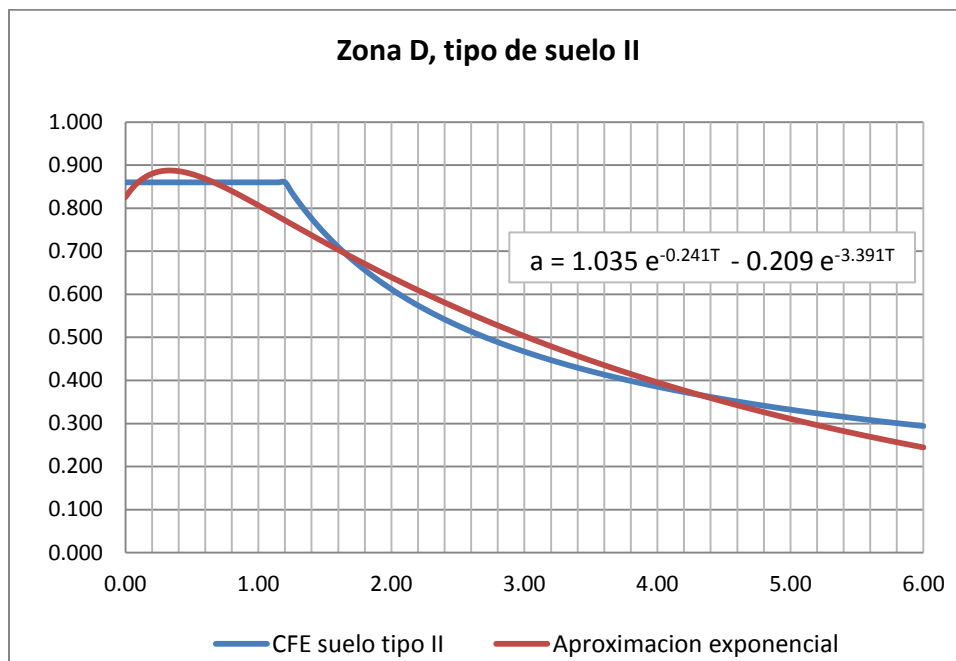
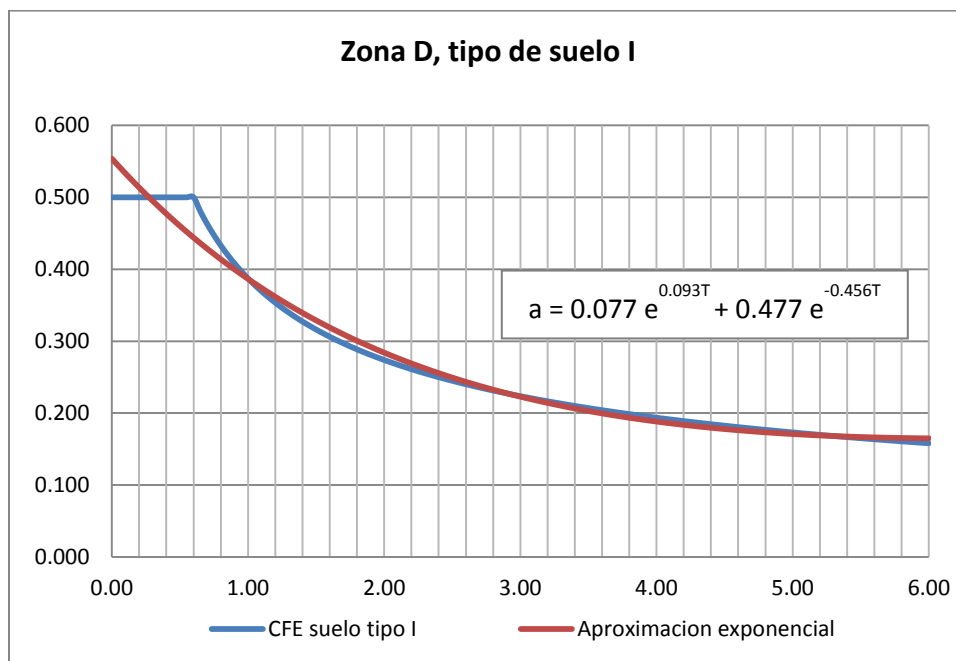
Figura A.2 Ajuste exponencial de un espectro de diseño del Manual de obras civiles de CFE 1993

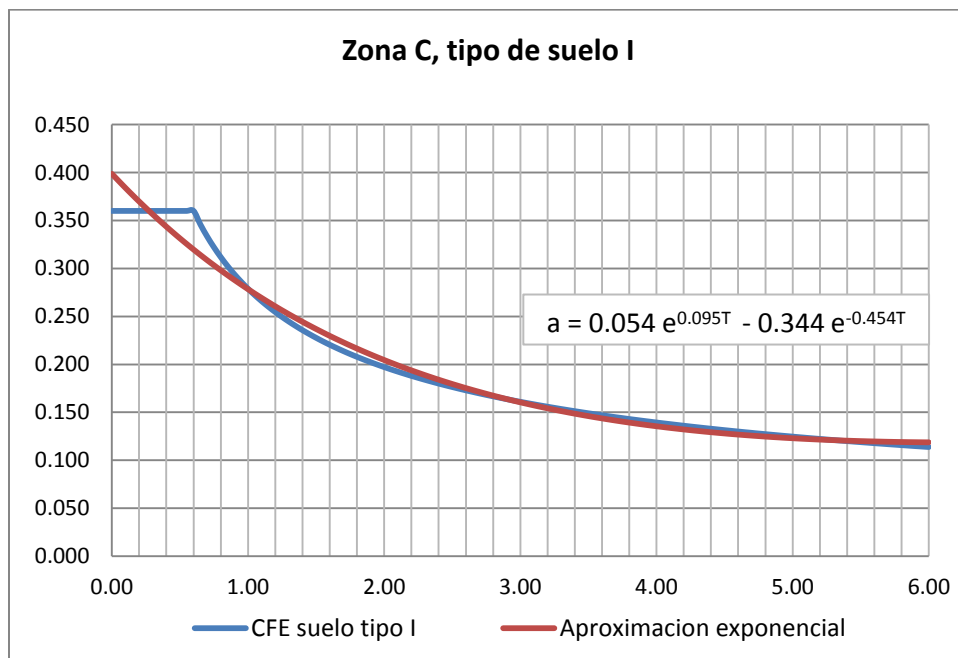
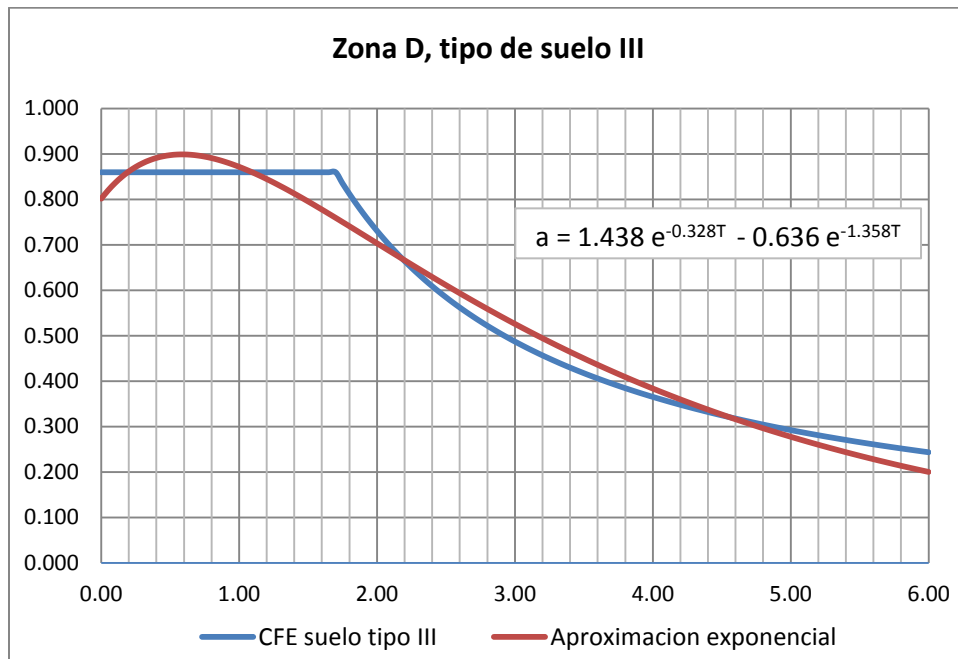
En la tabla A.1 se presentan los valores de los parámetros a, b, c y d para las demás zona sísmicas del país, que deben utilizarse para representar los espectros de diseño con una curva exponencial que se ajuste a la expresión (A.4).

