



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERIA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN
DE CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS Y
MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA

JOSÉ NIEVES ROLDAN ISLAS

TUTOR:

DR. HUGÓN JUÁREZ GARCÍA

CO-ASESOR

DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL

MÉXICO, D.F.

FEBRERO, 2016

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de investigación es producto de la ayuda de especialistas en el tema, a quienes agradezco su esfuerzo, colaboración y profesionalismo:

Dr. Hugón Juárez García

Dr. Alonso Gómez Bernal

Mis padres; Alejandra Islas y Martin Roldan, mis hermanos Alejandro y Emmanuel Roldan por su apoyo incondicional y comprensión durante todas las etapas de mi vida.

Agradezco del mismo modo al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y a la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM), por su apoyo económico para financiar mis estudios de posgrado y a los profesores de la Maestría en Ingeniería Estructural de la UAM, por su formación académica.

ÍNDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
ÍNDICE DE FIGURAS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
Capítulo 1 Introducción	8
1.1 OBJETIVOS Y ALCANCE DE ESTUDIO	9
1.1.1 Motivación	9
1.1.2 Objetivos	9
1.1.3 Alcance	9
1.1.4 Limitaciones	10
1.2 METODOLOGÍA Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	10
1.2.1 Metodología	10
1.2.2 Organización de la tesis	11
Capítulo 2 Estado del arte y antecedentes	13
2.1 INTRODUCCIÓN	13
2.2 ESTADO DEL ARTE PANORAMA MUNDIAL	13
2.2.1 ATC-13	13
2.2.2 ATC-21	17
2.2.3 ATC-25	17
2.2.4 HAZUS	18
2.2.5 RISK-UE	19
2.3 TRABAJOS INTERNACIONALES	21
2.4 ANTECEDENTES DE LA CIUDAD DE MÉXICO, COLONIA ROMA	25
2.4.1 Evaluación de la capacidad sísmica de edificios en la Ciudad de México	27
2.4.2 Riesgo sísmico y escenarios de daño en la Colonia Roma	28
2.4.3 Vulnerabilidad sísmica de la Colonia Roma	29
2.4.4 Determinación del grado de daño de estructuras típicas de mampostería de la Colonia Roma de la Ciudad de México	30
2.4.5 Vulnerabilidad sísmica de edificaciones por muestreo estadístico	32
2.4.6 Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal	33
2.4.6 Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal	33
2.4.6 Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal	33
2.4.6 Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal	33

Capítulo 3	Peligro y riesgo sísmico	35
3.1	RIESGO SÍSMICO	35
3.2	PELIGRO SÍSMICO	36
3.2.1	Sismicidad regional y local	36
3.2.2	Sismicidad Histórica	37
3.2.3	Evaluación del peligro sísmico	39
Capítulo 4	Marco teórico	45
4.1	DEFINICIONES Y MÉTODOS PROBABILÍSTICOS	45
4.1.1	Probabilidad	45
4.1.2	Espacio muestral	45
4.1.3	Variables	45
4.1.4	Funciones de probabilidad	47
4.1.5	Confiabilidad estructural	48
4.2	CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑOS	54
4.2.1	Tipos	54
4.2.2	Determinación	55
4.3	MÉTODOS DE ANÁLISIS	56
4.3.1	Introducción	56
4.3.2	Análisis no lineal	58
4.3.3	Análisis estático no lineal	59
4.3.4	Análisis dinámico no lineal	64
Capítulo 5	Calibración y aplicación de la metodología	73
5.1	INTRODUCCIÓN	73
5.2	MODELOS LINEALES	73
5.2.1	Análisis	74
5.2.2	Diafragma de piso	79
5.3	MODELOS NO LINEALES	82
5.3.1	Análisis Estático no lineal (Push – Over); Marco de acero y muro de concreto reforzado	83
5.3.2	Modelado no lineal de elementos tipo área; muros	87
5.4	APLICACIÓN DE LA CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA; DEFINICIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD ANÁLITICAS Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO	90
5.4.1	Marco de concreto reforzado	91
5.4.2	Edificio de concreto reforzado	100
Capítulo 6	Conclusiones	106
Apéndice A		109
Apéndice B		110
Apéndice C		118
Apéndice D		120
REFERENCIAS		129

RESUMEN

La ocurrencia de sismos en México ha dejado infraestructura dañada, y el aprendizaje a través de la evaluación de daños ocasionados por los sismos, entre otros estudios, permitirán poder mitigar el riesgo sísmico al que están expuestas las edificaciones.

En esta tesis se desarrolló una metodología que permite estimar, de manera razonable, el daño sísmico esperado en edificaciones de concreto y mampostería reforzada, de la Ciudad de México; a través del uso de curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño. El estudio incluye la definición de escenarios sísmicos, con lo que es posible evaluar el riesgo sísmico en edificaciones.

La metodología incluye el modelado y análisis de estructuras caracterizadas por su curva de capacidad; además, se establecen estados discretos de daño mediante el uso de articulaciones plásticas (modelo de inelasticidad concentrada) en los elementos estructurales.

La acción sísmica se define mediante estudios de peligro sísmico para la Ciudad de México, en particular la Colonia Roma (Gómez-Bernal et al. 2005 y Juárez-García et al. 2004) como sitio de interés. Se utilizaron registros de aceleraciones de terreno, para caracterizar la respuesta dinámica del suelo.

Al conocer la respuesta estructural dada una sollicitación sísmica, además de considerar la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales que conforman la estructura, y con procedimientos estadísticos, es posible generar curvas de fragilidad analíticas. Estas curvas son funciones que representan la vulnerabilidad de una estructura (porcentaje de daño) cuando está sometida a diversos niveles de intensidad sísmica. Para el cálculo de la respuesta sísmica probabilista, se recurre al método de los estimadores puntuales (Rosenblueth, 1981).

Esta metodología utiliza novedosas técnicas de análisis estructural, basadas en la estimación del daño mediante la consideración del comportamiento no lineal de los materiales en los elementos que conforman a la estructura y sus posibles efectos geométricos. Por lo tanto, se requiere de una mayor cantidad y calidad de información así como de herramientas computacionales avanzadas. Así, esta metodología es muy completa, pero debe enfatizarse que resulta costosa, en términos de tiempo de cómputo y calidad de datos.

ABSTRACT

The occurrence of earthquake in México has left damaged infrastructure, and learning through the damage evaluation caused for earthquakes, between other studies, allow to can mitigate seismic risk to which they the exposed buildings.

This thesis presents a methodology to estimate reasonably, expected seismic damage to buildings of concrete and reinforced masonry of the Mexico City; will be developed through the use of analytical fragility curves and damage probability matrices. The study will include the definition of seismic scenarios, which will be possible to evaluate the seismic risk buildings.

The methodology includes, the modeling and analysis of structures characterized by their capacity curve; and also discrete states of damage are set by using plastic hinges (model concentrated inelasticity) structural elements.

The seismic action is defined by seismic hazard studies for the City of Mexico, particularly as a site of interest; Colonia Roma (Gomez Bernal et al. 2005). Acceleration records of land will be used to characterize the dynamic response of the soil.

Knowing the seismic response of a structure, in addition to considering the uncertainty of the mechanical properties of the structural elements of the structure, and using statistical methods, it is possible to generate analytical fragility curves. These curves are functions that represent the vulnerability of a structure (percentage of damage), when it is subjected to different levels of seismic intensity. To calculate the probabilistic seismic response is used the method of the point's estimates (Rosenblueth, 1981).

This is a methodology that uses innovative techniques of structural analysis, based on the estimate of damage, considering the nonlinear behavior of materials in the elements of the structure and the possible geometrical effects. Therefore, it requires a greater amount and quality of information and advanced computation tools. Thus, this methodology is very comprehensive, but it should be emphasized that is costly in terms of computing time and data quality.

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1

Figura 1.1 Metodología para generar curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño.....	11
---	----

Capítulo 2

Figura 2.1 Curvas de fragilidad pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13.	15
Figura 2.2 Factores de daño central, pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13.	16
Figura 2.3 Estados de daño para sistemas de infraestructura de los Estados Unidos de acuerdo al ATC-13 (Juárez García).....	18
Figura 2.4 Metodología de estimación de pérdidas por riesgos naturales, daño físico directo, pérdidas económicas directas e indirectas (manual y software de aplicación).....	19
Figura 2.5 Metodologías para estimar el daño sísmico esperado en edificios, identificadas con los nombres LM1 y LM2 (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), según RISK-UE.....	21
Figura 2.6 Estudios realizados en la Colonia Roma de la Ciudad de México por parte del departamento de materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco	26
Figura 2.7 Metodología para la evaluación de la capacidad sísmica de estructuras de la Ciudad de México	27
Figura 2.8 Curvas de vulnerabilidad sísmica para estructuras de mampostería y concreto reforzado de mediana altura, para la Ciudad de México	29
Figura 2.9 Diagrama de flujo, estudio de peligro sísmico ocupado por Arellano M. (Gómez Bernal 2004).....	29
Figura 2.10 Delimitación de zona de estudio en Colonia Roma, Ciudad de México.	30
Figura 2.11 Mapa de clases de vulnerabilidad para estructuras típicas de la Colonia Roma de la Ciudad de México (Arellano 2004)	30
Figura 2.12 Mapa de clase de daño para estructuras típicas de la Colonia Roma de la Ciudad de México, (Arellano 2004).....	30
Figura 2.13 Modelado de casa de mampostería no reforzada, representativa de la población de estructuras típicas de la Colonia Roma, mediante el uso de elementos finitos en el programa de análisis SAP 2000, y caracterización de muros que toman la mayor participación de cargas sísmicas.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 2.14 Ubicación de los edificios muestra y algunos modelos representativos de las estructuras evaluadas	34
Figura 2.15 Contornos de deformación y curvas de carga-distorsión lateral incluyendo patrones de agrietamiento.....	34
Figura 2.16 Modelo experimental losa-muro realizado en la UAM-Azcapotzalco.....	35

Capítulo 3

Figura 3.1 Evaluación del riesgo sísmico	35
Figura 3.2 Pasos para definir un estudio de peligro sísmico determinista (izquierda) y probabilista (derecha).....	36
Figura 3.3 Área del cinturón circumpacífico (Izquierda) y tectónica de placas en México (derecha)	37
Figura 3.4 Sismicidad en el valle de México (Z.J. Fernandez 1985).....	38
Figura 3.5 Mapa de sismicidad de la República Mexicana, 1900 a Marzo 2012	39
Figura 3.6 Localización de sismos utilizados para la definición de peligro sísmico en Colonia Roma, los eventos son clasificados como; inter-placa (circulo), intra-placa (estrella) y superficial (triangulo).	40
Figura 3.7 Espectro de respuesta de aceleraciones teórico definido para Colonia Roma, Ciudad de México (Gómez Bernal y Juárez García, 2004).....	40
Figura 3.8 Mapas de curvas de iso-aceleración espectral y máxima para la Colonia Roma	41
Figura 3.9 Zonas sismo-tectónicas de México de acuerdo a la regionalización propuesta por Reyes, 1994.....	42
Figura 3.10 Eventos sísmicos analizados para 3 zonas sismogénicas y estaciones acelerográficas seleccionadas en la Colonia Roma.....	43
Figura 3.11 Acelerogramas y espectros de respuesta para los sismos 11/Enero /97 izquierda, 25/Abril/89 centro y 30/Septiembre/99 derecha	44

Capítulo 4

Figura 4.1 Funciones de distribución continua y discreta.....	47
Figura 4.2 Funciones de distribución acumulada, para una distribución continua y discreta.	48
Figura 4.3 Estados límite de fallo y no fallo (Gómez y Alarcón, 1992).....	49
Figura 4.4 Definición gráfica del índice de confiabilidad de Cornell.....	53
Figura 4.5 Metodología para generar curvas de fragilidad analíticas	56
Figura 4.6 Definición del tipo de análisis en función de las características de las acciones, estructura y tipo de respuesta.....	57
Figura 4.7 Definición del análisis no lineal	58
Figura 4.8 Uso de curvas de fragilidad como una medida de cuantificación del desempeño sísmico en estructuras (Fotos tomada de presentaciones Dr. Terán Gilmore).....	59
Figura 4.9 Método evento a evento de estructuras	61
Figura 4.10 Patrones de carga en un análisis estático no lineal y su influencia en la capacidad global de la estructura	62
Figura 4.11 Representación de la curva de capacidad bilineal	63
Figura 4.12 Representación de los estados de daño y umbrales de desplazamiento en la curva de capacidad bilineal.....	64
Figura 4.13 Variación de fuerzas en un sistema dinámico: a) fuerzas de inercia v/s aceleración; b) amortiguamiento v/s velocidad; c) fuerzas de rigidez v/s desplazamiento.....	66
Figura 4.14 Modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh.....	68

Figura 4.15 a) modelo constitutivo bilineal que considera endurecimiento y ablandamiento, b) Modelo constitutivo de Ramberg – Osgood.	69
Figura 4.16 Método de Newmark; aceleración promedio constante con la iteración de Newton-Raphson.....	71
Figura 4.17 Aplicación de los estimadores puntuales para el cálculo de la respuesta sísmica probabilística.....	72

Capítulo 5

Figura 5.1 Modelo tridimensional y definición del diafragma de piso.....	74
Figura 5.2 Definición del espectro elástico de diseño para la zona IIIB	75
Figura 5.3 Determinación de la rigidez lateral mediante sub-estructuración y condensación estática.....	75
Figura 5.4 Análisis Estático, empleando es software estructural ETABS-2013.....	77
Figura 5.5 Análisis Modal Espectral empleando es software estructural ETABS-2013	77
Figura 5.6 Comparación de fuerzas y periodos de vibrar	78
Figura 5.7 Elementos y distribución de carga utilizados en sistemas de piso de edificaciones ...	79
Figura 5.8 Distribución de carga, configuración deformada y mapeo de daño en estructuras con diafragma rígido y semirrígido	81
Figura 5.9 Diafragma rígido v/s flexible, en modelos estructurales con irregularidad en planta .	82
Figura 5.10 Modelos de plasticidad distribuida y concentrada para la representación del comportamiento inelástico de los elementos estructurales utilizados por ETABS non-lineal	83
Figura 5.11 Marco de acero estructural, utilizado en la calibración del análisis no lineal	84
Figura 5.12 Matriz de rigideces y porcentaje de la rigidez pos-fluencia de los elementos empleados en el modelo estructural para la calibración del análisis no lineal.....	84
Figura 5.13 Solución evento a evento y curva de capacidad global	85
Figura 5.14 Descripción de la geometría rigideces y deformaciones de los elementos empleados por Drain	86
Figura 5.15 Superficies de fluencia, convención de signos para las superficies de fluencia en momentos y relaciones entre momento-curvatura y momento-rotación.....	86
Figura 5.16 Curva de capacidad y mapeo de daño mediante el uso de DRAIN 2Dx.....	87
Figura 5.17 Curva de capacidad y mapeo de daño mediante el uso de ETABS.....	87
Figura 5.18 Técnicas de modelado para el comportamiento no lineal de muros.....	88
Figura 5.19 Modificación de la diagonal equivalente mediante el modelo de puntal-tensor	89
Figura 5.20 Calibración del comportamiento no lineal de muros mediante el modelo de puntal-tensor, utilizando Open Sees y Etabs.....	90
Figura 5.21 Definición de las características del marco de concreto reforzado para la aplicación de la metodología a emplear para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.....	91
Figura 5.22 Definición de las características de resistencia de los materiales y de análisis de la sección de los elementos estructurales.....	92
Figura 5.23 Comparación de curvas de capacidad mediante Etabs y Drain 2Dx.....	93

Figura 5.24 Comparación de análisis dinámico no lineal, historia de desplazamientos, comportamiento histerético y modificación del registro de aceleraciones, ETABS y Drain 2Dx	94
Figura 5.25 Umbrales de desplazamiento asociados a diferentes estados límite de daño	95
Figura 5.26 Variabilidad de los parámetros en las variables aleatorias utilizando en método de los estimadores puntuales (Rosenblueth 1975).	95
Figura 5.27 Variabilidad de la respuesta sísmica y mapeo del daño estructural	97
Figura 5.28 Historias de desplazamientos y curvas histeréticas del marco de concreto reforzado	98
Figura 5.29 Determinación de la curva de fragilidad y matriz de probabilidad de daño para el estado límite de daño; leve.....	99
Figura 5.30 Curvas de fragilidad analíticas, marco de concreto reforzado	100
Figura 5.31 Características de la estructuración del edificio	101
Figura 5.32 Definición del modelado de muros en el software ETABS	102
Figura 5.33 Modificación del modelado en muros en el sistema estructural; modelo puntal-tensor	102
Figura 5.34 Curva de capacidad para la estructura tridimensional de concreto reforzado	103
Figura 5.35 Mapeo de daño del modelo puntal-tensor en ETABS	104
Figura 5.36 Curvas de fragilidad analíticas del modelo tridimensional	105

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo 2

Tabla 2.1 Matriz de probabilidad de daños pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13.....	15
Tabla 2.2 Factores de daño medio, pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13	16
Tabla 2.3 Descripción de los estados de daño, de acuerdo al ATC-13.....	17
Tabla 2.4 Grados de daño considerados en el método LM1 de Risk-UE	20
Tabla 2.5 Aceleraciones del suelo correspondientes a los cinco grados de daño para los muros de mampostería sin confinar, respectivamente con su desplazamiento y distorsión.....	31

Capítulo 4

Tabla 4. 1 Jerarquía de los métodos de confiabilidad estructural	52
--	----

Capítulo 5

Tabla 5.1 Definición de dimensiones y resistencia de los elementos estructurales.....	74
Tabla 5.2 Definición del periodo de vibrar de la estructura	76
Tabla 5.3 Valores medios y coeficientes de variación de las variables aleatorias.....	96
Tabla 5.4 Valores de las variables aleatorias, para cada caso de análisis	96
Tabla 5.5 Desplazamientos máximos positivos	97
Tabla 5.6 Desplazamientos máximos negativos	97
Tabla 5.7 Matriz de probabilidad de daño para un marco de concreto reforzado	97
Tabla 5.8 Matriz de probabilidad de daño para una estructura de concreto reforzado	97

Capítulo 1

Introducción

En la Ciudad de México, las pérdidas de vidas y de materiales han sido considerables durante sismos pasados. Los daños observados en los terremotos revelan la elevada vulnerabilidad sísmica que presentan las edificaciones. Los criterios de diseño sismo-resistente han evolucionado, por las lecciones que han dejado los sismos ocurridos en el mundo, y por el desarrollo de nuevas investigaciones.

En los últimos años se ha incrementado el número de construcciones de edificios en el Distrito Federal. En el seno del Comité Asesor de Seguridad Estructural del Distrito Federal se ha comentado que varias de esas estructuras nuevas pudieran no cumplir con el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas correspondientes. El incumplimiento de la reglamentación vigente, y la falta de una seguridad mínima, podría generar daños en las estructuras cuando se les someta a sismos de considerable intensidad; y consecuentemente, afectaciones y daños a sus ocupantes, o a edificaciones vecinas.

En México se han adoptado metodologías de carácter cualitativo para la estimación de pérdidas, lo que ha permitido reforzar edificaciones consideradas como vulnerables. Debido a que estas metodologías están basadas en observaciones de campo y definidas por métodos simplificados, muchas de las veces tienen la limitación de no poderse aplicar a sistemas estructurales complejos, y podrían subestimar o sobrestimar el cálculo de riesgo sísmico.

En este trabajo se propone una metodología de evaluación de riesgo sísmico, basada en métodos cuantitativos de carácter probabilístico. Para lograr este objetivo se necesita conocer, por un lado, el grado de la amenaza sísmica a la que están expuestas las estructuras (peligro sísmico), y por otro lado, la capacidad que tienen las edificaciones de resistir esta amenaza (vulnerabilidad sísmica). Para la cuantificación del riesgo sísmico en una estructura se recurre a la formulación de curvas de fragilidad. En este estudio se implanta una metodología basada en modelos no lineales y métodos de carácter probabilístico. Con esta metodología es posible calcular la probabilidad de que una estructura sufra determinados daños ante sollicitaciones de sismos de cualquier magnitud, de acuerdo con el desempeño estructural esperado.

OBJETIVOS Y ALCANCE DE ESTUDIO

Motivación

La motivación para realizar este estudio se orienta hacia la parte de vulnerabilidad estructural (modelado y análisis estructural) con la finalidad de reducir incertidumbres de tipo aleatorio en el cálculo del riesgo sísmico.

El desarrollo de nuevas filosofías de diseño, el avance del comportamiento dinámico de los edificios ante la acción sísmica y la evolución de computadores deben ser utilizados para reducir el riesgo sísmico existente en los grandes centros urbanos, debido a que es ahí donde se concentra la mayor parte de la población mundial. Por lo general son las nuevas construcciones y en ocasiones no del todo, las que incorporan los avances en diseño y análisis de estructuras. Por lo tanto, es indispensable desarrollar e implantar metodologías para la evaluación del desempeño, vulnerabilidad, daño y riesgo sísmico de estructuras existentes, que permitan identificar las posibles fuentes de daño antes diferentes escenarios sísmicos, dando lugar a instituciones gubernamentales (protección civil) las medidas adecuadas de reforzamiento estructural y la toma de decisiones ante ciertas amenazas sísmicas futuras.

Objetivos

- Objetivo general

Desarrollar una metodología para la determinación de curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño, para estructuras ubicadas en México, Distrito Federal (Colonia Roma).

- Objetivos específicos

Modelar edificios reales, diseñados con normas actuales utilizando programas de análisis estructural lineal y no lineal comerciales (ETABS no lineal).

Determinar la respuesta sísmica probabilística del modelo estructural a considerar, utilizando análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo y el método de los estimadores puntuales.

Estimar la capacidad resistente y los estados de daño en estructuras con un alto nivel de confiabilidad.

Alcance

El presente estudio desarrolla metodologías que pueden ser utilizadas para la evaluación del desempeño y la vulnerabilidad sísmica de edificios para zonas de sismicidad altas y moderadas, considerando incertidumbres en los parámetros estructurales mediante técnicas de confiabilidad de nivel II (estimadores puntuales). Los resultados de la metodología a implantar son curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño que puedan ser utilizadas para evaluar niveles de desempeño, reforzamiento, seguridad, estimación del

riesgo sísmico en las estructuras en términos monetarios o la distribución del daño global en edificios, permitiendo desarrollar en futuros trabajos, mapas de daño sísmico en ambientes urbanos, mediante el uso de sistemas de información geográfica.

Limitaciones

La variabilidad de la señal sísmica (contenido de frecuencias, energía y duración); en el caso particular de la Colonia Roma, se vio que puede tener muy poco efecto en sismos de subducción, en contraste con uno de falla local (por ejemplo la falla de Acambay). Se podría argumentar que este estudio no contempla esta variabilidad de la señal sísmica, y sí la variabilidad de las propiedades de la estructura; sin embargo, este efecto puede considerarse en futuras investigaciones.

En tanto a la definición del escenario sísmico empleado, por ejemplo; (Gómez-Bernal et al. 2005 y Juárez-García et al. 2004) no se discute sobre las técnicas de escalonamiento de los acelerogramas, por lo que únicamente consideran incrementos y decrementos del PGA.

Los efectos del amortiguamiento estructural durante movimientos severos de terreno, efectos bidireccionales y ángulo de incidencia del sismo e interacción dinámica suelo-estructura, no se consideran en este trabajo de investigación.

No se realiza un análisis de sensibilidad en la definición de los estados discretos de daño (leve – moderado – severo - completo).

Se considera que la sobre-resistencia estructural en el caso particular de elementos no estructurales, no tiene fuerte impacto en la respuesta sísmica del sistema estructural.

METODOLOGÍA Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Metodología

Para el desarrollo de la tesis, se han realizado investigaciones teóricas, involucrando el estudio de las metodologías para generar curvas de fragilidad, el análisis de los parámetros involucrados y la implantación de programas de cómputo de análisis estructural no lineal.

La metodología propuesta para generar curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, es como se muestra en el diagrama (Figura 1.1). Como se observa, la metodología a emplear está constituida por cuatro módulos.

El primer módulo hace referencia al peligro sísmico en la zona de estudio, inicialmente se definen los indicadores de la acción sísmica en términos de aceleración pico del terreno (PGA), y de intensidades sísmicas asociadas al sitio de interés (Colonia Roma, Ciudad de México). Posteriormente, se define el escenario sísmico desarrollado a partir de los resultados de un estudio de peligro sísmico en la zona centro del país (Gómez-Bernal et al 2005 y Juárez-García et al. 2004). Las características del movimiento del terreno son representadas por registros de aceleraciones.

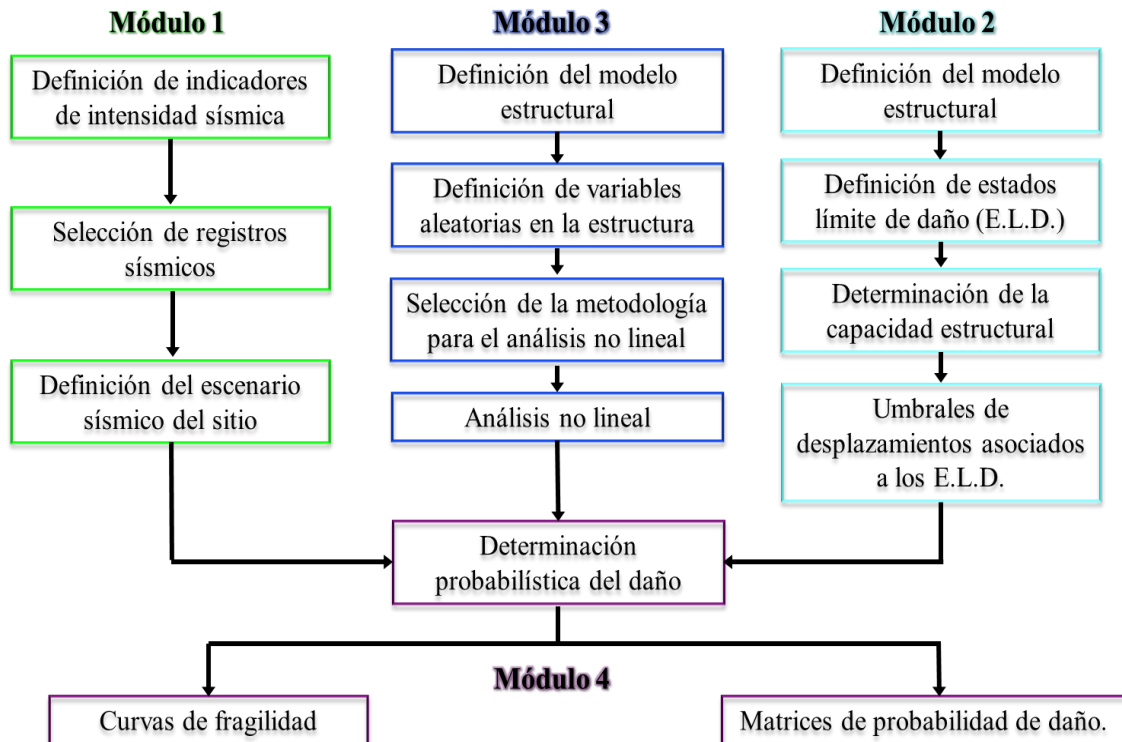


Figura 1.1. Metodología para generar curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño.

En el segundo módulo, se selecciona el modelo estructural para la definición del daño a partir de análisis estáticos no lineales. Una vez realizados estos análisis, es posible obtener umbrales de desplazamientos asociados a los estados límites de daño. Para definir dichos límites de daño, se obtienen por medio de la representación bilineal de la curva de capacidad mediante el método de las áreas y la adaptación de los límites de daño definidos por EU-RISK. Para verificar que los estados de daños correspondientes a la estructura sean los representativos, se realiza el análisis por medio del mapeo de fluencia en la estructura y pruebas experimentales en elementos estructurales.

El tercer módulo, hace énfasis al cálculo de la respuesta sísmica probabilística. Este tipo de respuesta es determinado mediante un análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo. Cuando en el análisis dinámico se considera la incertidumbre o variabilidad en los valores de las variables de los parámetros y acción sísmica que intervienen en la respuesta dinámica del sistema, el análisis se considera como probabilístico incremental.

El cuarto módulo es el correspondiente a la generación de curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño, mediante el uso de conceptos de confiabilidad estructural.

Organización de la tesis

El presente trabajo se ha desarrollado en siete capítulos y un anexo. A continuación se describe el contenido de cada una de estas partes.

Capítulo 1 (Introducción), se describe brevemente el trabajo a realizar, la motivación, los objetivos, el alcance y la metodología.

En el Capítulo 2 (Estado del arte y antecedentes), se presenta una recopilación de la información sobre el estado actual del conocimiento. En primer lugar se resumen algunas metodologías internacionales, empleadas en la evaluación de riesgo sísmico de estructuras por medio de curvas de fragilidad analíticas. Posteriormente, se revisan los antecedentes relacionados con la vulnerabilidad sísmica en estructuras de la Colonia Roma de la Ciudad de México.

En el Capítulo 3 (Peligro y riesgo sísmico), se comenta brevemente sobre la estimación del riesgo sísmico en las estructuras. Posteriormente, se mencionan algunos conceptos básicos sobre el estudio de peligro sísmico, una breve introducción sobre la sismicidad en México, y por último, se establece el escenario sísmico representativo del sitio de interés por medio de acelerogramas reales.

En el Capítulo 4 (Marco teórico), se presentan conceptos y métodos relacionados con probabilidad y estadística, confiabilidad estructural, curvas de fragilidad, matrices de probabilidad de daño y tipos de análisis sísmicos no lineales. Se describe el modelo representativo del daño para los elementos estructurales, y se mencionan aspectos relacionados con el modelado de la estructura y patrones de cargas, como modificadores de la respuesta sísmica.

En el Capítulo 5 (Calibración y aplicación de la metodología), se calibra la metodología utilizando estructuras sencillas, con la finalidad de mostrar que el tipo de software y las hipótesis de modelado, así como la metodología empleada para la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, es la adecuada. Estos modelos de prueba son un muro y marcos de concreto reforzado con muros. Finalmente, la aplicación de la metodología propuesta para generar curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño a un marco plano y una estructura tridimensional.

En el Capítulo 6 (Conclusiones y trabajos futuros), se presentan conclusiones, derivadas de esta investigación, así como las propuestas para líneas futuras de investigación.

Referencias bibliográficas

Bibliografía de apoyo que hace posible la realización de la presente tesis: notas de clase, artículos especializados en el tema, expuestos en congresos internacionales y nacionales, consultas de tesis relacionadas con temas de vulnerabilidad, desempeño y diseño sismo-resistente, y libros de texto enfocados a los temas ya mencionados.

Apéndice

Por último, en este apartado se muestra el desarrollo de la calibración de los modelos estructurales.