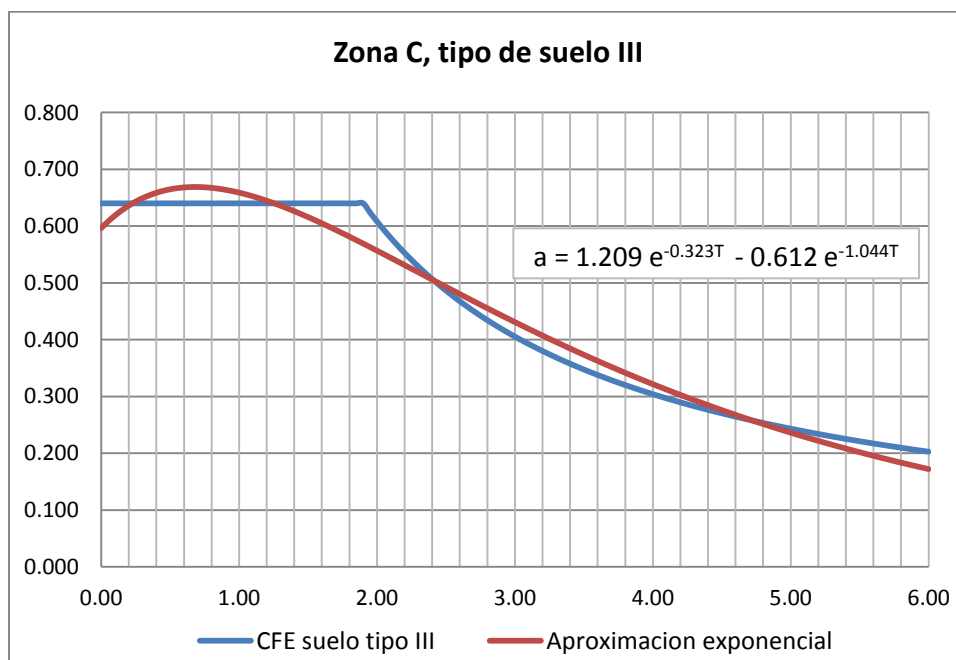
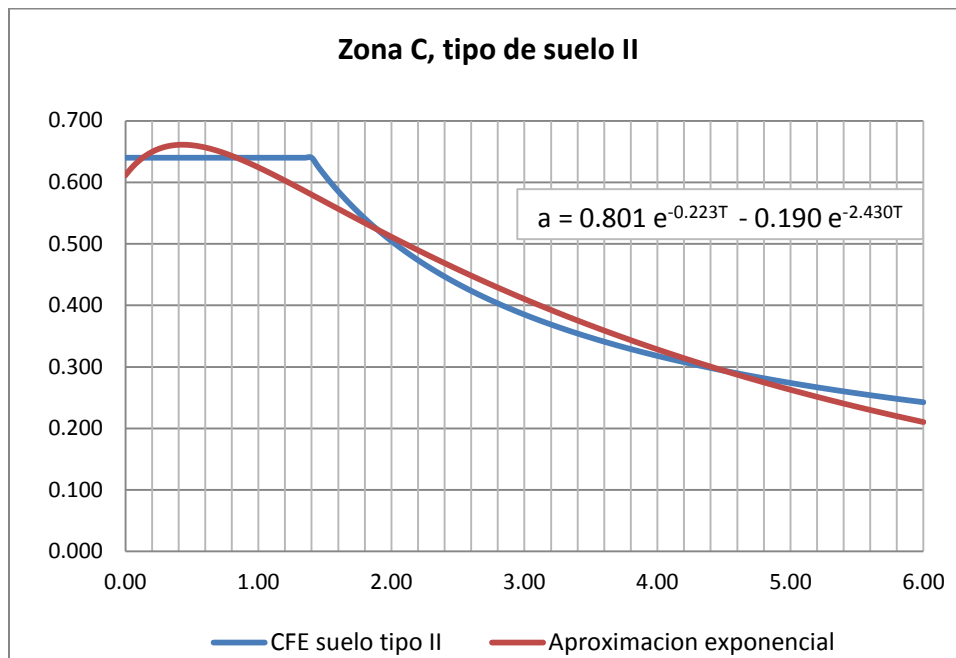
Tabla A.1 Parámetros para el ajuste de curvas exponenciales

Zona sísmica	Tipo de suelo	a	b	c	d
A	I	0.080	0.240	-0.065	11.434
	II	0.203	0.214	-0.169	4.331
	III	0.358	0.219	-0.303	1.281
B	I	0.140	0.240	-0.108	11.523
	II	0.380	0.215	-0.312	4.291
	III	0.654	0.222	-0.545	1.234
C	I	0.054	-0.095	0.344	0.454
	II	0.801	0.223	-0.190	2.430
	III	1.209	0.324	-0.612	1.044
D	I	0.077	-0.093	0.477	0.456
	II	1.035	0.240	-0.209	3.391
	III	1.438	0.328	-0.636	1.358

A continuación se presentan las gráficas para las zonas D y C, únicamente.







Anexo 2. Hojas de cálculo y listado del programa para el nivel de evaluación básico en lenguaje FORTRAN 90.

Nomenclatura

Zona sísmica (peligro)		Tipo de suelo		Uso		Grupo (importancia)	Sistema estructural	Material en muros		Tipo de sección		
A	Bajo	1	Firme	1	Escolar	A	1	Muros de carga de mampostería	1	barro recocido	1	Rectangular
B	Moderado	2	Transición	2	Salud	B1	2	Marcos de concreto	2	barro hueco	2	**Circular
C	Alto	3	blando	3	Oficinas/comercio	B2	3	Marcos de acero	3	bloque concreto tabicon	3	I o H
D	Muy alto			4	Vivienda				4	(cemento/arena)	4	* Cajón

Ejemplo de evaluación empleando la metodología expuesta de una estructura de muros de mampostería

Año de construcción	Niveles	Zona sísmica	Tipo de suelo	Uso	Grupo (Importancia)	Dimensiones generales					Sistema estructural	Material en muros
						Largo (m)	Ancho (m)	Altura planta baja (m)	Altura entrepiso (m)	Altura total (m)		
1970	5	D	1	4	B2	18.9	6.6	2.5	2.5	12.5	1	3

Geometría de los elementos estructurales (columnas)

Numero de columnas	Tipo de sección	Base (b) (cm)	Peralte (d) (cm)	Diametro (ϕ) (cm)**	Espesor de placa (cm)	Base interna* (cm)	Peralte interno* (cm)	Espesor muros (cm)	Longitud de muros en X (m)	Longitud de muros en Y (m)	Cantidad muros en X n_m	Cantidad muros en y n_m
0	0	0	0	1	0	0	0	15	37.9	49.2	29	17

Calculo de demanda sísmica

Espectro de demanda

Peso/unidad de área de la estructura

Zona sísmica	Tipo de suelo	a	b	c	d	c	c _s	C _D
A	1	0.08	0.24	-0.065	11.434	0.0707	0.071	-
A	2	0.203	0.214	-0.169	4.331	0.1630	-	-
A	3	0.358	0.219	-0.303	1.281	0.1612	-	-
B	1	0.14	0.24	-0.108	11.523	0.1238	0.124	-
B	2	0.38	0.215	-0.312	4.291	0.3048	-	-
B	3	0.654	0.222	-0.545	1.234	0.2912	-	-
C	1	0.054	-0.095	0.344	0.454	0.3308	0.331	-
C	2	0.801	0.223	-0.19	2.43	0.6601	-	-
C	3	1.209	0.324	-0.612	1.044	0.6651	-	-
D	1	0.077	-0.093	0.477	0.456	0.4604	0.460	0.460
D	2	1.035	0.24	-0.209	3.391	0.8796	-	-
D	3	1.438	0.328	-0.636	1.358	0.8980	-	-