Capítulo 2

Estado del arte y antecedentes

INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente capítulo es realizar una revisión sobre el estado del arte, correspondiente a los temas principales de esta tesis, como punto de partida para el desarrollo de la misma. Primero se realiza una revisión del panorama mundial en el tema de vulnerabilidad sísmica, y posteriormente se hace una revisión del panorama en México con respecto a dicho tema. Finalmente, se revisan estudios referentes a la determinación y aplicación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

ESTADO DEL ARTE PANORAMA MUNDIAL

En los últimos años, el uso de curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño, han sido la herramienta fundamental para la evaluación de la capacidad sismorresistente en países como: Estados Unidos, Canadá, Chile, Puerto Rico, Ecuador, Venezuela, México, España, Italia y Japón por mencionar algunos. Dichos países, han realizado aportes significativos en el área de riesgo y vulnerabilidad sísmica, prueba de ello, son los proyectos ATC y HAZUS en América del Norte (E.E.U.U.) y el proyecto Risk-UE en la Unión Europea, logrando un mayor número de investigaciones al respecto. A continuación se describen las principales características de los métodos ATC, HAZUS y Risk-UE.

ATC-13

El Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council, ATC) es una sociedad sin ánimo de lucro con sede en California, cuyo objetivo es asesorar y asistir a profesionales en el campo de la ingeniería civil y la arquitectura. Por encargo de la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (Federal Emergency Management Agency, FEMA) elaboró el informe Earthquake Damage Evaluation Data for California, ATC-13 (ATC 1985), en el que se aplica el método Delphi para obtener matrices de probabilidad de daño a partir de la opinión de expertos.

El principal objetivo del ATC-13, fue generar estimaciones del daño físico directo y pérdidas de origen sísmico en construcciones de California en Estados Unidos (ATC-13, 1985). Dicho proyecto incluyó los siguientes puntos: a) elección de la forma de caracterizar

los movimientos sísmicos del terreno, con la finalidad de estimar daños y pérdidas futuras en construcciones por la ocurrencia de movimientos sísmicos, b) determinación o elección de una clasificación que representara a la mayoría de las construcciones existentes en California y, c) desarrollo de un método para estimar pérdidas y daño sísmicos futuros, en términos del movimiento sísmico seleccionado y del tipo de construcción identificado.

Se emplearon dos tipos de clasificaciones para identificar a las construcciones. La primera clasificación se realizó desde el punto de vista de la ingeniería sísmica y se presentó como la “Earthquake Engineering Facility Classification”. Esta primera clasificación agrupó a la totalidad de las construcciones en 78 clases, de las cuales 40 corresponden a edificios y las restantes 38 a otros tipos de estructuras, mientras que la segunda clasificación corresponde al uso o función social de la construcción, para la cual emplearon 35 clases de usos (ATC-13, 1985).

Por otra parte, para cumplir con el objetivo de generar una metodología que permitiese estimar pérdidas y daño sísmicos futuros en construcciones, como ya se mencionó, optaron por emplear el conocimiento de expertos en dicho tema, y para tal fin, utilizaron una metodología previamente validada, que se conoce como el método Delphi. Por ejemplo, emplearon dicho método para obtener matrices de probabilidad de daño. Para ello, realizaron las actividades siguientes: a) creación de formularios para realizar encuestas, b) elección de las personas expertas a ser encuestadas, c) realización de las encuestas, en las que se le pedía a cada experto que estimara en función de su experiencia, el porcentaje de daño físico directo que se puede presentar en construcciones tipo, después de la ocurrencia de diferentes grados de intensidad de la escala MM, d) análisis estadístico de los resultados de las encuestas y, e) cálculo de las matrices de probabilidad de daño.

Una evaluación completa del daño y de las pérdidas causadas por un terremoto debe incluir la estimación del daño físico directo, del costo social y del costo económico.

En el ATC-13 se consideran las siguientes pérdidas: 1) daño físico directo, 2) muertos y heridos y 3) pérdida de la operatividad y tiempo de restauración del servicio. Para cada uno de estos tipos de pérdidas, se proporcionan fórmulas para su evaluación cuantitativa. También se incluyen matrices de probabilidad de daño, cuyos elementos representan la probabilidad de que se alcance, sin ser excedido, un estado de daño cuando la estructura se ve sometida a una acción sísmica de una determinada intensidad. Estos estados de daño están representados en las matrices de probabilidad de daño mediante un valor central del factor de daño.

En la tabla 2.1 se muestra un ejemplo de las 78 matrices de probabilidad de daño obtenidas en el proyecto ATC-13, la cual corresponde a una edificación de mampostería no reforzada de baja altura (*Facility Class* No. 75). En las matrices de probabilidad de daño del ATC-13 se expresa la probabilidad de ocurrencia de estados de daño (Tabla 2.1) en función del grado de intensidad macrosísmica IMM.

Tabla 2.1. Matriz de probabilidad de daños pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13.

Estado de daño	Intensidad Mercalli Modificada						
	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1-Nulo	0	0	0	0	0	0	0
2-Leve	9.1	0.6	0	0	0	0	0
3-Ligero	90.5	55.5	10.9	0.5	0	0	0
4-Moderado	0.4	43.4	66	22.4	2	0.1	0.1
5-Severo	0	0.5	22.9	65.9	35	10.1	3.4
6-Grave	0	0	0.2	11.2	62.5	83.1	50.4
7-Colapso	0	0	0	0	0.5	6.7	46.1

En la Figura 2.1 se muestra la representación de la matriz de probabilidad de daño en curvas de fragilidad (probabilidad de igualar o exceder un estado discreto de daño, con respecto a la intensidad sísmica).

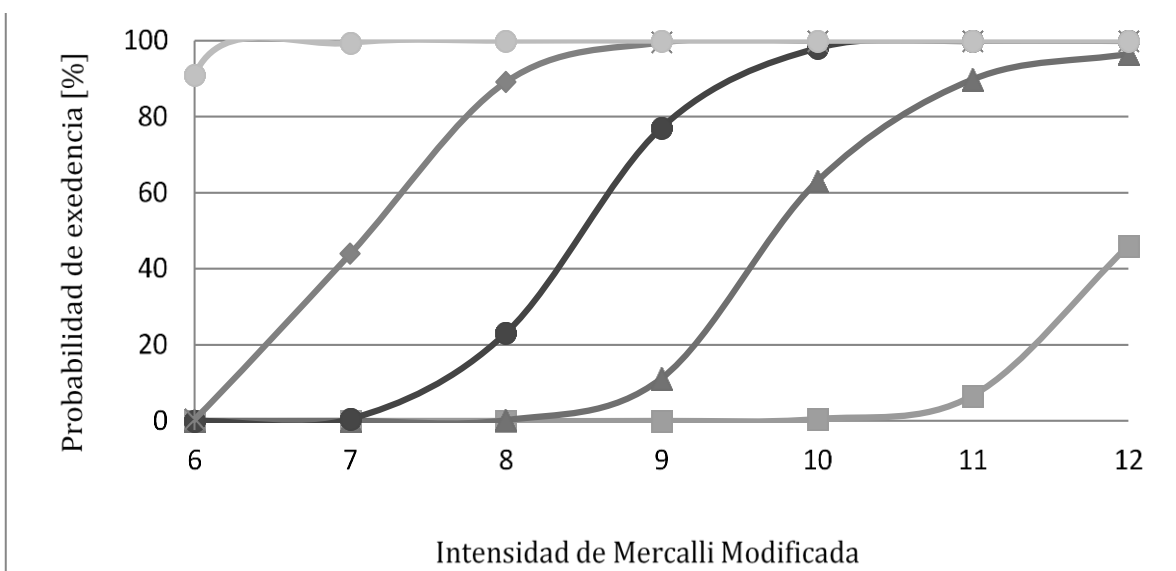


Figura 2.1. Curvas de fragilidad pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13.

En la tabla 2.2 y Figura 2.12, se muestran los intervalos y valores de los factores centrales de daño, para cada escenario sísmico. El factor de daño medio y factor de daño central se calculan de la siguiente forma:

Factor de daño central: El daño de una estructura se normaliza con respecto al costo del reemplazo total de la misma, es decir, se divide el costo de reparación entre el costo total de la estructura (McGuire, 2004).

$$\text{Factor de daño central} = \frac{\text{Costo total}}{\text{Costo de reparación}} \quad (2.1)$$

Factor de daño medio:

$$FD_m = \frac{1}{100} \sum_{i=0}^{ED} P(PIS)_i * FDC_i \quad (2.2)$$

ED: Estado de daño *i*

P_i: Probabilidad de ocurrencia para cada E.D. en función de un parámetro indicador sísmico.

FD_i: Factor de daño central para cada E.D.

Tabla 2.2. Factores de daño medio, pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13

Estado de daño	Intervalo del factor de daño	Factor de daño central	Intensidad Mercalli Modificada						
			VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1-Nulo	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2-Leve	0 a 1	0.5	9.1	0.6	0	0	0	0	0
3-Ligero	1 a 10	5	90.5	55.5	10.9	0.5	0	0	0
4-Moderado	10 a 30	20	0.4	43.4	66	22.4	2	0.1	0.1
5-Severo	30 a 60	45	0	0.5	22.9	65.9	35	10.1	3.4
6-Grave	60 a 100	80	0	0	0.2	11.2	62.5	83.1	50.4
7-Colapso	100	100	0	0	0	0	0.5	6.7	46.1
Factor de daño medio			4.6505	11.683	24.21	43.12	66.65	77.745	87.97

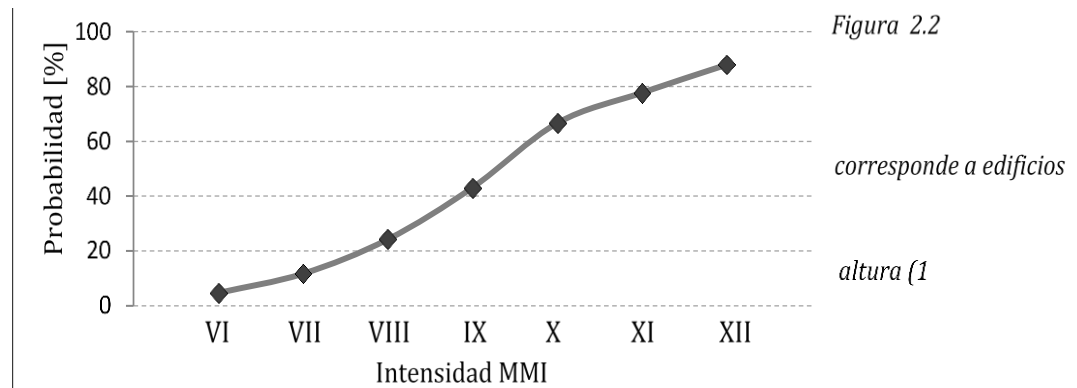


Figura 2.2. Factores de daño central, pertenecientes a la clase 75, que corresponde a edificios de mampostería no reforzada de baja altura (1-3 niveles) de acuerdo al ATC-13.

Finalmente, en la Tabla 2.3, se presenta una breve descripción sobre los estados límites de daño empleados en el proyecto ATC-13.

Tabla 2.3. Descripción de los estados de daño, de acuerdo al ATC-13

Estado de daño	Intervalo del factor de daño	Factor de daño central	Descripción
1-Nulo	0	0	Sin daño
2-Leve	0 a 1	0.5	Daño menor localizado y limitado que no requiere reparación
3-Ligero	1 a 10	5	Daño localizado significativo de algunos componentes que generalmente no requieren reparación
4-Moderado	10 a 30	20	Daño localizado significativo de muchos componentes que justifica la reparación
5-Severo	30 a 60	45	Daño extenso que requiere reparación mayor
6-Grave	60 a 100	80	Gran daño generalizado que puede originar que la edificación sea demolida o reparada
7-Colapso	100	100	Destrucción total de la mayor parte de la edificación

ATC-21

El método ATC – 21 es también conocido como “Rapid Visual Screening Buildings for potencial Seismic Hazards”. Consiste básicamente en asignarle calificaciones iniciales a las edificaciones y luego, agregar o quitar puntos de acuerdo a sus características estructurales. La calificación inicial depende del tipo de estructura y diseño sismorresistente (Applied Technology Council, 2002). Algunos parámetros incluidos para tener el criterio de sumar o restar puntuación es altura del edificio y número de entrepisos, espesor de paredes, región sísmica, material de construcción, año de construcción, uso de la estructura, entre otros (Applied Technology Council, 2002).

ATC-25

El principal objetivo del proyecto denominado ATC-25 fue estimar el riesgo sísmico de las líneas vitales de Estados Unidos. En dicho proyecto las líneas vitales son consideradas como aquellos sistemas necesarios para la vida humana y el funcionamiento urbano, sin las cuales grandes regiones urbanas no pueden existir. Las líneas vitales básicamente transportan comida, agua, combustibles, energía, información, y otros materiales necesarios para la existencia humana, desde las áreas de producción hasta las áreas de consumo urbano (ATC-25, 1991). En el ATC-25 se realizaron algunos cambios significativos con respecto a la metodología del ATC-13. Por ejemplo, se hicieron modificaciones para que con las propuestas del ATC-25 fuese posible estimar el riesgo sísmico de líneas vitales en cualquier parte de Estados Unidos y no sólo en California (Juarez-Garcia, 2010).

Por otra parte, en el ATC-25 consideraron únicamente cuatro estados de daño: 1) daño ligero (valor de reemplazo de 1-10%); 2) daño moderado (valor de reemplazo de 10-30%); 3) daño fuerte (valor de reemplazo de 30-60%) y; 4) daño mayor a destrucción (valor de reemplazo de 60-100%). En este proyecto obtuvieron funciones de vulnerabilidad que

permiten estimar el riesgo sísmico de las líneas vitales (caminos o autovías, tanques de almacenamiento, líneas o tuberías de transporte de gas natural, etc.). Dichas funciones de vulnerabilidad están expresadas principalmente en porcentaje de daño versus intensidad macrosísmica (Juárez-García, 2010).

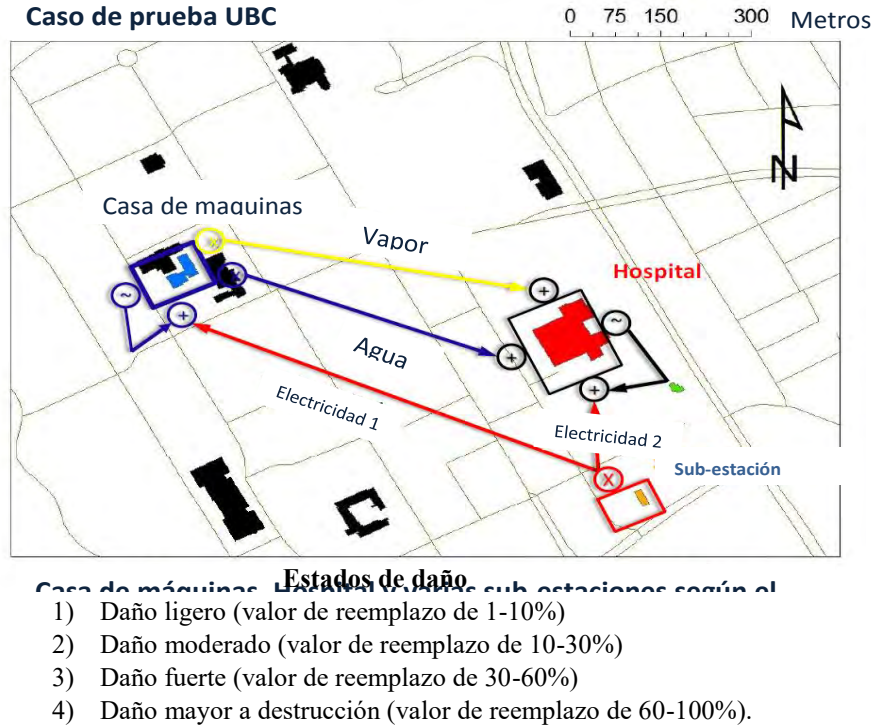
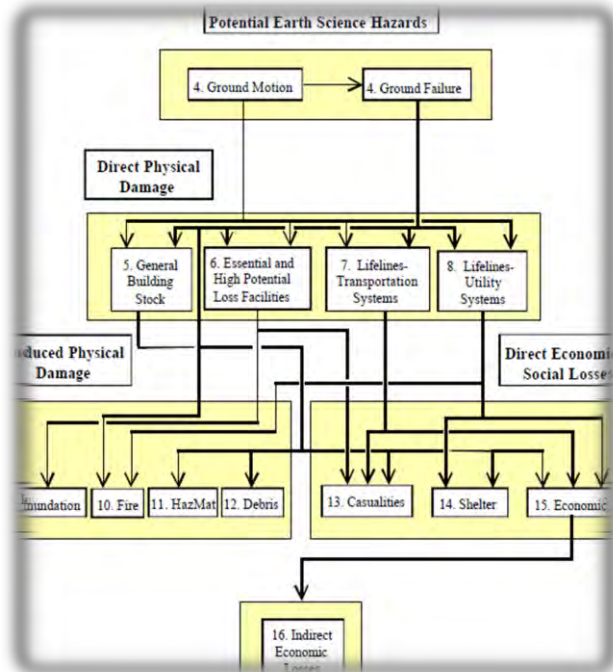


Figura 2.3. Estados de daño para sistemas de infraestructura de los Estados Unidos de acuerdo al ATC-25 (Juárez-García, 2010).

HAZUS

El proyecto HAZUS es un programa desarrollado por la Federal Emergency Management Agency (FEMA), junto con el National Institute of Buildings Sciences, en el año 1999. Es una metodología aplicable a los Estados Unidos para la estimación de pérdidas por riesgos naturales como son: terremotos, inundaciones, huracanes, tornados, tormentas de oleaje en la costa, tormentas invernales violentas, tormentas con truenos y granizo. Constituye una metodología estandarizada basada en Sistemas de Información Geográfica (GIS) y orientada a promover la mitigación del riesgo sísmico y ayudar a las administraciones gubernamentales o de protección civil a tomar las medidas pertinentes para reducir el impacto de un sismo. Constituye una herramienta integrada que parte de la definición de un sismo hipotético. Una vez identificado la localización y el tamaño, el modelo estima las características del movimiento del terreno, el número de edificaciones dañadas, el número de víctimas, los daños en los sistemas de transporte, las interrupciones en los servicios de electricidad y agua, el número de personas desplazadas y el costo estimado de reparación de los daños proyectados y otros efectos.



Manual de Usuario



Manual Técnico



Hazus Software de aplicación



Figura 2.4. Metodología de estimación de pérdidas por riesgos naturales, daño físico directo, pérdidas económicas directas e indirectas, manual y software de aplicación HAZUS (FEMA-NIBS, 1999)

Entre la información provista por HAZUS (FEMA, 2003), se tienen las curvas de fragilidad, de 36 tipologías de edificios, para cuatro niveles de diseño, denominados: pre-norma, bajo, moderado y alto, y para cada uno de estos niveles de diseño se tiene un límite de la deriva máxima de piso (drift), para los cuatro niveles de daño antes mencionados: leve, moderado, severo y completo.

RISK-UE

Aguilar (2011), presenta una descripción del proyecto Risk-UE, trabajo desarrollado en la Unión Europea que se inició en 2001 y se concluyó en 2004 (Mouroux y Le Brun, 2006). El principal objetivo era proponer métodos avanzados de análisis de riesgo sísmico que permitieran incorporar las características de los edificios, del patrimonio cultural y de las sociedades urbanas típicas de Europa. Risk-UE (Milutinovic *et al*, 2003), desarrolla y aplica metodologías homogéneas y avanzadas para el estudio de la amenaza, de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en áreas urbanas europeas. Esta iniciativa se centra en los edificios actuales e históricos, las líneas vitales y la organización social y funcional, es decir, el sistema urbano propio de la ciudad. El proyecto tuvo la virtud de involucrar a las autoridades municipales con responsabilidad en la protección civil y en la gestión del riesgo y se aplicó a siete ciudades europeas. La organización modular del proyecto comprendió los siguientes módulos de trabajo o workpackages (WP):

1. WP1: Características distintivas europeas. Sistema de Información Geográfica (GIS), inventario, base de datos y tipologías de los edificios.
2. WP2: Estudio de peligrosidad sísmica.
3. WP3: Análisis de la exposición del sistema urbano (USE).
4. WP4: Estudio de vulnerabilidad de los edificios actuales.
5. WP5: Estudio de vulnerabilidad de los monumentos y edificios históricos.
6. WP6: Estudio de vulnerabilidad de las líneas vitales y las estructuras esenciales.
7. WP7: Escenarios de riesgo sísmico
8. WP8 – WP14: aplicación de las metodologías propuestas a siete ciudades europeas. Concreta y respectivamente a: Barcelona en España, Bitola en Macedonia, Bucarest en Rumania, Catania en Italia, Niza en Francia, Sofía en Bulgaria y Tesalónica en Grecia.

De manera específica Risk- UE adoptó dos metodologías para estimar el daño sísmico esperado en edificios, las cuales identificaron con los nombres LM1 y LM2.

En la metodología LM1 o de nivel 1, el peligro sísmico se define mediante los grados de intensidades de la escala macrosísmica EMS-98. Mientras que la vulnerabilidad sísmica de los edificios se expresa principalmente mediante el índice de vulnerabilidad total. Para estimar el nivel de daño sísmico medio de cada edificio estudiado, se emplea una función de daño semi-empírica que depende de dos parámetros: el índice de vulnerabilidad total del edificio estudiado y el grado de intensidad macrosísmica. Adicionalmente, este método considera expresiones para obtener una distribución de probabilidad tipo beta, que describe la distribución del daño a partir del daño sísmico medio estimado. Como resultado de esta metodología, se tienen matrices de probabilidad de daño ajustadas a una distribución beta y curvas de fragilidad.

Tabla 2.4. Grados de daño considerados en el método LM1 de Risk-UE

Grado de daño	Descripción
0-Nulo.	Sin daño.
1-Ligero.	Daño insignificante a daño ligero.
2-Moderado.	Daño estructural ligero, daño no estructural moderado.
3-Substancial a fuerte.	Daño estructural moderado, daño no estructural fuerte.
4-Muy fuerte.	Daño estructural fuerte, daño no estructural muy fuerte.
5-Destrucción.	Daño estructural muy fuerte, colapso total o cerca del colapso total.

En el caso de la metodología LM2 o de nivel 2, el peligro sísmico se expresa en términos de espectros de respuesta lineal 5% de amortiguamiento, y la vulnerabilidad sísmica de los edificios tipo se expresa mediante espectros de capacidad. En este método las funciones de daño son estimadas mediante modelos analíticos. Específicamente, se obtienen curvas de

fragilidad por tipología estructural, las cuales permiten estimar la probabilidad condicional de que un estado de daño sea excedido. Por otra parte, una vez obtenidas las curvas de fragilidad, es posible determinar las matrices de probabilidad de daño, esto es, uno menos la probabilidad de exceder o igualar un estado discreto de daño acumulado.

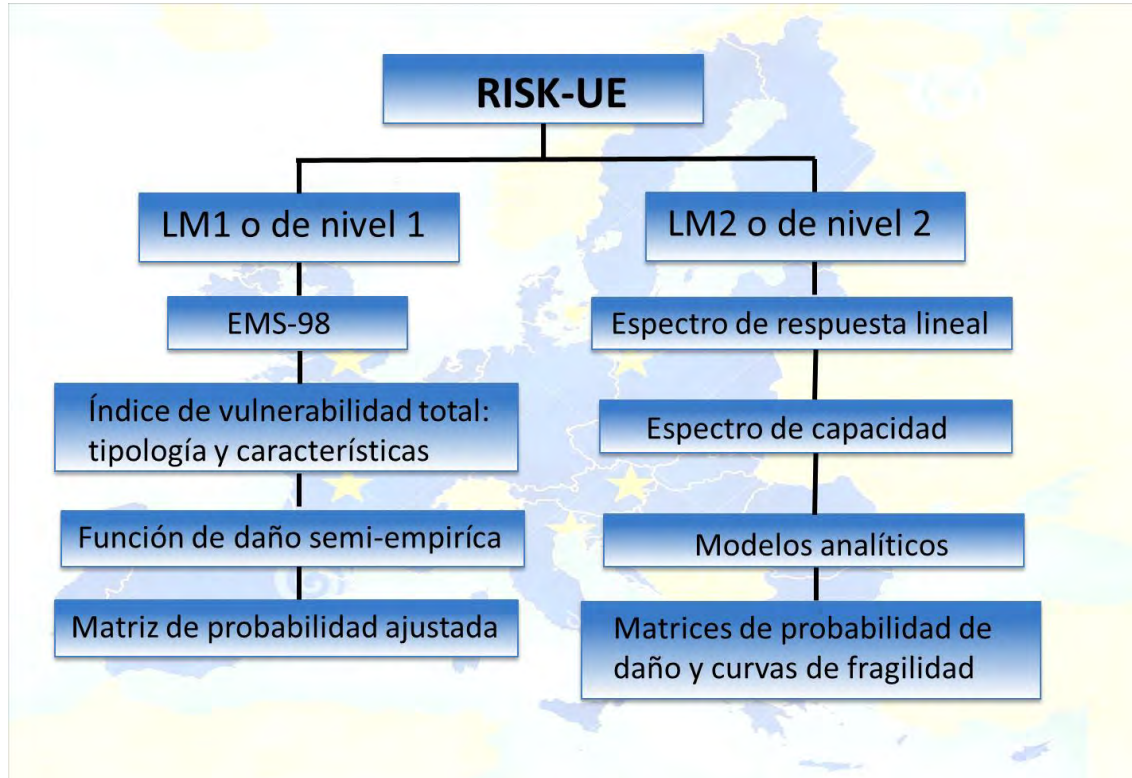


Figura 2.5. Metodologías para estimar el daño sísmico esperado en edificios, identificadas con los nombres LM1 y LM2 (adaptado de Aguilar, 2010)

TRABAJOS INTERNACIONALES

Alrededor del mundo se han presentado y reportado tesis de posgrado y proyectos de investigación especializados en las ramas de la ingeniería civil, una de ellas, que es de nuestro interés; es la relacionada con la ingeniería sísmica y sobre todo en estudios de riesgo sísmico. A continuación, el presente apartado describe aspectos relevantes de tesis de posgrados publicadas alrededor del mundo, con excepción de México, para la cual se retomará en el siguiente apartado (2.4). Además, se presentan algunos artículos especializados en vulnerabilidad y riesgo sísmico expuestos en conferencias internacionales de ingeniería estructural y sísmica.

Bonett (2003). Su trabajo de investigación se presenta en tres grandes bloques. El primero de ellos analiza aspectos conceptuales y metodológicos relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios en entornos urbanos. En la segunda parte se analiza, detalladamente, el comportamiento sísmico esperado de los edificios de concreto reforzado, situados en la ciudad de Manizales (Colombia), caracterizada por una amenaza

sísmica alta. La tercera parte se ha dedicado al análisis del riesgo sísmico en la ciudad de Barcelona España, que por hallarse situada en un entorno de amenaza sísmica entre moderada y baja, por lo que no han incorporado en sus costumbres y hábitos constructivos, ninguna conciencia ni preocupación sísmica, lo que ha resultado en una elevada vulnerabilidad y fragilidad de sus edificios y, por tanto, un considerable riesgo.

Safina (2002) realizó un estudio de vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales en el cual propone una estrategia general de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los sistemas esenciales basados en el enfoque sistémico (la importancia de considerar la interacción entre los diferentes elementos que conforman un sistema esencial, con otros sistemas y líneas vitales). De sus conclusiones, se desprende que el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios esenciales debe abordarse desde un punto de vista global que considere la vulnerabilidad física (estructural y no estructural) y la vulnerabilidad funcional.

Moreno (2006) presenta un estudio sobre la evaluación del riesgo sísmico de dos tipologías representativas de los edificios residenciales de la Ciudad de Barcelona, España. El objetivo fundamental de dicha investigación, fue estudiar una metodología sistemática para la evaluación del riesgo sísmico, por medio de curvas de fragilidad en edificios situados en zonas urbanas con un nivel de sismicidad moderado. La evaluación del riesgo sísmico, contemplo, realizar un análisis de sensibilidad en la definición de los estados de daño leve y severo, donde observó que pequeñas variaciones en estos umbrales pueden inducir variaciones significativas en el daño esperado.

Quizanga (2006). Presentó mediante la modelación de 216 estructuras de marcos de concreto reforzado de tres crujías y con una variación de uno a seis pisos, curvas de fragilidad asociadas a las cuatro zonas sísmicas de Ecuador. El objetivo principal de la investigación, consistió en determinar la influencia que tiene la variación del refuerzo transversal en las columnas de marcos de concreto reforzado y el daño observado a dicha variación. Adicionalmente, presentó la nueva metodología para el cálculo de la deriva máxima de piso a partir del análisis sísmico lineal propuesta por Aguiar en 2000. Las derivas máximas de piso obtenidas mediante la utilización del software IDARC se compararon con las que se hallaron usando esta metodología, encontrando resultados muy satisfactorios.

Velásquez y Blondet (2006) proponen una metodología probabilística para estimar pérdidas por sismo en edificios educativos peruanos. Generaron curvas de fragilidad (vulnerabilidad sísmica) para 2 tipos de edificios representativos de colegios y se estimaron las pérdidas en términos monetarios ante diferentes escenarios sísmicos. Las curvas de fragilidad se generan analíticamente mediante simulación de Monte Carlo, considerando las incertidumbres en la demanda sísmica y en los parámetros estructurales. La metodología puede aplicarse masivamente a los colegios antiguos para estimar el monto de pérdidas ante un eventual sismo.

Vielma (2008). Trata el tema del comportamiento sísmico de los edificios de concreto reforzado, estudiando la respuesta no lineal. La respuesta no lineal se estudió mediante análisis estáticos y dinámicos, en el proceso del modelado se incluyeron características de plasticidad y daño del material, así como también las condiciones especiales de confinamiento. Para evaluar la respuesta no lineal, Vielma, parte de un estudio de edificios de marcos, desplantados en zonas de alta sismicidad y proyectados conforme a dos relevantes normas sismorresistentes: el Eurocódigo-8 y el IBC-2003.

Para lograr la caracterización de la respuesta sísmica, se incluyeron en el estudio: la aplicación de un procedimiento de pre-dimensionamiento sísmico de secciones de los elementos de los edificios proyectados, la propuesta de un procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas, la determinación del modo de colapso, el estudio de la influencia de la reserva de resistencia y la redundancia en los factores de reducción de la respuesta, el cálculo de la ductilidad máxima de los marcos, la formulación de un índice de daño sísmico objetivo y la determinación de umbrales objetivos de daño. También aborda el tema del comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado proyectados para ductilidad limitada, que corresponde a algunas de las tipologías usuales en España, comparando los resultados con los obtenidos de un edificio dúctil y estudiando las posibles mejoras a la respuesta de estos edificios de ductilidad limitada. Esta evaluación se complementa con los resultados obtenidos al aplicar un procedimiento probabilista, mediante el cual se calculan las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

Rojas (2010) construyó curvas de fragilidad sísmica para edificios estructurados de marcos de concreto reforzado de poca altura, de 1 a 3 pisos, diseñados con normas Venezolanas. Realizó seis modelos de edificaciones con diferentes características de estructuración: 1) un edificio escolar tipo Antiguo I, diseñado con la norma del MOP 1955, de dos pisos; 2) edificio con características del anterior pero con un piso adicional; 3) edificio de uso esencial prediseñado con las normas actuales, de un piso; 4) edificio con las características del modelo anterior de tres pisos; 5) edificio similar al anterior con presencia mampostería; 6) edificio con las características del modelo cuatro con uso residencial. Mediante análisis modal espectral, se estimó la respuesta sísmica probabilística recurriendo al Método de los Estimadores Puntuales, para lo cual se utilizaron tres variables aleatorias (módulo de elasticidad del concreto, factor de comportamiento sísmico e inercia de los elementos estructurales). Las curvas de fragilidad se obtuvieron a partir del cálculo de la probabilidad de excedencia para distintas aceleraciones máximas del terreno y para diferentes estados límites de daño: i) la deriva máxima permitida por la norma COVENIN 1756-2001; ii) las derivas asociadas a los estados de daño (Leve, Moderado, Severo y Completo) reportados por HAZUS. Los resultados obtenidos le permitieron observar, que las edificaciones diseñadas con la norma antigua, presentan mayor vulnerabilidad que las prediseñadas con la norma actual, generando daños y niveles de riesgos sísmico superiores.