Uso	w (Ton/m ²)	
1	1.2	-
2	1.2	-
3	1	-
4	0.8	0.8

Sistema estructural	Niveles	T (s)	C _D	C _R	A _p (m ²)	w (Ton/m ²)	W _T (Ton)	V ₀ (Ton)	Q intermedia
1	5	0.5	0.460	0.100	124.74	0.8	498.96	229.73	4.60

Calculo de resistencia mínima esperada sísmica

(Nivel de evaluación básico para el distrito federal)

Version RCDF	Tipo de suelo	A ₀	C _s	T _A	T _B	R	T < T _A	T _A < T < T _B	T > T _B	c	c _s	C _R
1942			0.1				0.1			0.100	0.100	0
1966	1		0.1				0.1			0.100	0.100	0.1
1966	2		0.15				0.15			0.150	-	
1966	3		0.15				0.15			0.150	-	
1976	1	0.03	0.16	0.3	0.8	0.5	0	0.16	0.000	0.160	0.160	0
1976	2	0.045	0.2	0.5	2	0.667	0	0	0.000	0.000	-	
1976	3	0.06	0.24	0.8	3.3	1	0.1725	0	0.000	0.173	-	
1988	1		0.160	0.200	0.600	0.500	0	0.16	0.000	0.160	0.160	0
1988	2		0.320	0.300	1.500	0.667	0	0.32	0.000	0.320	-	
1988	3		0.400	0.600	3.900	1.000	0.35	0	0.000	0.350	-	
2004	1	0.040	0.160	0.200	1.350	1.000	0	0.16	0.000	0.160	0.160	0
2004	2	0.080	0.320	0.200	1.350	1.333	0	0.32	0.000	0.320	-	
2004	3	0.110	0.450	0.850	3.000	2.000	0.31	0	0.000	0.310	-	

Muros de carga de mampostería

X	cortante		compresion		modulo elasticidad	
Material en muros	V* _m (kg/cm2)		f* _m (kg/cm ²)		E _m (kg/cm ²)	
1	3	-	15	-	9000	-
2	2	-	30	-	9000	-
3	2.5	2.5	15	15	12000	12000
4	2	-	15	-	12000	-

Dirección	Sistema estructural	Material	Factor de forma	Longitud de muros	Cantidad de muros (n _m)	Espesor (m)	L _{prom} (m)	h (m)	L _{prom} ³	A _v (cm2)	I (cm4)	h ³ (cm3)
X	1	3	1.2	37.9	29	0.15	1.31	250	2.232	47375.00	2790189.17	15625000
Y	1	3	1.2	49.2	17	0.15	2.89	250	24.24	61500.00	30301111.34	15625000

Dirección	Material	V* _m (kg/cm2)	f* _m (kg/cm ²)	E _m (kg/cm ²)	G (kg/cm2)	F _{fi} (cm/kg)	F _{ci} (cm/kg)	F _{fi} +F _{ci}	Ki (kg/cm)	D	Δφ (m)
X	3	2.5	15	12000	4800	0.00385	0.00023	0.00409	118601.51	0.002	0.005
Y	3	2.5	15	12000	4800	0.00037	0.00011	0.00048	457650.48	0.002	0.025

118601.5142

Intermedia

V _R =	142.1	Ton
------------------	-------	-----

Datallada

V _R =	136.2	Ton
------------------	-------	-----

Evaluación detallada e intermedia de la seguridad estructural

Dirección	A (cm ²)	d (%)	σ (kg/cm ²)	V _{agr} (kg/cm ²)	1.5 V* _m (kg/cm ²)	V _{agr} (kg/cm ²)	V _R intermedia (kg)	V _R Detallada (kg)	C _R	Q intermedia	C _R	Q detallada
X	56850.00	0.0456	8.78	3.883	3.75	3.75	142125	136196.5436	0.28	1.62	0.27	1.69
Y	73800.00	0.0592	6.76	3.278	3.75	3.28	184500	176803.9564	0.37	1.25	0.35	1.30
	130650.00	0.1047379	3.82	2.396	3.75	2.40						

Evaluación de la rigidez de los elementos verticales

Cant. Muros	L _x (cm)	L _y (cm)	L ³ (cm ³)	h ³ (cm ³)	A _v (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	1/k _{rx}	1/k _{ry}	1/k _{vx}	1/k _{vy}	(1/k _r +1/k _v) _x	(1/k _r +1/k _v) _y	k _x (kg/cm)	k _y (kg/cm)
2	195		7414875	15625000	3510	9268594		1.17069E-05		1.48386E-05		2.65455E-05	0	37671.2	
6	80		512000	15625000	1440	640000		0.000169542		3.6169E-05		0.000205711	0	4861.2	
6	200		8000000	15625000	3600	10000000		1.08507E-05		1.44676E-05		2.53183E-05	0	39497.1	
4	60		216000	15625000	1080	270000		0.000401878		4.82253E-05		0.000450103	0	2221.7	
1	372		51478848	15625000	6696	64348560		1.68624E-06		7.77828E-06		9.46451E-06	0	105657.8	
2	102		1061208	15625000	1836	1326510		8.17988E-05		2.83678E-05		0.000110167	0	9077.2	
2	132		2299968	15625000	2376	2874960		3.77421E-05		2.19206E-05		5.96627E-05	0	16760.9	
2	76		438976	15625000	1368	548720		0.000197746		3.80726E-05		0.000235818	0	4240.6	
4	120		1728000	15625000	2160	2160000		5.02347E-05		2.41127E-05		7.43474E-05	0	13450.4	
2		551	167284151	15625000	9918		209105189		5.18911E-07		5.25139E-06	0	5.77031E-06		173301.0
2		190	6859000	15625000	3420		8573750		1.26557E-05		1.5229E-05	0	2.78848E-05		35861.9
2		141	2803221	15625000	2538		3504026		3.09664E-05		2.05214E-05	0	5.14878E-05		19422.1
2		156	3796416	15625000	2808		4745520		2.28651E-05		1.85482E-05	0	4.14133E-05		24146.8
2		331	36264691	15625000	5958		45330864		2.39367E-06		8.74175E-06	0	1.11354E-05		89803.6
2		389	58863869	15625000	7002		73579836		1.47468E-06		7.43835E-06	0	8.91303E-06		112195.2
1		469	103161709	15625000	8442		128952136		8.41451E-07		6.16955E-06	0	7.011E-06		142633.0
2		170	4913000	15625000	3060		6141250		1.76685E-05		1.70207E-05	0	3.46892E-05		28827.4
2		299	26730899	15625000	5382		33413624		3.24739E-06		9.67732E-06	0	1.29247E-05		77371.2
								0.0010	0.0001	0.000233952	0.000108598	0.001197137	0.000201230	233438.0	703562.2

K_R= 233.4 Ton/cm

Calculo de resistencia de estructura por medio de la rigidez de las columnas y muros

Sistema estructural	Niveles	Numero de columnas	E (kg/cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Altura entrepiso (m)	D	Δφ (cm)	K _x (kg/cm)	K _y (kg/cm)	K (kg/cm)	V _R (kg)	C _R	Q Avanzada
1	5	0	12000	2790189.173	30301111.34	2.5	0.002	0.5	233438.0387	703562.2308	233438.0387	77812.67958	0.16	2.95
2	5	0	0	0	0	2.5	0	0	0	0	0	0	0.00	#i DIV/0!
3	5	0	0	0	0	2.5	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	#i DIV/0!

V_R= 77.8 Ton

Nota: Las celdas que muestran que existe una división entre cero corresponden a un sistema estructural distinto al que se analiza.