Bermúdez (2010), mediante análisis estáticos y dinámicos no lineales de un edificio prototipo y otros seis representativos de las principales subclases de las estructuras de acero, expresa umbrales de los estados de daño en función de los puntos característicos del

espectro de capacidad bilineal y presentando una nueva propuesta de clasificación de las estructuras de acero de acuerdo con la EMS-98. La investigación finaliza, con un estudio estocástico que considera la variabilidad probabilística de la acción sísmica, de las cargas verticales y de las propiedades físicas y mecánicas de los miembros estructurales, determinando la probabilidad de exceder los principales estados límite de daño. Como resultado, se identifican los estados límite que con más probabilidad serán alcanzados.

La metodología propuesta por **Aguilar** en **2011**, permite estimar el riesgo sísmico de edificios en zonas urbanas. La metodología propuesta se denomina LM1_P, debido a que tiene como punto de partida la metodología LM1 de Risk-UE. Para estimar el riesgo sísmico, se considera el peligro sísmico del sitio donde se localizan dichos edificios, y la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los edificios estudiados, incorporando un enfoque probabilista. El peligro sísmico, se toma en cuenta mediante tasas de excedencia de intensidades macrosísmicas, y la vulnerabilidad sísmica de cada edificio, se considera mediante funciones de vulnerabilidad de daño. Para mostrar la aplicación de la metodología LM1_P, Aguilar, estimó el riesgo sísmico de los edificios de Barcelona, incluyendo la estimación probabilista del peligro y la vulnerabilidad de los edificios en dicha ciudad.

Martínez (2012). Estudia el concepto de la vulnerabilidad sísmica, mediante la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Para ello, Martínez utilizó seis edificios de concreto reforzado representativos de las tipologías utilizadas en Chile, determinando, mediante análisis estáticos no lineales, curvas de capacidad y de fragilidad que muestran el grado de vulnerabilidad sísmica de estos modelos típicos chilenos. Los resultados de este trabajo sirven como un parámetro del comportamiento de las diferentes tipologías y como un inicio para poder generar matrices de probabilidad de daño para edificaciones típicas de Chile, y con esto, realizar estudios de vulnerabilidad sísmica en entornos urbanos, para distintas ciudades que tengan características similares en cuanto a demanda sísmica y/o tipos de edificios.

Vargas (2013). Propone una metodología de evaluación del daño sísmico basada en el espectro de capacidad pero con un enfoque probabilista que se apoya en simulaciones de Monte Carlo. Así, la acción sísmica, la estructura y el daño esperado se consideran y se analizan como variables aleatorias. El peligro sísmico se toma en cuenta considerando acciones sísmicas compatibles con los espectros previstos en el euro-código EC8 para terremotos tipo 1 y tipo 2 y para suelos A, B, C, D y E.

Vacareanu et al. (2004), presentan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de concreto reforzado usando la metodología HAZUS y la metodología del documento ATC-40. Son destacadas algunas inconsistencias de las metodologías mencionadas y se aplica un enfoque alternativo. Los autores utilizaron la simulación de Monte-Carlo para calibrar los parámetros de las curvas de fragilidad. En aquel estudio fueron presentados y comparados cinco casos de edificios residenciales para la ciudad de Bucarest, capital de Rumania.

Marinilli (2008), menciona que el comportamiento adecuado de una estructura es altamente dependiente de las propiedades mecánicas de los materiales estructurales. Un análisis probabilístico permite evaluar el efecto de la variabilidad de dichas propiedades sobre el comportamiento sismorresistente de las estructuras. El objetivo principal de este trabajo es desarrollar un análisis probabilístico de marcos de concreto reforzado sujeto a cargas sísmicas. Los análisis probabilísticos se basarán en el Método de los Estimadores Puntuales de Rosenblueth, considerando la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y la fluencia del acero (f_y) como variables aleatorias. El comportamiento sismorresistente de las estructuras a base de marcos fue evaluado con análisis estáticos no lineales (pushover). Los resultados obtenidos fueron validados con el Método de Simulación de Montecarlo. Se concluye que el Método de los Estimadores Puntuales puede ser utilizado para desarrollar análisis probabilísticos simplificados de estructuras bajo acciones sísmicas.

López et al. (2008), desarrollan una metodología de evaluación del riesgo en estructuras de subestaciones y líneas de transmisión. Como parte de este estudio, se busca evaluar la confiabilidad y vulnerabilidad ante los efectos sísmicos y eólicos. Se describe un procedimiento para obtener la probabilidad de falla y se discuten los aspectos probabilísticos para la evaluación de su vulnerabilidad en función del riesgo por sismo y viento, posteriormente, se presentan los resultados obtenidos en dos estructuras: un marco de una subestación de 400 kV y una torre de transmisión de 400 kV.

Gómez (2008), Presenta curvas de fragilidad de puentes carreteros mexicanos sometidos a carga sísmica. Gómez, estudio tres tipos de puentes carreteros con configuraciones comunes, ubicados en la costa del Pacífico Mexicano. Para cada estructura se estudió su susceptibilidad a carga sísmica con las condiciones iniciales y con daño previo en una de las pilas de la estructura. Las curvas de fragilidad se obtienen para diferentes escenarios sísmicos, de la comparación de las curvas de fragilidad se desprenden recomendaciones para los procesos de inspección y mantenimiento de estos puentes en México.

ANTECEDENTES DE LA CIUDAD DE MÉXICO, COLONIA ROMA

En la Ciudad de México se han presentados eventos catastróficos que la han devastado, por ejemplo: México 1985, uno de los terremotos más importantes registrados en la historia de México, con una magnitud de momento, $M_w = 8.1$ y un número de víctimas, que van desde los 10,000 a 50,000 habitantes, han sido el parteaguas para realizar estudios de vulnerabilidad sísmica, debido a que en la Delegación Cuauhtémoc, fue una de las zonas más afectadas, y en especial la Colonia Roma. Debido al efecto de la amplificación de las aceleraciones del suelo, instituciones como el Instituto de Ingeniería de la UNAM, la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, empresas como ICA e investigadores japoneses; Otani y Umemura (1989) entre otros, han puesto su interés por estudiar esta zona de suma importancia (Arellano 2005).

A continuación, se presentan algunos trabajos que se han venido desarrollando en la Universidad Autónoma Metropolitana, los temas a tratar, están relacionados con peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en estructuras de la Ciudad de México, especialmente en la zona de la Colonia Roma. En la figura 2.6, se muestra cronológicamente algunos estudios revisados referentes a los temas ya mencionados. Finalmente se realiza una breve descripción de los trabajos mostrados en el cronograma.



Figura 2.6. Estudios realizados en la Colonia Roma de la Ciudad de México por parte del departamento de materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco

Evaluación de la capacidad sísmica de edificios en la Ciudad de México

F. Noreña, C. Castañeda y J. Iglesias

Como consecuencia del sismo de 1985 en la Ciudad de México, las autoridades de la Ciudad decidieron evaluar la capacidad sísmica de los edificios no dañados, con el propósito de detectar cuales resultarían ser las más vulnerables, por lo que posteriormente, se pudiesen tomar acciones preventivas con la finalidad de mitigar el riesgo en edificios por posibles eventos sísmicos futuros y así garantizar la seguridad de vida de los ocupantes.

El procedimiento de evaluación propuesto por Iglesias et al. (1989), se basada sobre censos de estructuras de la Ciudad de México, el cual consideran tres niveles de evaluación de la capacidad sismo-resistente, aumentando la precisión y permitiendo una selección progresiva de los edificios que se encuentran en malas condiciones (Figura 2.7).

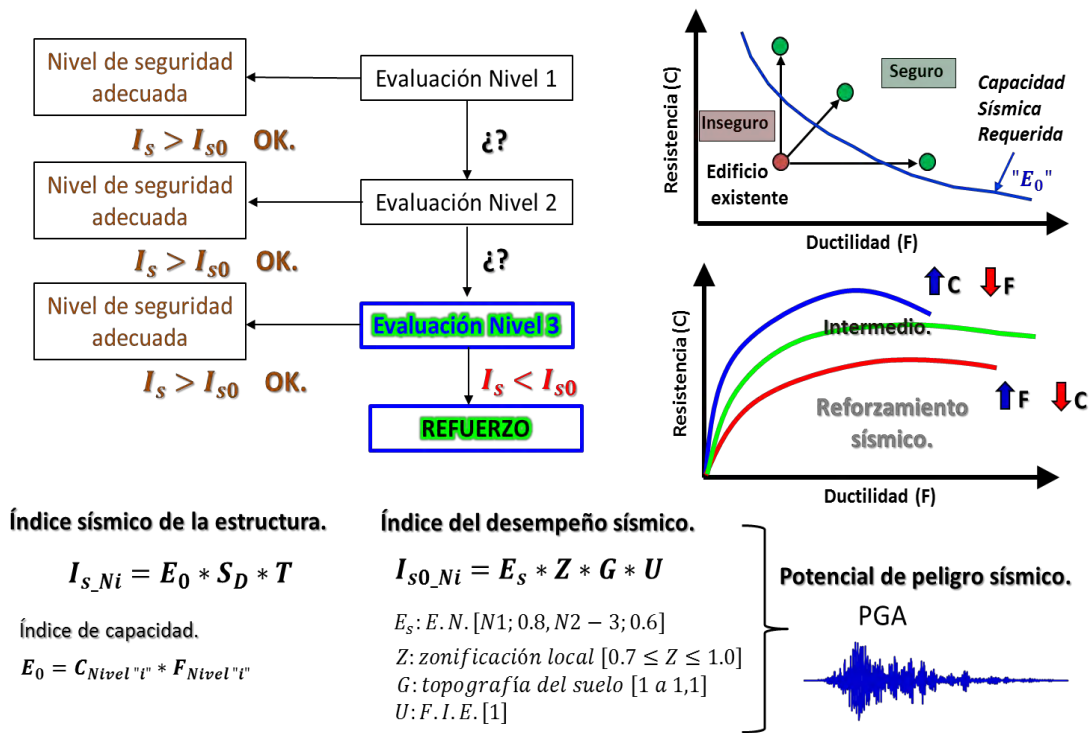


Figura 2.7. Metodología para la evaluación de la capacidad sísmica de estructuras de la Ciudad de México (adaptado de Iglesias, 1989)

El sismo del 19 de septiembre de 1985, México – Zonificación sísmica de la Ciudad de México después del sismo de 1985

Jesús Iglesias

Iglesias en 1989, presenta una metodología simplificada para la evaluación de la capacidad sismorresistente de edificios de concreto reforzado. La capacidad sismorresistente es medida en términos del coeficiente de cortante basal correspondiente a la falla estructural “K”.

El número de estructuras estudiadas en la Ciudad de México fue de 865, de las cuales, solamente en 296 fue posible obtener información necesaria para la evaluación simplificada de su capacidad sísmica. Algunas de las 296 estructuras resultaron ser despreciadas, debido a que no cumplían con las hipótesis necesarias para su evaluación (Iglesias et al 1989), por lo tanto, el grupo final de estructuras fue reducido a 162. La resistencia de estas estructuras, fue tomada como una medida de la intensidad sísmica. Posteriormente, las resistencias fueron trazadas en un mapa representando la zona del Distrito Federal. A partir del trazo de intensidades sísmicas, surgió una nueva propuesta de zonificación sísmica en el cual se propusieron los valores de los coeficientes sísmicos para cada zona.

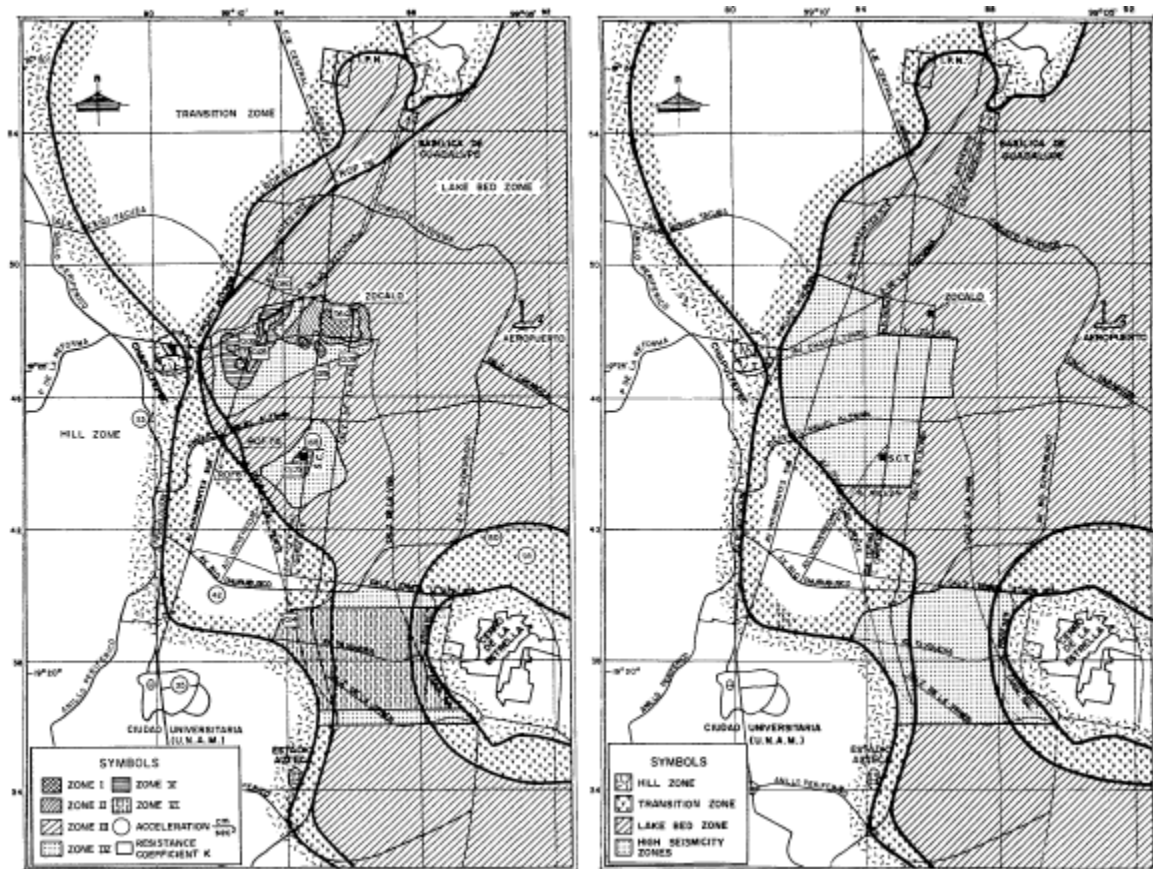


Figura 2.8. Mapa de intensidades-coeficientes de resistencia para la evaluación detallada de edificios (figura izquierda) y mapa de zonificación sísmica de la Ciudad de México adaptado para el Reglamento de Construcciones de 1987 (figura derecha). Iglesias, 1989.