Ejemplo de evaluación empleando la metodología expuesta de una estructura de marcos de concreto

Año de construcción	Niveles	Zona sísmica	Tipo de suelo	Uso	Grupo (Importancia)	Dimensiones generales					Sistema estructural	Material en muros
						Largo (m)	Ancho (m)	Altura planta baja (m)	Altura entrepiso (m)	Altura total (m)		
2009	15	c	3	3	B2	32	21	5.2	3.4	52.8	2	

Geometría de los elementos estructurales (columnas)

Numero de columnas	Tipo de sección	Base (b) (cm)	Peralte (d) (cm)	Diametro (ϕ) (cm)**	Espesor de placa (cm)	Base interna* (cm)	Peralte interno* (cm)	Espesor muros (cm)	Longitud de muros en X (m)	Longitud de muros en Y (m)	Cantidad muros en X n_m	Cantidad muros en y n_m
20	1	115	115	0	0	115	115	0	0	0	0	0

Area de la seccion trans (cm2)	No. vars, longit	Diametro vars (cm)	A_s (cm2)	Cuantia de acero (ρ)	Diam. Estribos (cm)	Separación s (cm)	A_v (cm2)	Cuantia de acero trans (ρ_w)
13225	44	3.175	348.4	0.0263	0	0	0	0

Propiedades geométricas según el tipo de sección

Sección	A (cm ²)	b ³ (cm ³)	d ³ (cm ³)	t ³ (cm ³)	y_x (cm)	y_y (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)
1	13225	1520875	1520875	0	57.5	57.5	14575052.08	14575052.08	253479.17	253479.17
2	0	-	-	-	0	0	0.00	0.00	#¡DIV/0!	#¡DIV/0!
3	0	1520875	1520875	0	57.5	57.5	0	0	0.00	0.00
4	0	1520875	1520875	0	57.5	57.5	0	0	0.00	0.00

Sección	A (cm ²)	y_x (cm)	y_y (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)
1	13225	57.5	57.5	14575052.08	14575052.08	253479.17	253479.17

Nota: Las celdas que muestran la existencia de una división entre cero corresponden a una sección transversal diferente de la que se analiza.

Calculo de demanda sísmica

Espectro de demanda

Zona sísmica	Tipo de suelo	a	b	c	d	c	c _s	C _D
A	1	0.08	0.24	-0.065	11.434	0.0558	-	-
A	2	0.203	0.214	-0.169	4.331	0.1470	-	-
A	3	0.358	0.219	-0.303	1.281	0.2134	0.213	-
B	1	0.14	0.24	-0.108	11.523	0.0977	-	-
B	2	0.38	0.215	-0.312	4.291	0.2747	-	-
B	3	0.654	0.222	-0.545	1.234	0.3832	0.383	-
C	1	0.054	-0.095	0.344	0.454	0.2364	-	-
C	2	0.801	0.223	-0.19	2.43	0.5683	-	-
C	3	1.209	0.324	-0.612	1.044	0.6158	0.616	0.616
D	1	0.077	-0.093	0.477	0.456	0.3292	-	-
D	2	1.035	0.24	-0.209	3.391	0.7208	-	-
D	3	1.438	0.328	-0.636	1.358	0.7962	0.796	-

Peso/unidad de área de la estructura

Uso	w (Ton/m ²)	
1	1.2	-
2	1.2	-
3	1	1
4	0.8	-

Sistema estructural	Niveles	T (s)	C _D	C _R	A _p (m ²)	w (Ton/m ²)	W _T (Ton)	V ₀ (Ton)	Q básica
2	15	1.5	0.616	0.450	672	1	10080.00	6207.26	1.37

V₀ = 6207.26 Ton

Calculo de resistencia mínima esperada sísmica

(Nivel de evaluación básico para el distrito federal)

Version RCDF	Tipo de suelo	A ₀	C _s	T _A	T _B	R	T < T _A	T _A < T < T _B	T > T _B	c	c _s	C _R
1942			0.1				0.1			0.100	0.100	0
1966	1		0.1				0.1			0.100	-	0
1966	2		0.15				0.15			0.150	-	
1966	3		0.15				0.15			0.150	0.150	
1976	1	0.03	0.16	0.3	0.8	0.5	0	0	0.117	0.117	-	0
1976	2	0.045	0.2	0.5	2	0.667	0	0.2	0.000	0.200	-	
1976	3	0.06	0.24	0.8	3.3	1	0	0.24	0.000	0.240	0.240	
1988	1		0.160	0.200	0.600	0.500	0	0	0.101	0.101	-	0
1988	2		0.320	0.300	1.500	0.667	0	0.32	0.000	0.320	-	
1988	3		0.400	0.600	3.900	1.000	0	0.4	0.000	0.400	0.400	
2004	1	0.040	0.160	0.200	1.350	1.000	0	0	0.144	0.144	-	0.45
2004	2	0.080	0.320	0.200	1.350	1.333	0	0	0.278	0.278	-	
2004	3	0.110	0.450	0.850	3.000	2.000	0	0.45	0.000	0.450	0.450	

Marcos concreto

Uso	f'c (kg/cm2)		s _{max} (cm)	s _{min} (cm)	f''c (kg/cm ²)
1	350	-	57.5	6	204
2	350	-			
3	300	300			
4	200	-			

Sistema estructural	Uso	f _y (kg/cm ²)	f'c (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	ρ	D	Δφ (m)	f''c (kg/cm ²)	A _{v min} (cm ²)
2	3	4200	300	242487.11	13225	14575052.08	14575052.08	0.02634	0.015	0.792	240	7.317

Evaluacion intermedia cortante

Sistema estructural	nc Ac (cm ²)	d (%)	V _{cr} (kg/cm ²)	V _R (kg)	C _R	Q intermedia
2	264500.00	0.0394	8.66	2290637.193	0.23	2.71

V_R = 2290.6 Ton

Evaluacion detallada cortante

Considerando la contribución del acero

Sistema estructural	nc Ac (cm ²)	d (%)	V _{cr} (kg/cm ²)	v _{rs1} (kg/cm ²)	v _{rs2} (kg/cm ²)	V _{cr} +V _{rs1}	V _{cr} +V _{rs2}	v _{Rs1} (kg)	v _{Rs2} (kg)	nc v _{Rs1} (kg)	nc v _{Rs2} (kg)
2	13225.00	0.0020	8.66	4.65	44.54	13.31	53.20	175996.11	703564.21	3519922.107	14071284.29

V_{RS} = 3519.9 Ton

Evaluacion detallada flexion

Dirección	Sistema estructural	nc	Base (b) (cm)	Peralte (d) (cm)	Altura planta baja (m)	q	A _s (cm ²)	M _R (kg cm)	V _{Rm} (kg)	V _R	C _R	Q detallada
X	2	20.00	115	115	5.2	0.5423	348.361	122633790.32	9433368.49	3519.9	0.35	1.76
Y	2	20.00	115	115	5.2	0.542	348.36	122633790.32	9433368.49	9433.4	0.94	0.66

V_R = 3519.9 Ton

Calculo de resitencia de estructura por medio de la rigidez de las columnas y muros

Sistema estructural	Niveles	Numero de columnas	E (kg/cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Altura planta baja (m)	D	Δφ (cm)	K _x (kg/cm)	K _y (kg/cm)	K (kg/cm)	V _R (kg)
1	15	20	0	0	0	3.5	0	0	0	0	0	0
2	15	20	242487.113	14575052.08	14575052.08	5.2	0.015	7.8	75406.71	75406.71	1508134.2	5881723.506
3	15	20	0	0	0	3.5	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00

V_R = 5881.7 Ton

Ejemplo de evaluación empleando la metodología expuesta de una estructura de marcos de acero

Año de construcción	Niveles	Zona sísmica	Tipo de suelo	Uso	Grupo (Importancia)	Dimensiones generales					Sistema estructural	Material en muros
						Largo (m)	Ancho (m)	Altura planta baja (m)	Altura entrepiso (m)	Altura total (m)		
1984	7	c	2	3	B2	45	20	3.5	3.5	24.5	3	0

Geometría de los elementos estructurales (columnas)

Numero de columnas	Tipo de sección	Base (b) (cm)	Peralte (d) (cm)	Diametro (ϕ) (cm)**	Espesor de placa (cm)	Base interna* (cm)	Peralte interno* (cm)	Espesor muros (cm)	Longitud de muros en X (m)	Longitud de muros en Y (m)	Cantidad muros en X n_m	Cantidad muros en y n_m
18	3	35.6	43.2	1	3.8	28	35.6	0	0	0	0	0

Area de la seccion trans (cm ²)	No. vars, longit	Diametro vars (cm)	A_s (cm ²)	Cuantia de acero (ρ)	Diam. Estribos (cm)	Separación s (cm)	A_v (cm ²)	Cuantia de acero trans (ρ_w)
1537.92	44	3.175	348.4	0.2265	0	0	0	0

Propiedades geométricas según el tipo de sección

Sección	A (cm ²)	b^3 (cm ³)	d^3 (cm ³)	t^3 (cm ³)	y_x (cm)	y_y (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)
1	1537.92	45118.016	80621.568	54.872	21.6	17.8	239177.32	162424.86	11073.02	9124.99
2	0.785398163	-	-	-	0.5	0.5	0.05	0.79	0.10	1.57
3	434.72	45118.016	80621.568	54.872	21.6	17.8	78356.55	28772.28	3627.62	1616.42
4	541.12	21952	45118.016	54.872	21.6	17.8	133901.95	97300.59	6199.16	5466.33

Sección	A (cm ²)	y_x (cm)	y_y (cm)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)
3	434.72	21.6	17.8	78356.55227	28772.28	3627.62	1616.42

Calculo de demanda sísmica

Espectro de demanda

Zona sísmica	Tipo de suelo	a	b	c	d	c	c _s	C ₀
A	1	0.08	0.24	-0.065	11.434	0.0676	-	-
A	2	0.203	0.214	-0.169	4.331	0.1666	0.167	-
A	3	0.358	0.219	-0.303	1.281	0.1835	-	-
B	1	0.14	0.24	-0.108	11.523	0.1183	-	-
B	2	0.38	0.215	-0.312	4.291	0.3114	0.311	-
B	3	0.654	0.222	-0.545	1.234	0.3301	-	-
C	1	0.054	-0.095	0.344	0.454	0.3081	-	-
C	2	0.801	0.223	-0.19	2.43	0.6506	0.651	0.651
C	3	1.209	0.324	-0.612	1.044	0.6690	-	-
D	1	0.077	-0.093	0.477	0.456	0.4288	-	-
D	2	1.035	0.24	-0.209	3.391	0.8555	0.855	-
D	3	1.438	0.328	-0.636	1.358	0.8972	-	-

Peso/unidad de área de la estructura

Uso	w (Ton/m ²)	
1	1.2	-
2	1.2	-
3	1	1
4	0.8	-

Sistema estructural	Niveles	T (s)	C ₀	C _R	A _p (m ²)	w (Ton/m ²)	W _r (Ton)	V ₀ (Ton)	Q básica
3	7	0.7	0.651	0.200	900	1	6300.00	4098.52	3.25

V₀= 4098.52 Ton

Calculo de resistencia mínima esperada sísmica

(Nivel de evaluación básico para el distrito federal)

Version RCDF	Tipo de suelo	A ₀	C _s	T _A	T _B	R	T < T _A	T _A < T < T _B	T > T _B	c	c _s	C _R
1942			0.1				0.1			0.100	0.100	0
1966	1		0.1				0.1			0.100	-	0
1966	2		0.15				0.15			0.150	0.150	
1966	3		0.15				0.15			0.150	-	
1976	1	0.03	0.16	0.3	0.8	0.5	0	0.16	0.000	0.160	-	0.2
1976	2	0.045	0.2	0.5	2	0.667	0	0.2	0.000	0.200	0.200	
1976	3	0.06	0.24	0.8	3.3	1	0.2175	0	0.000	0.218	-	
1988	1		0.160	0.200	0.600	0.500	0	0	0.148	0.148	-	0
1988	2		0.320	0.300	1.500	0.667	0	0.32	0.000	0.320	0.320	
1988	3		0.400	0.600	3.900	1.000	0	0.4	0.000	0.400	-	
2004	1	0.040	0.160	0.200	1.350	1.000	0	0.16	0.000	0.160	-	0
2004	2	0.080	0.320	0.200	1.350	1.333	0	0.32	0.000	0.320	0.320	
2004	3	0.110	0.450	0.850	3.000	2.000	0.39	0	0.000	0.390	-	

Marcos de acero

Sistema estructural	Uso	f_y (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	S_x (cm ³)	S_y (cm ³)	D	$\Delta\phi$ (cm)
3	3	2530	2040000.00	434.72	78356.55	28772.28	3627.62	1616.42	0.015	36.75

Evaluacion intermedia cortante en columnas

Sección	A_x (cm ²)		A_y (cm ²)		b (cm)	d (cm)	t (cm)	b^3 (cm ³)	d^3 (cm ³)	t^3 (cm ³)
3	135.28	135.28	328.32	328.32	35.6	43.2	3.8	45118.016	80621.568	54.872
4	270.56	-	328.32	-	35.6	43.2	3.8	45118.016	80621.568	54.872

y_x (cm)		y_y (cm)		I_x (cm ⁴)		I_y (cm ⁴)		S_x (cm ³)		S_y (cm ³)	
21.6	21.6	17.8	17.8	25530.16	25530.16	28574.74	28574.74	1181.95	1181.95	1605.32	1605.32
21.6	-	17.8	-	51060.33	-	28574.74	-	2363.90	-	1605.32	-

Dirección	A (cm ²)	nc Ac (cm ²)	V_s (kg/cm ²)	V_R (kg)	C_R	Q intermedia
X	135.28	2435.04	1391.5	3388358.16	0.54	1.21
Y	328.32	5909.76	1391.50	8223431.04	1.31	0.50

$V_R = 3388.4$ Ton

Evaluacion detallada cortante

Sección	A (cm ²)		b^3 (cm ³)	d^3 (cm ³)	t^3 (cm ³)	y_x (cm)		y_y (cm)	
1	1537.92	-	45118.016	80621.568	54.872	17.8	-	17.8	-
2	-5.372123438	-	0	0	0	0.5	-	0.5	-
3	434.72	434.72	45118.016	80621.568	54.872	21.6	21.6	17.8	17.8
4	541.12	-	45118.016	80621.568	54.872	21.6	-	17.8	-

Sección	$I_x (cm^4)$		$I_y (cm^4)$		$S_x (cm^3)$		$S_y (cm^3)$		$M_{Rx} (kg\ cm)$		$M_{Ry} (kg\ cm)$	
1	239177.3184	-	162424.86	-	13436.93	-	9124.99	-	33995427.84	-	23086229.8	-
2	0.049087385	-	0.05	-	0.10	-	0.10	-	248.38	-	248.4	-
3	78356.55227	78356.55227	28772.28	28772.28	3627.62	3627.62	1616.42	1616.42	9177873.95	9177873.95	4089543.5	4089543.5
4	133901.9477	-	97300.59	-	6199.16	-	5466.33	-	15683885.54	-	13829803.1	-

Seccion	A (cm ²)	nc Ac (cm ²)	V _s (kg/cm ²)	V _R (kg)	C _R	Q Detallada
3	135.28	2435.04	1391.5	3388358.16	0.54	1.21

V _{Rs} =	3388.4	Ton
-------------------	---------------	------------

Evaluacion detallada flexión

Sistema estructural	Dirección	I (cm ⁴)	S (cm ³)	M _R (kg cm)	V _R (Ton)	C _R	Q inter.
3	X	78356.6	3627.618	9177873.946	944.01	0.15	4.34
3	Y	28772.28	1616.420	4089543.548	420.64	0.07	9.74

V _{Rm} =	420.6	Ton
-------------------	--------------	------------

V _R =	420.6	Ton
------------------	--------------	------------

Calculo de resitencia de estructura por medio de la rigidez de las columnas y muros

Sistema estructural	Niveles	Numero de columnas	E (kg/cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Altura entrepiso (m)	D	Δφ (cm)	K _x (kg/cm)	K _y (kg/cm)	K (kg/cm)	V _R (kg)
1	7	18	0	0	0	3.5	0	0	0	0	0	0
2	7	18	0	0	0	3.5	0	0	0	0	0	0
3	7	18	2040000	78356.55227	28772.28267	3.5	0.015	5.25	44738.62	16427.88	295701.89	776217.47

V _R =	776.2	Ton
------------------	--------------	------------

Listados de los programas en lenguaje FORTRAN

El listado que se presenta a continuación es un ejemplo de los programas realizados para los diferentes niveles de evaluación. Opera de manera aproximada siguiendo las nomenclaturas y convenciones tomadas en las hojas de cálculo antes mostradas, se requiere de un compilador que soporte lenguaje FORTRAN 90.

El programa requiere que el usuario ingrese los datos de la estructura en la ventana de datos, de acuerdo a la nomenclatura presentada al principio de este anexo. El orden en que se deben ingresar los datos se muestra en el mismo listado, en la misma ventana de ingreso de datos se presentan valores a ingresar con su equivalencia.