Riesgo sísmico y escenarios de daño en la Colonia Roma

Alonso Gómez Bernal, Eduardo Arellano Méndez, Ma. Concepción, Huarte Trujillo, Hugón Juárez García, Eduardo Cruz Mendoza y J. Luis Rangel Núñez

Gómez et al. (2005), realizaron un análisis de daños ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México y en particular de la Colonia Roma, con la finalidad de definir funciones de vulnerabilidad para estructuras de mampostería y de concreto reforzado de ese sector (Figura 2.). En su momento se contó con expedientes de

más de 2000 estructuras clasificadas de acuerdo al tipo de estructura, la clase de vulnerabilidad y grado de daño estructural. Se encontró, que se puede utilizar la matriz de porcentajes de daño (MPD) para estructuras de mampostería de la escala EME98, sin embargo, para estructuras de concreto reforzado de más de 6 niveles, las MPD y las funciones de vulnerabilidad son marcadamente diferentes a las de la EME98, debido a la extrema amplificación que sufren los edificios de 0.5 a 2.5 seg. La microzonificación de la zona de estudio, se realiza a partir de la distribución de aceleraciones del suelo y de la respuesta espectral del terreno.

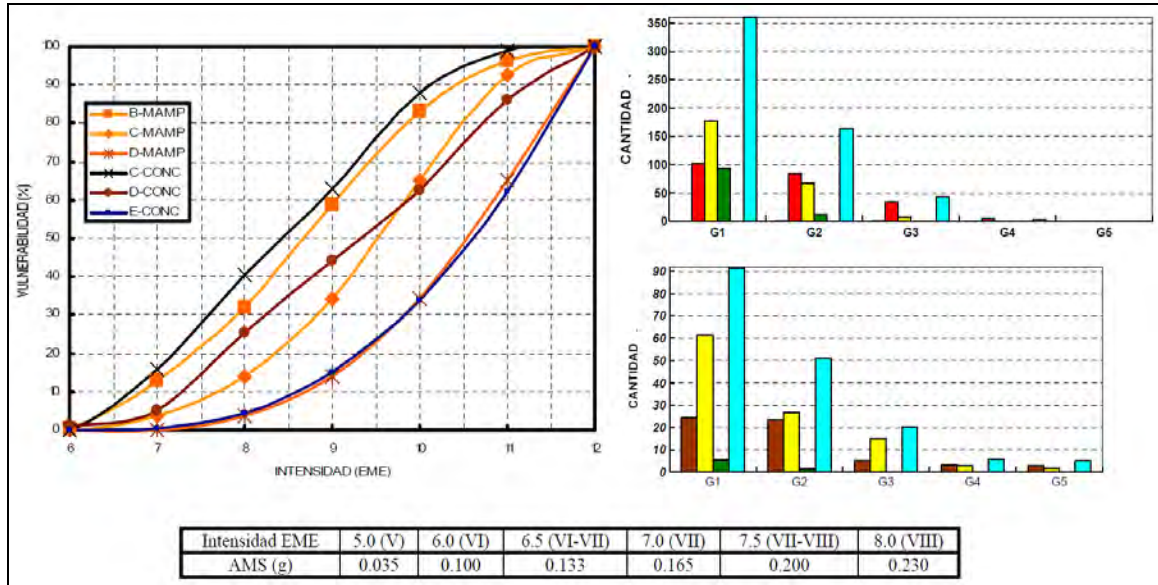


Figura 2.9. Curvas de vulnerabilidad sísmica para estructuras de mampostería y concreto reforzado de mediana altura, para la Ciudad de México (adaptado de Gómez, 2005)

Vulnerabilidad sísmica de la Colonia Roma

Eduardo Arellano Méndez

Arellano (2005), ocupa una técnica basada en métodos de categorización, empleando la (EME-94) que clasifica a las estructuras por material y clase de vulnerabilidad. El efecto del sismo, es empleado por medio del estudio de peligro sísmico realizado por Juárez-García en el 2004, asociando aceleraciones de terreno con intensidades del sitio de interés.

El objetivo principal en este trabajo, es desarrollar un conjunto de mapas que representan los posibles escenarios del daño estructural ante sismos futuros de una zona de la Colonia Roma, que incluye 1439 estructuras, distribuidas en 67 manzanas. En el presente estudio, se contempló un número importante de estructuras (1428), clasificadas como de mampostería y de concreto reforzado, para todas estas estructuras que fueron censadas, se determinó la clase de vulnerabilidad y el grado de daño estructural (figuras 2.11 y 2.12). A partir de esos datos y con algunos escenarios de riesgo sísmico, se determinaron los probables cambios en el grado de daño presente en las estructuras.

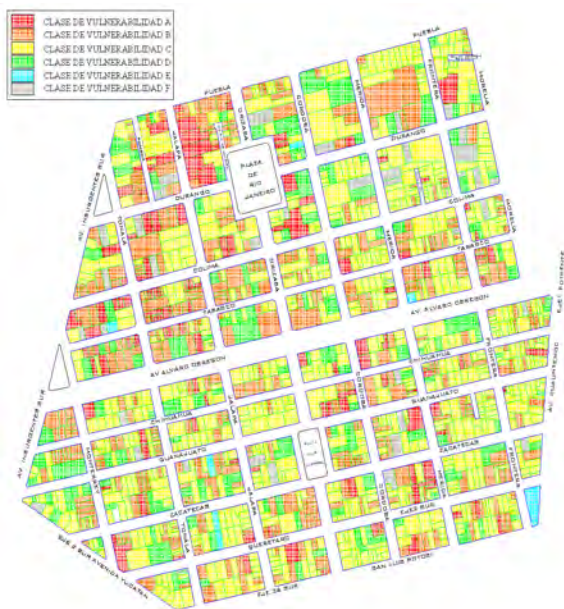


Figura 2.10. Mapa de clases de vulnerabilidad para estructuras típicas de la Colonia Roma de la Ciudad de México (Arellano, 2005)

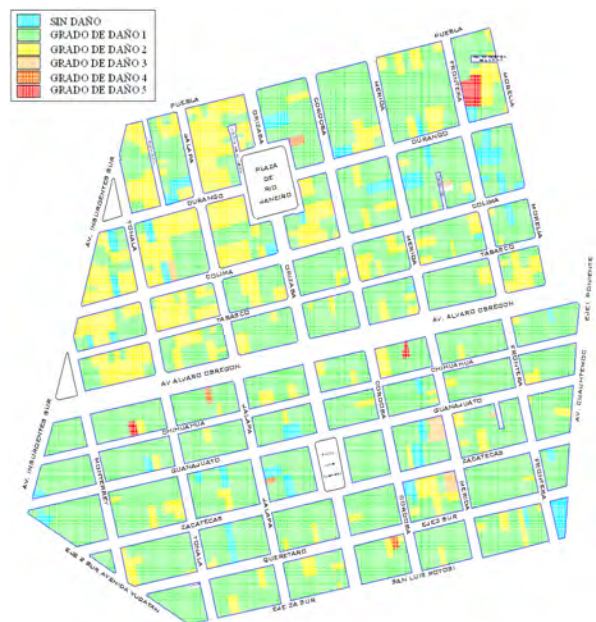


Figura 2.11. Mapa de clase de daño para estructuras típicas de la Colonia Roma de la Ciudad de México, (Arellano, 2005)

Determinación del grado de daño de estructuras típicas de mampostería de la Colonia Roma de la Ciudad de México

Martha Hernández

Hernández (2005), revisó diferentes metodologías usadas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras, así como los grados de daño, indicando las propuestas de diferentes autores sobre el tema. Posteriormente, presenta las estructuras típicas, los grados de daño y las clases de vulnerabilidad en estructuras de la Colonia Roma, información que se obtuvo de un estudio de caracterización realizado a la misma colonia.

Con la finalidad de establecer parámetros particulares que relacionen los grados de daño con la intensidad sísmica, para las estructuras de mampostería de la Colonia Roma (Tabla 2.5), se estudiaron dos estructuras de mampostería, una de dos niveles y otra de tres, ambas clasificadas como clase B de acuerdo a la Escala Europea.

Se estudiaron varios modelos de las estructuras (figura 2.13), considerando tanto muros de mampostería confinada como sin confinar, para lo cual se realizaron diferentes modelos de elementos finitos variando la geometría de la malla y la condición de apoyo en los muros, hasta llegar a resultados satisfactorios que representen adecuadamente los desplazamientos, esfuerzos y distorsiones de muros de mampostería, los cuales se compararon con resultados de muros probados experimentalmente. El programa de análisis estructural para el análisis de los modelos en el SAP 2000.

Tabla 2.5. Aceleraciones del suelo correspondientes a los cinco grados de daño para los muros de mampostería sin confinar, respectivamente con su desplazamiento y distorsión (Hernández, 2005)

MURO	PARÁMETROS	GD1	GD2	GD3	GD4	GD5
MYA (15ton/m ²)	Aceleración	Mayor a 0.06g	Mayor a 0.10g	Mayor a 0.15g	Mayor a 0.20g	-
	Desplazamiento (m)	>0.00039	>0.00061	>0.00092	>0.00123	-
	Distorsión (%)	>0.0035	>0.0055	>0.0083	>0.0111	-
MYA (29ton/m ²)	Aceleración	Igual a 0.09g	-	Igual a 0.22g	Mayor a 0.25g	-
	Desplazamiento (m)	0.00061	-	>0.00123	>0.00153	-
	Distorsión (%)	0.0055	-	>0.0111	>0.0138	-
MX2 (15ton/m ²)	Aceleración	Mayor a 0.06g	Igual a 0.10g	Igual a 0.15g	Mayor a 0.40g	Mayor a 0.45g
	Desplazamiento (m)	>0.0005	0.0008	0.0012	>0.0032	>0.0036
	Distorsión (%)	>0.006	0.009	0.014	>0.037	>0.042
MX2 (29ton/m ²)	Aceleración	Mayor a 0.25g	-	Mayor a 0.30g	Mayor a 0.50g	-
	Desplazamiento (m)	>0.0019	-	>0.0024	>0.0039	-
	Distorsión (%)	>0.023	-	>0.028	>0.046	-

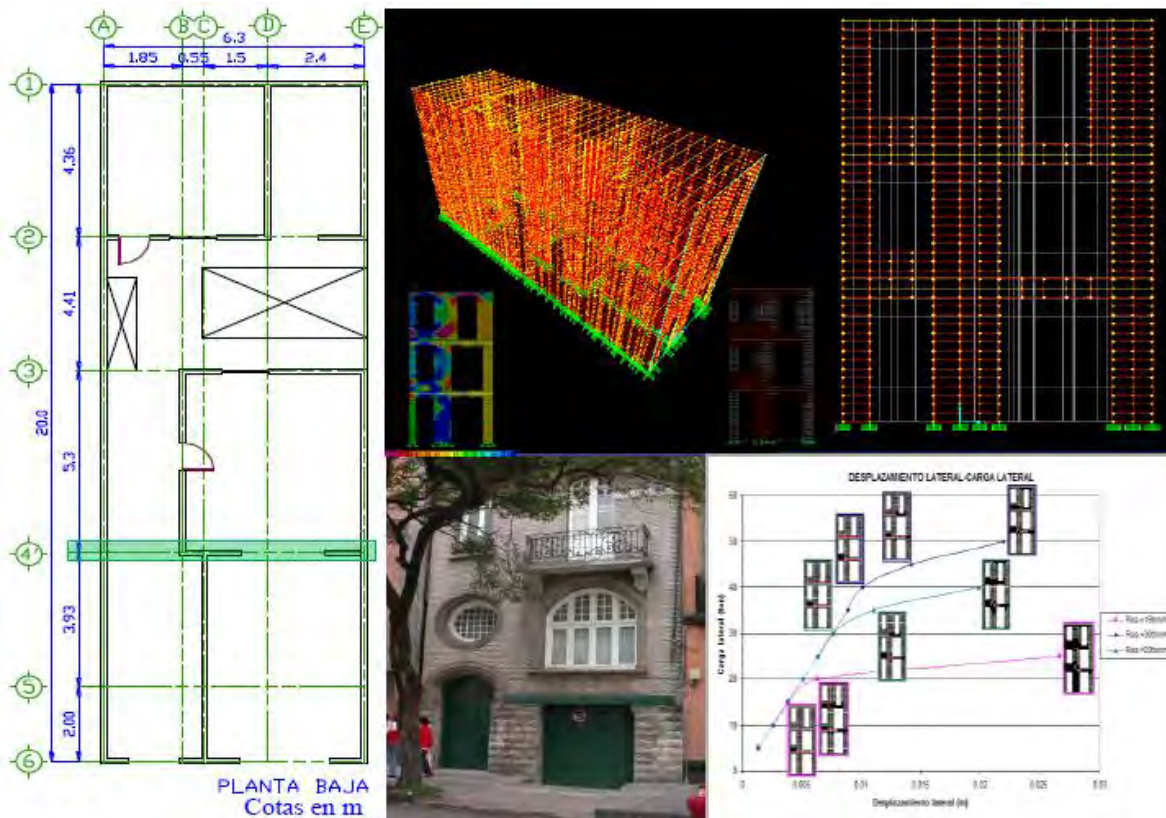


Figura 2.12. Modelado de casa de mampostería no reforzada, representativa de la población de estructuras típicas de la Colonia Roma, mediante el uso de elementos finitos en el programa de análisis SAP 2000, y caracterización de muros que toman la mayor participación de cargas sísmica (adaptado de Hernández, 2005)

Vulnerabilidad sísmica de edificaciones por muestreo estadístico

Leila Briseida Guillén López

Briseida en el 2005, realiza una descripción detallada del método de asignación de daño, del grado de vulnerabilidad y valores del índice de vulnerabilidad en estructuras de mampostería y concreto reforzado. La metodología ocupada es desarrollada en la Universidad Autónoma Metropolitana, la cual es aplicada al análisis de la información de dos poblaciones, obtenida previamente en un trabajo realizado por Arellano (2005), en una zona de la Colonia Roma, Ciudad de México, y en un área en la Ciudad de Chilpancingo Guerrero.

La información de estas poblaciones, se realiza mediante técnicas de inferencia estadística, cuya aplicación permite conocer los tipos de muestreo más adecuados para emplear en una población, permitiendo inferir las clases de vulnerabilidad de las estructuras no muestreadas, es decir, de toda la población.

La obtención de un marco de muestreo adecuado, permite analizar una cantidad menor de estructuras en una zona con una gran cantidad de ellas, identificando aquellos sistemas estructurales más vulnerables. Los resultados permiten proponer una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, que ha sido aplicada en las dos poblaciones citadas anteriormente. Finalmente, el análisis propone, en primer lugar, que no se cuenta con toda la información, esto con el fin de inferir la población, para posteriormente verificar los resultados con los datos que realmente se tienen.

Mapas de vulnerabilidad esperados para el sismo del 19 de septiembre de 1985 para estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal

Eber Godínez Domínguez, Arturo Tena Colunga y Eduardo Pérez Rocha

Godínez et al. (2005), realizan un estudio de vulnerabilidad sísmica para estructuras de concreto reforzado ubicadas en el Distrito Federal y diseñadas conforme a los reglamentos de construcción del RCDF-42, RCDF-57, RCDF-66 y RCDF-76 recreando el escenario sísmico del 19 de septiembre de 1985. La estimación de la vulnerabilidad sísmica se determina a partir de la metodología propuesta por Tena (1988) y Pérez Rocha (1998) mediante la construcción de mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamientos, figura 2.13 (Godínez 2005).