PROGRAMA EVALUACION BASICA

```
IMPLICIT NONE
```

!DECLARACION DE VARIABLES

```
REAL(8)cd,T,a,b,c,d,a0,CS,TA,TB,r,cr,TC
REAL(8)DT,Q
INTEGER N,Z,S
```

!LECTURA DE DATOS

```
WRITE(*,*)"NUMERO DE PISOS DEL EDIFICIOS"
READ(*,*) N
WRITE(*,*) "AÑO DE CONSTRUCCION"
READ(*,*) TC
WRITE(*,*) "ZONA SISMICA: A=1, B=2, C=3, D=4"
READ(*,*) Z
WRITE(*,*) "TIPO DE SUELO ROCA=1, TRANSICION=2, BLANDO=3"
```

!CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

```
T=N/10
```

!CALCULO DE LA RESISTENCIA SISMICA: ESPECTROS SISMICOS

```
IF(TC<=1942) THEN
CR=0.1
END IF
```

```
IF(1943<=TC<1966) THEN
CR=0.1
END IF
```

```
IF(1967<=TC<1976) THEN
CR=0.15
END IF
```

```
IF(1977<=TC<1987) THEN
  IF (S=1) THEN
    A0=0.03
    CS=0.16
    TA=0.3
    TB=0.8
    R=0.5
  END IF
```

```
  IF (S=2) THEN
    A0=0.045
    CS=0.20
```

```
TA=0.5
TB=2.0
R=2/3
END IF

IF (S=3) THEN
A0=0.06
CS=0.24
TA=0.8
TB=3.3
R=1
END IF

IF (T<TA)THEN
    CR=A0+(CS-A0)*(T/TA)
END IF

IF (TA<T<TB) THEN
    CR=CS
END IF

IF(TB<T) THEN
    CR=CS*(TB/T)^R
END IF

END IF

IF(1987<=TC<2004) THEN
    IF (S=1) THEN
        CS=0.16
        TA=0.2
        TB=0.6
        R=0.5
        END IF

        IF (S=2) THEN
            CS=0.32
            TA=0.3
            TB=1.5
            R=2/3
            END IF

            IF (S=3) THEN
                CS=0.40
                TA=0.6
                TB=3.9
                R=1
                END IF

                IF (T<TA)THEN
                    CR=((1+(3*T/TA))/4)*C
                END IF

                IF (TA<T<TB) THEN
                    CR=CS
                END IF

                IF(TB<T) THEN
                    CR=CS*(TB/T)^R
                END IF
            END IF
        END IF
    END IF

```

```

        END IF

END IF

IF(2005<=TC) THEN
  IF (S=1) THEN
    A0=0.04
    CS=0.16
    TA=0.2
    TB=1.35
    R=1
    END IF

    IF (S=2) THEN
      A0=0.08
      CS=0.32
      TA=0.2
      TB=1.35
      R=4/3
      END IF

    IF (S=3) THEN
      A0=0.11
      CS=0.45
      TA=0.85
      TB=3.0
      R=2
      END IF

    IF (T<TA) THEN
      CR=A0+(CS-A0)*(T/TA)
    END IF

    IF (TA<T<TB) THEN
      CR=CS
    END IF

    IF(TB<T) THEN
      CR=CS*(TB/T)^R
    END IF
  END IF

!CALCULO DE LA DEMANDA SISMICA
  IF(Z=1) THEN
    IF (S=1) THEN
      A=0.079934241
      B=0.24037866
      C=-0.064583276
      D=11.433906
      END IF

    IF (S=2) THEN
      A=0.20256284
      B=0.21427125
      C=-0.16946536
      D=4.3310395
      END IF

    IF (S=3) THEN

```

```
A=0.35769234
B=0.21926566
C=-0.30321879
D=1.2810296
END IF
END IF

IF(Z=2) THEN
  IF (S=1) THEN
    A=0.13991707
    B=0.24025864
    C=-0.10774378
    D=11.522615
    END IF

    IF (S=2) THEN
      A=0.38000268
      B=0.2145321
      C=-0.31237129
      D=4.2911623
      END IF

      IF (S=3) THEN
        A=0.65392593
        B=0.22223925
        C=-0.5451847
        D=1.2344377
        END IF
    END IF

    IF(Z=3) THEN
      IF (S=1) THEN
        A=0.05445082
        B=-0.094874318
        C=0.34423485
        D=0.45442293
        END IF

        IF (S=2) THEN
          A=0.80107184
          B=0.22289831
          C=-0.18961945
          D=2.4295088
          END IF

          IF (S=3) THEN
            A=1.2087301
            B=0.32378425
            C=-0.61226076
            D=1.0440054
            END IF
        END IF

        IF(Z=4) THEN
          IF (S=1) THEN
            A=0.076792803
            B=-0.092869415
            C=0.47696186
            D=0.4560182
```

```
END IF

IF (S=2) THEN
A=1.0347416
B=0.24047185
C=-0.20922366
D=3.3911121
END IF

IF (S=3) THEN
A=1.4379479
B=0.32833484
C=-0.63612075
D=1.3584469
END IF
END IF

CD=A*EXP(-B*T)+C*EXP(-D*T)

Q=CD/CR

IF(Q>2) THEN
WRITE(2,*) "VULNERABILIDAD ALTA "
END IF

IF(1<= Q <2) THEN
WRITE(2,*) "VULNERABILIDAD MEDIA "
END IF

IF(Q<1) THEN
WRITE(2,*) "VULNERABILIDAD BAJA "
END IF

END PROGRAM
```

PROGRAM EVALUACION_INTERMEDIA_MAMPOSTERIA

IMPLICIT NONE

!DECLARACION DE VARIABLES

!ESPECTROS Y COEFICIENTES SISMICOS

REAL (8) CD,T,A,B,C,D,Q

!DIMENSIONES EDIFICIO Y COLUMNAS

REAL (8) AP,AE,LE,N,HI,H,DM

!MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES

REAL (8) VRX,VRY,VR,V0,VM,NM,Vagr

!PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y COLUMNAS

REAL (8) W,FY,LX,LY,TM,AM,WT

!ZONA SISMICA, SUELO Y USO

INTEGER Z,S,U,MM

!LECTURA DE DATOS

WRITE(*,*)"NUMERO DE NIVELES DEL EDIFICIO"

READ(*,*) N

WRITE(*,*) "ZONA SISMICA: A=1, B=2, C=3, D=4"

READ(*,*) Z

WRITE(*,*) "TIPO DE SUELO FIRME=1, TRANSICION=2, BLANDO=3"

READ(*,*) S

WRITE(*,*) "DIMENSIONES GENERALES DEL EDIFICIO"

WRITE(*,*) "ALTURA DE ENTREPISO (m)"

READ(*,*) HI

WRITE(*,*) "LARGO (m)"

READ(*,*) LE

WRITE(*,*) "ANCHO (m)"

READ(*,*) AE

WRITE(*,*) "USO DEL INMUEBLE: ESCOLAR=1, SALUD=2, OFICINAS/COMERCIO=3 VIVIENDA=4"

READ(*,*) U

WRITE(*,*) "MATERIAL EN MUROS: BARRO RECOCIDO=1, BARRO HUECOS=2, BLOQUE DE CONCRETO=3

TABICON=4"

READ(*,*) MM

WRITE(*,*) "DIMENSIONES DE LA SECCION: "

WRITE(*,*) "ESPESOR DE MUROS (cm)"

READ(*,*) TM

WRITE(*,*) "LONGITUD DE MUROS EN X(m)"

READ(*,*) LX

WRITE(*,*) "LONGITUD DE MUROS EN Y(m)"

READ(*,*) LY

!CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

T=N/10

!CALCULO DE LAS PROPIEDADES DEL EDIFICIO

AP=LE*AE !AREA DE LA PLANTA DEL EDIFICIO

H=N*HI !ALTURA DEL EDIFICIO

SELECT CASE(U)

CASE(1)

W=1200

CASE(2)

W=1200

case(3)

W=1000

```

      CASE(4)
      W=800
END SELECT

SELECT CASE (MM)
      CASE (1)
      VM=30!(TON/M2)
      CASE(2)
      VM=20
      CASE(3)
      VM=25
      CASE(4)
      VM=20
END SELECT

!CALCULO DE LA DEMANDA SISMICA
!CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO CD

CD=A*EXP(-B*T)+C*EXP(-D*T)
WT=W*AP*N/1000 !Peso total de la estructura (ton)

!CALCULO DE LA CAPACIDAD SISMICA RESISTENTE

!ANALISIS DE DENSIDAD DE MUROS
DM=(LX+LY)*TM/(AP*100)
NM=N*W/(DM*1000) !(TON/M2)
Vagr=0.5*VM+0.3*NM
IF (Vagr>1.5*VM) Vagr=1.5*VM
VRX=Vagr*LX*(TM/100)
VRY=Vagr*LY*(TM/100)

IF(VRx>VRy) VR=VRy !(TON)
IF(VRy>VRx) VR=VRx !(TON)

Q=CD/CR

WRITE(*,*) "PERIODO", T
WRITE(*,*) "NIVELES", N
WRITE(*,*) "RESISTENCIA", VR
WRITE(*,*) "DEMANDA", V0

IF(Q>2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD ALTA "
END IF

IF(Q>=1.AND.Q<2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD MEDIA "
END IF

IF(Q<1) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD BAJA "
END PROGRAM

```


PROGRAM EVALUACION_INTERMEDIA_CONCRETO

IMPLICIT NONE

!DECLARACION DE VARIABLES

!ESPECTROS Y COEFICIENTES SISMICOS

REAL (8) CD,T,A,B,C,D,TC

!DIMENSIONES EDIFICIO Y COLUMNAS

REAL (8) AP,AE,LE,AC,BC,NC,N,HI,H

!MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES

REAL (8) MR,MRx,MRy,Vcr,VR,V0,VC,VM

!PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y COLUMNAS

REAL (8) P,AS,W,FY,FC

!ZONA SISMICA, SUELO Y USO

INTEGER Z,S,U

!LECTURA DE DATOS

WRITE(*,*)"NUMERO DE NIVELES DEL EDIFICIO"

READ(*,*) N

WRITE(*,*) "ANIO DE CONSTRUCCION"

READ(*,*) TC

WRITE(*,*) "ZONA SISMICA: A=1, B=2, C=3, D=4"

READ(*,*) Z

WRITE(*,*) "TIPO DE SUELO ROCA=1, TRANSICION=2, BLANDO=3"

READ(*,*) S

WRITE(*,*) "DIMENSIONES GENERALES DEL EDIFICIO"

WRITE(*,*) "ALTURA DE ENTREPISO (m)"

READ(*,*) HI

WRITE(*,*) "LARGO (m)"

READ(*,*) LE

WRITE(*,*) "ANCHO (m)"

READ(*,*) AE

WRITE(*,*) "NÚMERO DE COLUMNAS"

READ(*,*) NC

WRITE(*,*) "USO DEL INMUEBLE: ESCOLAR=1, SALUD=2, OFICINAS/COMERCIO=3 VIVIENDA=4"

READ(*,*) U

WRITE(*,*) "DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS:"

WRITE(*,*) "ANCHO (cm)"

READ(*,*) AC

WRITE(*,*) "LARGO (cm)"

READ(*,*) BC

!CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

T=N/10

!CALCULO DE LAS PROPIEDADES DEL EDIFICIO

AP=LE*AE !AREA DE LA PLANTA DEL EDIFICIO

H=N*HI !ALTURA DEL EDIFICIO

SELECT CASE(U)

CASE(1)

W=1200

FC=350

CASE(2)

W=1200

FC=350

case(3)

```

      W=1000
      FC=250
      CASE(4)
      W=800
      FC=200
END SELECT
P=0.06 !CUANTIA DE ACERO MINIMA
FY=4200

!CALCULO DE LA DEMANDA SISMICA
!SUBROUTINA DE CALCULO DE LA DEMANDA SISMICA

CD=A*EXP(-B*T)+C*EXP(-D*T)
WT=W*AP*N/1000 !Peso total de la estructura (ton)

!CALCULO DE LA CAPACIDAD SISMICA RESISTENTE

!ANALISIS DE FLEXION
AS=P*AC*BC !(cm^2)
MRx=NC*FY*AS*AC !(kg*cm)
MRy=NC*FY*AS*BC !(kg*cm)

IF(MRx>MRy) MR=MRy/100000 !(TON*M)
IF(MRy>MRx) MR=MRx/100000 !(TON*M)

VM=2*MR/(H) !(TON)

!ANALISIS DE CORTANTE
VCR=0.5*(FC)**0.5 !(kg/cm^2)
VC=NC*VCR*AC*BC/1000 !(Ton)

CR=VC/(W*AP*N/1000)

Q=CD/CR

WRITE(*,*) "PERIODO", T
WRITE(*,*) "NIVELES", N
WRITE(*,*) "RESISTENCIA", VR
WRITE(*,*) "DEMANDA", V0

IF(Q>2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD ALTA "
END IF

IF(Q>=1.AND.Q<2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD MEDIA "
END IF

IF(Q<1) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD BAJA "
END IF

END PROGRAM

```

PROGRAM EVALUACION_INTERMEDIA_ACERO

IMPLICIT NONE

!DECLARACION DE VARIABLES

!ESPECTROS Y COEFICIENTES SISMICOS

REAL (8) CD,T,A,B,C,D,CR,Q

!DIMENSIONES EDIFICIO Y COLUMNAS

REAL (8) AP,AE,LE,AC,BC,NC,N,HI,H

!MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES

REAL (8) MR,MRx,MRy,Vcr,VR,V0,VC,VM

!PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y COLUMNAS

REAL (8) W,FY,SX,SY,IX,IY,WT

!ZONA SISMICA, SUELO Y USO

INTEGER Z,S,U,TS

!LECTURA DE DATOS

WRITE(*,*)"NUMERO DE NIVELES DEL EDIFICIO"

READ(*,*) N

WRITE(*,*) "ZONA SISMICA: A=1, B=2, C=3, D=4"

READ(*,*) Z

WRITE(*,*) "TIPO DE SUELO ROCA=1, TRANSICION=2, BLANDO=3"

READ(*,*) S

WRITE(*,*) "DIMENSIONES GENERALES DEL EDIFICIO"

WRITE(*,*) "ALTURA DE ENTREPISO (m)"

READ(*,*) HI

WRITE(*,*) "LARGO (m)"

READ(*,*) LE

WRITE(*,*) "ANCHO (m)"

READ(*,*) AE

WRITE(*,*) "NÚMERO DE COLUMNAS"

READ(*,*) NC

WRITE(*,*) "USO DEL INMUEBLE: ESCOLAR=1, SALUD=2, OFICINAS/COMERCIO=3 VIVIENDA=4"

READ(*,*) U

WRITE(*,*) "TIPO DE SECCION: I=1, CAJON=2"

READ(*,*) TS

WRITE(*,*) "DIMENSIONES DE LA SECCION: "

WRITE(*,*) "ANCHO DEL PATIN"

READ(*,*) BC

WRITE(*,*) "PERALTE DEL ALMA"

READ(*,*) AC

!CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

T=N/10

!CALCULO DE LAS PROPIEDADES DEL EDIFICIO

AP=LE*AE !AREA DE LA PLANTA DEL EDIFICIO

H=N*HI !ALTURA DEL EDIFICIO

SELECT CASE(U)

CASE(1)

W=1200

CASE(2)

W=1200

case(3)

```

      W=1000
      CASE(4)
      W=800
END SELECT

FY=2530

!CALCULO DE LA DEMANDA SISMICA
CD=A*EXP(-B*T)+C*EXP(-D*T)
WT=W*AP*N/1000 !peso total de la estructura (ton)

!CALCULO DE LA CAPACIDAD SISMICA RESISTENTE

!ANALISIS DE FLEXION, PARA SECCION I
IX=(AC*BC**3)/12
IY=2*(BC*AC**3)/12
SX=2*IX/BC
SY=2*IY/AC !(cm^2)
MRx=NC*FY*SX !(kg*cm)
MRy=NC*FY*SY !(kg*cm)

IF(MRx>MRy) MR=MRy/100000 !(TON*M)
IF(MRy>MRx) MR=MRx/100000 !(TON*M)

VM=2*MR/H !(TON)

!ANALISIS DE CORTANTE
VCR=0.55*FY*AC*BC !(kg/cm^2)
VC=NC*VCR/1000 !(Ton)

IF(VM>VC) VR=VC
IF(VC>VM) VR=VM

CR=VR/WT
Q=CD/CR

WRITE(*,*) "PERIODO", T
WRITE(*,*) "NIVELES", N
WRITE(*,*) "RESISTENCIA", VR
WRITE(*,*) "DEMANDA", V0

IF(Q>2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD ALTA "
END IF

IF(Q>=1.AND.Q<2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD MEDIA "
END IF

IF(Q<1) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD BAJA "
END IF

END PROGRAM