La construcción de los mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento, contempla la estimación de la respuesta no lineal de edificios estructurados con base en marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada y no limitada ($Q=2$ y $Q>2$). Por otra parte, se consideran las propiedades dinámicas, tales como el periodo fundamental de vibración. La demanda sísmica se estimó a partir del ajuste de acelerogramas (acelerogramas sintéticos) registrados en zonas de terreno firme, transición y blando para el sismo de 1985.

Los mapas de isodemandas, permiten identificar las zonas con niveles de demandas elevados, es decir, aquellas que pueden ser vulnerables ante un evento sísmico intenso semejante al del 19 de septiembre de 1985 (Godínez et al. 2005).

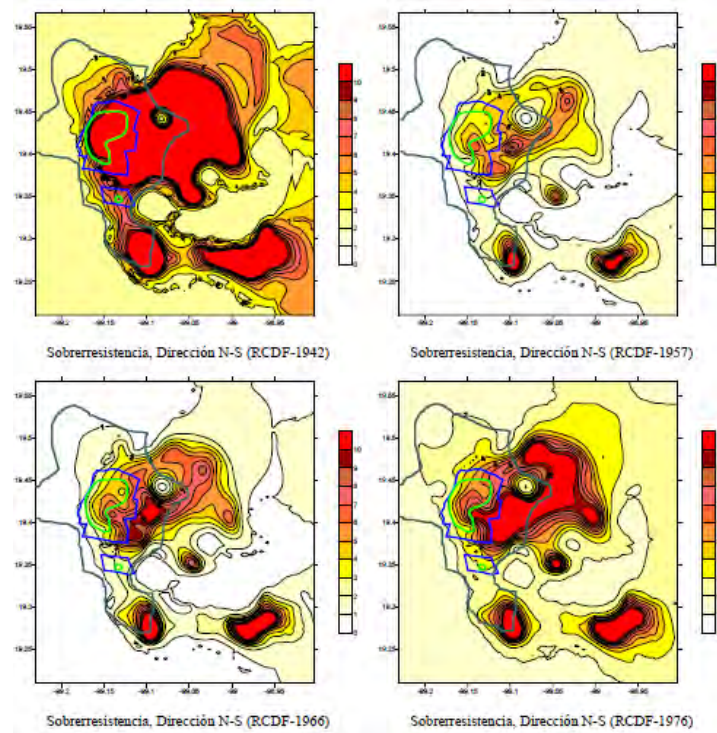


Figura 2.83. Comparación entre mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo estructural de $TE=1.5$ seg., calculados con base en los reglamentos de 1942, 1957, 1966 y 1976 (Godínez et al. 2005)

Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal

M. C. Gómez Soberón M.C., Alonso Gómez Bernal, O. Manuel Gonzales Cuevas, Amador Terán y Manuel Ruiz Sandoval

En el 2009, el Comité Asesor de Seguridad Estructural de Distrito Federal ha encargado a la Universidad Autónoma Metropolitana (Departamento de estructuras), un estudio de observación de la correcta aplicación de la reglamentación vigente en estructuras nuevas, dado que en los últimos años, han llegado repetidos comentarios sobre la preocupación de que varias de esas estructuras nuevas no cumplen con el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas correspondientes.

El incumplimiento de la reglamentación vigente, y la falta de una seguridad mínima, podría generar daños en las estructuras cuando se les someta a sismos de considerable intensidad; y consecuentemente, afectaciones y daños a sus ocupantes, o a edificaciones vecinas.

El objetivo de este trabajo es verificar, en edificios recientes, el grado de aplicación de la reglamentación vigente. Con esta información se pretende que las autoridades del Distrito Federal cuenten con datos fiables para poder tomar medidas pertinentes que eviten nuevas estructuras deficientes y mejoren aquellas que hayan sido mal proyectadas y/o mal construidas.

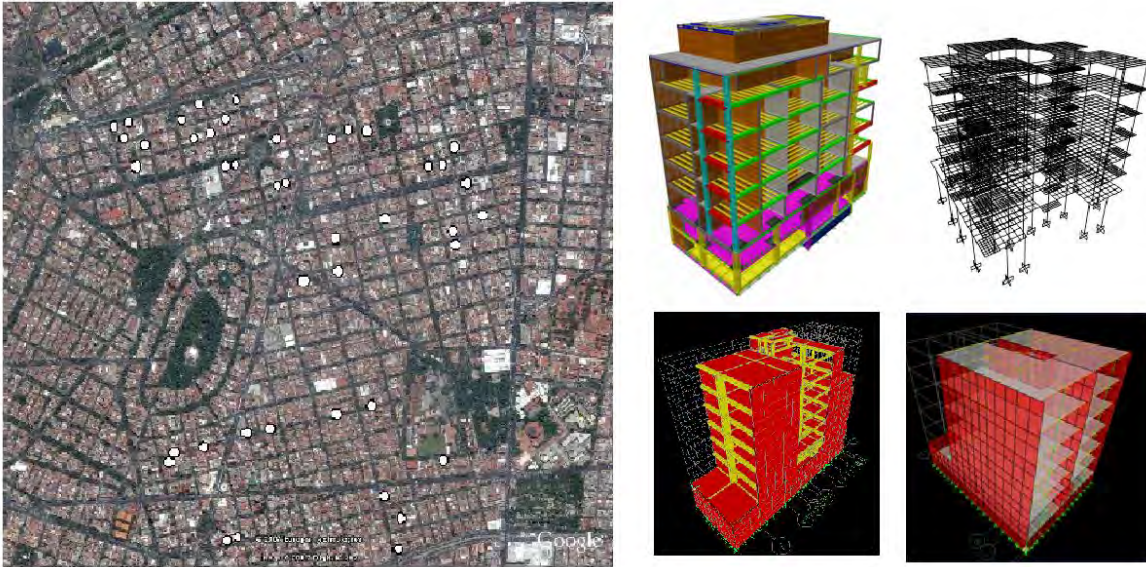


Figura 2.14. Ubicación de los edificios muestra y algunos modelos representativos de las estructuras evaluadas (departamentos de estructuras de la UAM-Azc., 2009)

Capítulo 3

Peligro y riesgo sísmico

RIESGO SÍSMICO

La estimación del riesgo sísmico en términos de daños está en función del peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica, sin embargo, actualmente no existe una metodología estándar para la estimación del riesgo sísmico debido a las incertidumbres que se presenta en su determinación.



Figura 3.1. Evaluación del riesgo sísmico (tomado de Ventura, 2007)

El peligro sísmico es cualquier fenómeno físico asociado con un sismo (movimiento del terreno, fallas del terreno, licuación, tsunamis, etc.), y sus efectos sobre el uso del suelo y las estructuras hechas por el hombre, así mismo indica la probabilidad de que ocurra un nivel determinado de movimiento sísmico del terreno en un punto específico dentro de un cierto periodo de tiempo (Lee, 1992).

La vulnerabilidad sísmica se define como la capacidad que tiene una estructura ante una sollicitación sísmica, entre los factores más importantes que influyen en la vulnerabilidad sísmica se encuentran; la ubicación y caracterización del sitio donde se desplanta la estructura (efectos de sitio), la distancia entre la estructura y la falla donde se origina el sismo, la configuración estructural que va desde la selección de los materiales para la construcción de la edificación, así como aspectos geométricos de planta y elevación (planta: relación de aspecto, entrantes y salientes, concentración de masas en pisos, diafragmas de piso dentro y fuera del plano, distribución de elementos verticales, etc. Elevación: relación alto-ancho, variación de la elevación y alturas de entrepiso, entrepisos y planta baja flexible, etc.), deterioro de la estructura (grietas en elementos estructurales,

deformaciones, cambio de uso, edad, remodelaciones y daños previos por sismos) y otros factores (golpeteo, columnas cortas y discontinuidad de elementos resistentes).

PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico se puede cuantificar mediante el valor máximo de algún parámetro que representa el movimiento del terreno, por ejemplo; la aceleración máxima del terreno. También es usual utilizar algún parámetro correspondiente a la respuesta estructural como es la pseudo-aceleración (parámetro que permite calcular los desplazamientos máximos en una estructura).

Para representar el peligro sísmico se pueden emplear dos enfoques, el determinista y el probabilista. El enfoque determinista cuantifica el peligro considerando el sismo más destructivo que pueda ocurrir en el lugar de análisis. El enfoque probabilista expresa la aceleración de diseño (parámetro que representa el movimiento del terreno) para diferentes niveles de probabilidad de excedencia (Kramer 1996).

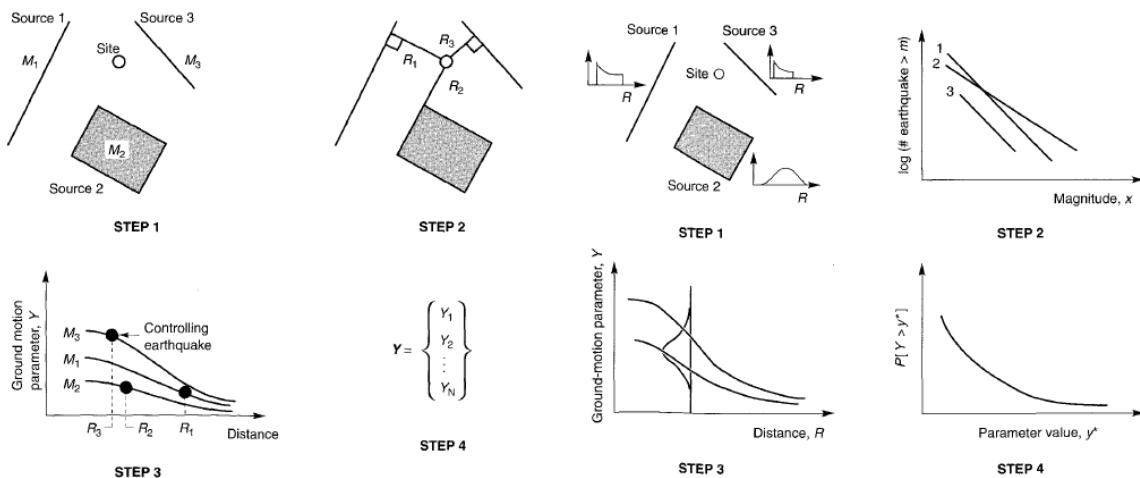


Figura 3.2. Pasos para definir un estudio de peligro sísmico determinista (izquierda) y probabilista (derecha), adaptado de Kramer 1996

Sismicidad regional y local

México se encuentra en una de las regiones de más alta actividad sísmica en el mundo, enclavada dentro del área conocida como el Cinturón Circumpacífico donde se concentra la mayor actividad sísmica del planeta (Figura 3.3 izquierda), y por ello está expuesto a sismos fuertes que provocan pérdida de vidas y destrucción material, por ejemplo México 1985 (notas de clase de Temas Selectos de Ingeniería Estructural, 2012).

La alta sismicidad en el país, es debido principalmente a la interacción entre las placas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe, así como a fallas locales que corren a lo largo de varios estados aunque estas últimas menos peligrosas. La

Placa Norteamericana se separa de la del Pacífico pero roza con la del Caribe y choca contra las de Rivera y Cocos, de aquí la incidencia de sismos, Figura 3.3 derecha (notas de clase de Temas Selectos de Ingeniería Estructural, 2012).

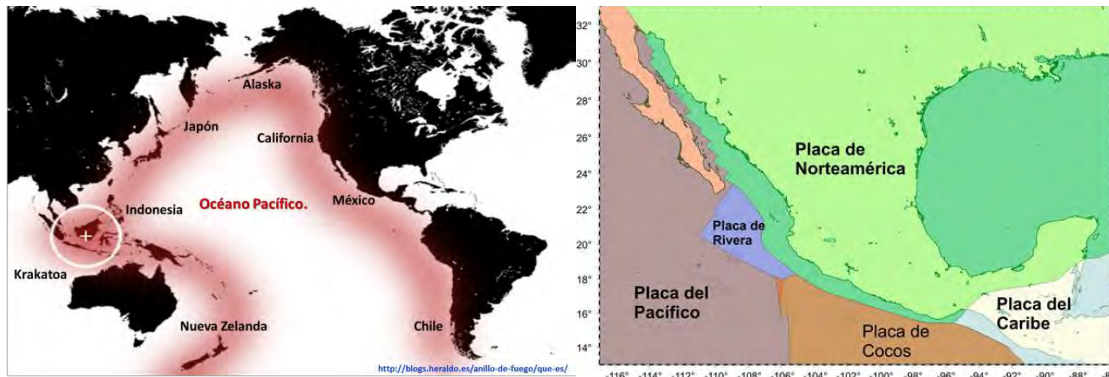


Figura 3.3. Área del cinturón circumpacífico (Izquierda. <http://blogs.heraldo.es/anillo-de-fuego/que-es/>) y tectónica de placas en México (derecha, http://www.rodolfocorona.com/archivos/pdf/2012_reporte_sismo_ometepep_pinotepa_mex_unam.pdf)

Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco son los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana debido a la interacción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera que subducen con las de Norteamérica y del Caribe sobre la costa del Pacífico, frente a estos estados, también por esta misma acción es afectada la zona del Distrito Federal, la causa de esta afectación radica entre otras cosas la naturaleza de sus condiciones geológicas y geotécnicas (<http://www2.ssn.unam.mx/>).

Aunque la mayor parte de los sismos que ocurren en México y en el mundo se relacionan directamente con el movimiento de las placas tectónicas, hay temblores menos frecuentes que ocurren en los continentes, hacia el interior de las placas; este es el caso de los sismos que ocurren a lo largo del Eje Neovolcánico Mexicano y localmente en el Valle de México. A pesar de que estos sismos en el eje Neovolcánico son generalmente pequeños, ocurren ocasionalmente eventos de mayor magnitud. En 1912, por ejemplo, ocurrió en Acambay, Edo. de México, un sismo de magnitud 7.0 aproximadamente. A diferencia de los terremotos que ocurren lejos de la ciudad de México y que son sentidos en la ciudad como medidas oscilatorias de período largo, los sismos locales se presentan como una fuerte sacudida vertical casi instantánea, seguida por vibraciones rápidas de muy corta duración (<http://www2.ssn.unam.mx/>).

La mayor parte de la actividad sísmica local se concentra en los márgenes oriental, occidental y sur del Valle de México. Son frecuentemente los reportes de sismos a lo largo de la Sierra de las Cruces (Cuajimalpa, Lomas de Plateros, Olivar del Conde, etcétera) que producen alarma entre la población local (Figura 3.4, <http://www2.ssn.unam.mx/>).

Sismicidad Histórica

Durante la historia de México se han registrado una infinidad de sismos, en la Figura 3.5 se presentan algunos sismos que produjeron pérdidas considerables tanto humanas como

materiales, debido a la gran magnitud con la que se presentaron estos, además se observa que la gran mayoría de los sismos son de subducción, con magnitudes que varían desde $M=6$ a $M_w=8$ con profundidades de 0 a 60km.