```

PROGRAM EVALUACION_AVANZADA

IMPLICIT NONE

!DECLARACION DE VARIABLES

!ESPECTROS Y COEFICIENTES SISMICOS

REAL (8) CD,T,A,B,C,D,CR,Q

!DIMENSIONES EDIFICIO Y COLUMNAS

REAL (8) AP,AE,LE,AC,BC,NC,N,HI,H,TW,FI

!MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES

REAL (8) MR,MRx,MRy,Vcr,VR,V0,VC,VM,E,K,KX,KY

!PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y COLUMNAS

REAL (8) WT,W,FY,IX,IY,FYE,EM,EC,ES

!MUROS

REAL(8) TM,LX,LY,DM,NM,FC,DE,FM

!ZONA SISMICA, SUELO Y USO

INTEGER Z,S,U,TS,TE,MM

!LECTURA DE DATOS

WRITE(*,*)"NUMERO DE NIVELES DEL EDIFICIO"

READ(*,*) N

WRITE(*,*) "ZONA SISMICA: A=1, B=2, C=3, D=4"

READ(*,*) Z

WRITE(*,*) "TIPO DE SUELO ROCA=1, TRANSICION=2, BLANDO=3"

READ(*,*) S

WRITE(*,*) "USO DEL INMUEBLE: ESCOLAR=1, SALUD=2, OFICINAS/COMERCIO=3 VIVIENDA=4"

READ(*,*) U

WRITE(*,*) "DIMENSIONES GENERALES DEL EDIFICIO"

WRITE(*,*) "ALTURA DE ENTREPISO (m)"

READ(*,*) HI

WRITE(*,*) "LARGO (m)"

READ(*,*) LE

WRITE(*,*) "ANCHO (m)"

READ(*,*) AE

WRITE(*,*) "TIPO DE ESTRUCTURA: MUROS DE MAMPOSTERIA=1, MARCOS DE CONCRETO=2, MARCOS DE ACERO=3"

READ(*,*) TE

IF (TE>1) THEN

WRITE(*,*) "NUMERO DE COLUMNAS"

READ(*,*) NC

WRITE(*,*) "CARACTERISTICAS DE LA SECCION ESTRUCTURAL DE COLUMNAS:"

WRITE(*,*) "TIPO DE SECCION: I=1, CAJON=2, RECTANGULAR=3, CIRCULAR=4"

READ(*,*) TS

SELECT CASE (TS)

CASE (1)

WRITE(*,*) "ANCHO DE PATIN (CM)"

READ(*,*) AC

WRITE(*,*) "PERALTE DEL ALMA (cm)"

READ(*,*) BC

WRITE(*,*) "ESPESOR DE PLACA (ALMA, cm)"

READ(*,*) TW

CASE(2)

WRITE(*,*) "ANCHO DE LA COLUMNA (cm)"

READ(*,*) BC

WRITE(*,*) "PERALTE DE LA COLUMNA (cm)"

READ(*,*) AC

WRITE(*,*) "ESPESOR DE PLACA (cm)"

READ(*,*) TW

```

CASE(3)
WRITE(*,*) "ANCHO DE LA COLUMNA (DIMENSION CORTA:cm)"
READ(*,*) BC
WRITE(*,*) "PERALTE DE LA COLUMNA (DIMENSION LARGA:cm)"
READ(*,*) AC
CASE(4)
WRITE (*,*) "DIÁMETRO DE LA COLUMNA"
READ (*,*) FI
END SELECT
ELSE
WRITE(*,*) "MATERIAL EN MUROS: BARRO RECOCIDO=1, BARRO HUECOS=2, BLOQUE DE
CONCRETO=3 TABICON=4"
READ(*,*) MM
WRITE(*,*) "DIMENSIONES DE LA SECCION: "
WRITE(*,*) "ESPESOR DE MUROS (cm)"
READ(*,*) TM
WRITE(*,*) "LONGITUD DE MUROS EN X(m)"
READ(*,*) LX
WRITE(*,*) "LONGITUD DE MUROS EN Y(m)"
READ(*,*) LY
END IF

!CALCULO DEL PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA
T=N/10

!CALCULO DE LAS PROPIEDADES DEL EDIFICIO
AP=LE*AE !AREA DE LA PLANTA DEL EDIFICIO
H=N*HI !ALTURA DEL EDIFICIO

SELECT CASE(U) !PESO POR UNIDAD DE AREA
CASE(1)
W=1200
FC=350
CASE(2)
W=1200
FC=350
case(3)
W=1000
FC=250
CASE(4)
W=800
FC=200
END SELECT

FYE=2530 !ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL
FY=4200 !ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

!CALCULO DE LA DEMANDA SISMICA
CD=A*EXP(-B*T)+C*EXP(-D*T)
WT=W*AP*N/1000 !peso total de la estructura (ton)

!CALCULO DE LA CAPACIDAD SISMICA RESISTENTE
!CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA SEGÚN LA FROMA DE LA SECCION TRANSVERSAL (TS)
SELECT CASE (TS)
CASE(1)
IX=(TW*BC**3)/12
IY=2*(TW*AC**3)/12
CASE(2)
IX=((AC*BC**3)/12)-(((AC-TW)*(BC-TW)**3)/12)

```

```

IY=(BC*AC**3)/12-(((BC-TW)*(AC-TW)**3)/12)
CASE (3)
IX=(AC*BC**3)/12
IY=(BC*AC**3)/12
CASE (4)
IX=(3.141592654*(FI/2)**2)/4
IY=IX
END SELECT

```

```

IF (TE==1)THEN
  SELECT CASE (MM)
    CASE (1)
      VM=30 !(TON/M2)
      FM=15 !(kg/cm2)
      EM=600*FM
    CASE (2)
      VM=20
      FM=30
      EM=600*FM
    CASE (3)
      VM=25
      FM=15
      EM=800*FM
    CASE (4)
      VM=20
      FM=15
      EM=800*FM
  END SELECT
END IF

```

```

SELECT CASE(TE)
  CASE (1)
    E=EM !kg/cm2
    DE=0.002
  CASE (2)
    E=14000*SQRT(FC) !kg/cm2
    DE=0.015
  CASE (3)
    E=2040000 !kg/cm2
    DE=0.015
END SELECT

```

```

KX=12*E*IX/((HI*100)**3) !kg/cm
KY=12*E*IY/((HI*100)**3) !kg/cm

```

```

IF(KX<KY) THEN
  K=KX*NC/10
ELSE
  K=KY*NC/10
END IF

```

```

VR=N*DE*HI*K

```

```

CR=VR/WT
Q=CD/CR

```

```

WRITE(*,*) "PERIODO", T
!WRITE(*,*) "NIVELES", N
WRITE(*,*) "ORDENADA ESPECTRAL", CD

```

```
!WRITE(*,*) "MODULO ELASTICIDAD", E
!WRITE(*,*) "MOMENTOS INERCIA:"
!WRITE(*,*) "IX", IX
!WRITE(*,*) "IY", IY
!WRITE(*,*) "D", DE
!WRITE(*,*) "RGIDEZ X", KX
!WRITE(*,*) "RGIDEZ Y", KY
WRITE(*,*) "RGIDEZ", K

!WRITE(*,*) "DEMANDA", V0
WRITE(*,*) "RESISTENCIA", VR

IF(Q>2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD ALTA "
END IF

IF(Q>=1.AND.Q<2) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD MEDIA "
END IF

IF(Q<1) THEN
WRITE(*,*) "VULNERABILIDAD BAJA "
END IF

END PROGRAM
```