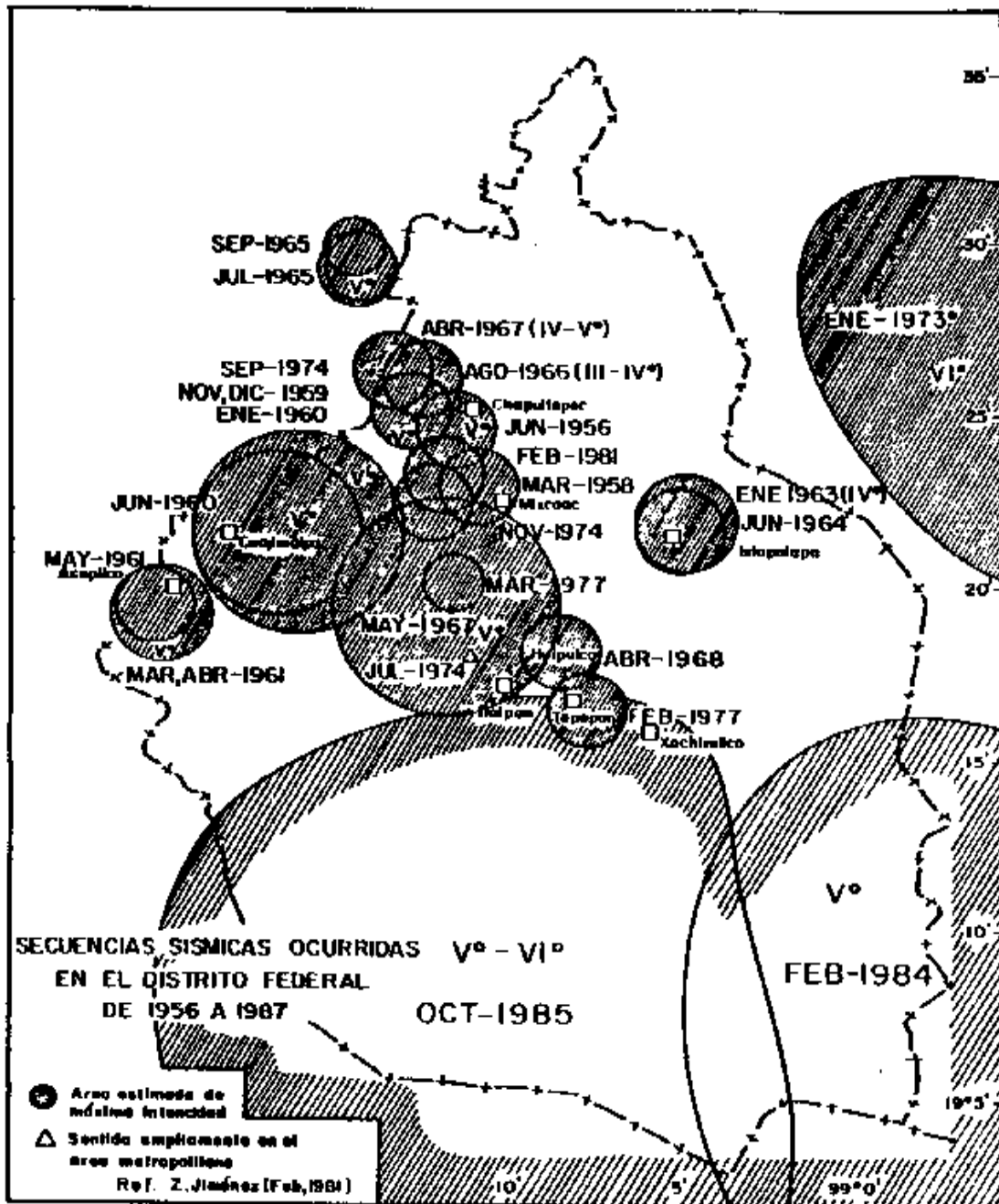


Figura 3.4. Sismicidad en el valle de México

(<http://www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/Sismo85/sismo85-6.htm>)

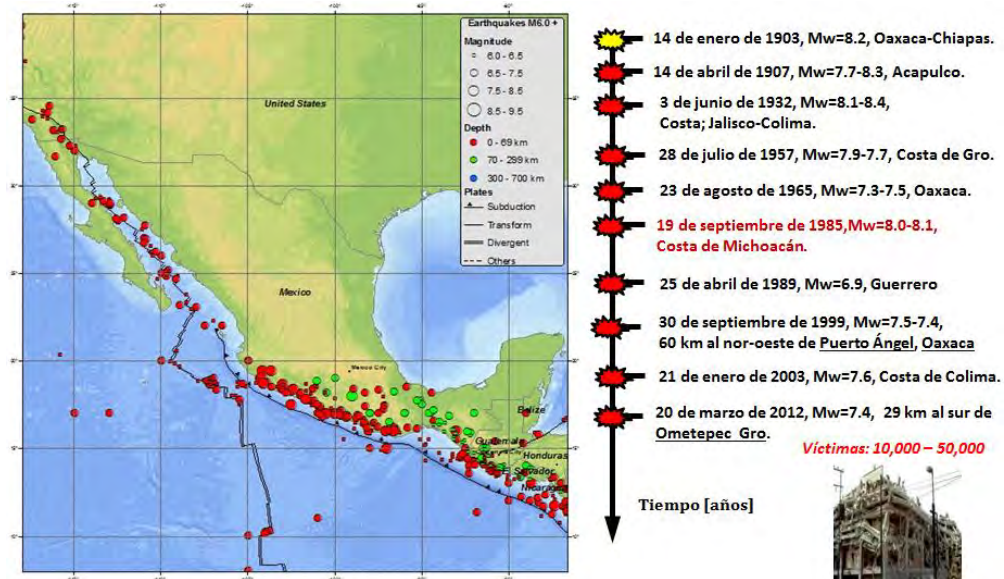


Figura 3.5. Mapa de sismicidad de la República Mexicana, 1900 a Marzo 2012
<http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>

Evaluación del peligro sísmico

Usualmente es imposible determinar qué tan frecuentemente se presentan ciertas intensidades sísmicas en un sitio con base sólo en datos locales, debido a su escasez y en ocasiones, a su ausencia. Aun en los sitios de la República Mexicana en que se dispone de los registros instrumentales de intensidad más antiguos, no es posible estimar confiablemente las relaciones intensidad-frecuencia (Zúñiga,1997). Resulta entonces indispensable estimarlas indirectamente a través del estudio de la actividad sísmica en las fuentes y del estudio de la atenuación de las ondas sísmicas, para establecer relaciones entre las características propias del temblor (magnitud, tipo de falla, posición de su foco, y la intensidad en el sitio de interés) sin embargo este tipo de estudios resultan ser demasiado costosos en tiempo, y es por ello, que en este trabajo de investigación se plantean escenarios sísmicos con la finalidad de caracterizar el movimiento del terreno y sobre todo, para observar que tanta variabilidad existe en la estimación de la respuesta del terreno en un sitio determinado. El escenario sísmico utilizado en esta investigación, es planteado a partir de estudios de peligro sísmico (Gómez et al. 2005 y Juárez, et al. 2004).

Estudio de peligro sísmico para la Ciudad de México

El suelo de la zona del lago de la Ciudad de México es mundialmente conocido por la extraordinaria amplificación del movimiento del suelo respecto a terreno firme. Se han realizado numerosos estudios relativos a los efectos locales en la ciudad, en el caso de la zona de estudio de este trabajo se presentan resultados del peligro sísmico en Juárez et al. 2004.

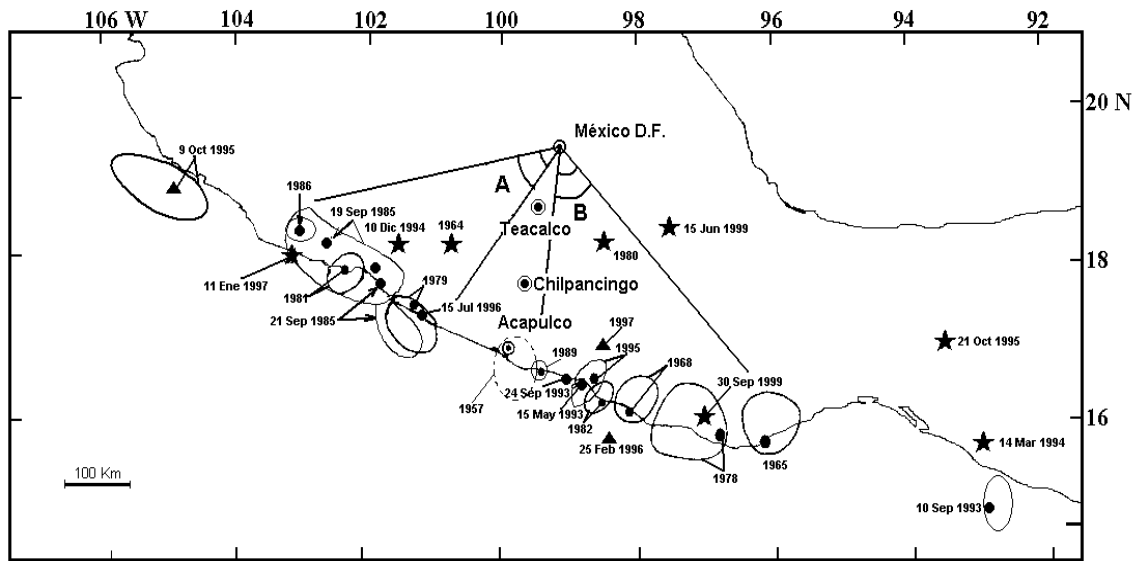


Figura 3.6. Localización de sismos utilizados para la definición de peligro sísmico en Colonia Roma, los eventos son clasificados como; inter-placa (circulo), intra-placa (estrella) y superficial (triangulo), Juárez et al. 2004

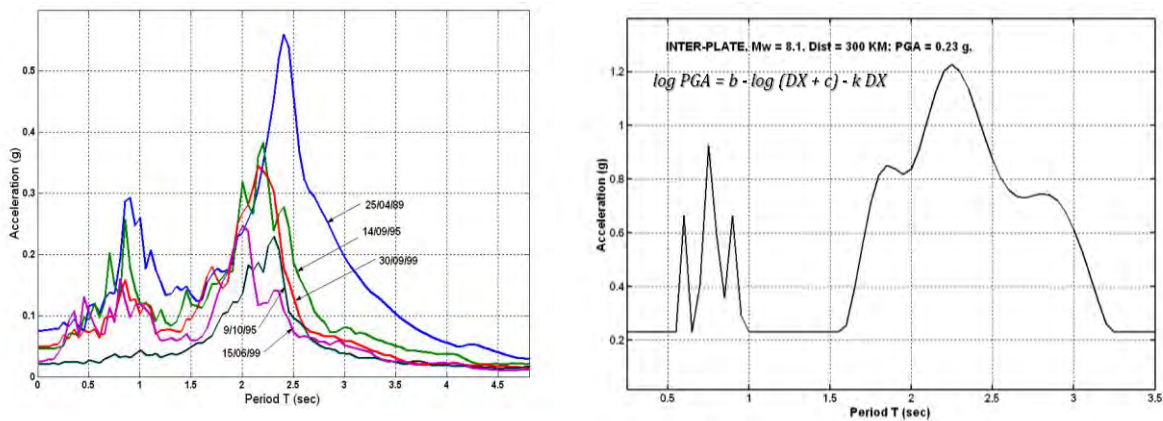
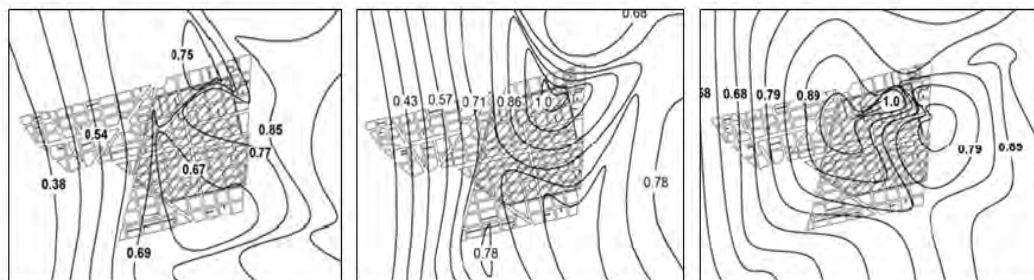


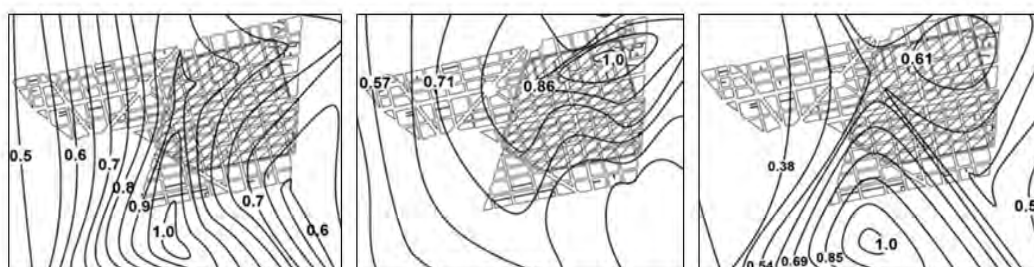
Figura 3.7. Espectro de respuesta de aceleraciones teórico definido para Colonia Roma, Ciudad de México (Juárez et al. 2004)

En la Figura 3.7, se muestran los resultados del estudio de peligro sísmico definido para la zona de la Colonia Roma, se obtuvo una ley de atenuación en función de la magnitud y la distancia epicentral del evento sísmico, en base a esto, se definió un espectro de respuesta teórico simulando un escenario sísmico similar al ocurrido al de México 1985, considerando una distancia epicentral de 300km ($D=300\text{km}$), como se observa en la Figura 3.7, se consideraron sismos inter-placa, intra-placa y superficiales, provenientes de diferentes zonas sismo-génicas (Zúñiga, 1997).

Intensidad EME	5.0 (V)	6.0 (VI)	6.5 (VI - VII)	7.0 (VII)	7.5 (VII - VIII)	8.0 (VIII)
AMS (g)	0.035	0.1	0.133	0.165	0.2	0.23



Curvas de AMS para los sismos: 11/01/97 (Izquierda), 25/04/89 (centro) y 30/09/99 (derecha).



Curvas de AE para el sismo del 25/04/89 (0-0.5seg. Izquierda), (0.5-1seg. centro) y (1-1.5seg. derecha).

Figura 3.8. Mapas de curvas de iso-aceleración espectral y máxima para la Colonia Roma (Gómez, 2005)

Adicionalmente se realizó un estudio sobre la respuesta espectral y máxima del terreno, Figura 3.8 (Gómez Bernal et al., 2005), se definieron mapas de iso-aceleraciones máximas del terreno e iso-aceleraciones espectrales en 3 eventos sísmicos para intervalos de periodo de 0.5seg a 3seg., dicho estudio permitió principalmente asociar los niveles de aceleración máxima del terreno con la intensidad sísmica, con el fin de asociar la intensidad a la que estarían expuestas las estructuras, se definieron funciones de vulnerabilidad para estructuras de mampostería y concreto reforzado.

Acclerogramas reales para la zona de estudio

Zúñiga en 1997, realizó la regionalización sismo-tectónica de la República Mexicana, identificando 19 áreas sismo-génicas, clasificadas por las características del tipo de evento sísmico de ocurrencia, por ejemplo; sismos de subducción (SUB), intraplaca de profundidad intermedia (INT), intraplaca someros (MVB), etc, en este trabajo sólo se analizaron 3 zonas sismo-génicas (SUB-1, SUB-2 y SUB-3), que son aquellas zonas donde se generan los sismos con mayor intensidad que afectan principalmente al Distrito Federal, Figura 3.9.

- | | | | | |
|-----------------|----------------|-----------------|------------------|------------------|
| 1. Región SUB1. | 5. Región IN1. | 9. Región NAM. | 13. Región BAR. | 17. Región RIV3. |
| 2. Región SUB2. | 6. Región IN2. | 10. Región BC1. | 14. Región BB. | 18. Región GMX. |
| 3. Región SUB3. | 7. Región IN3. | 11. Región BC2. | 15. Región R1V1. | 19. Región NAL. |
| 4. Región SUB4. | 8. Región MVB. | 12. Región SMO. | 16. Región RIV2. | |



Figura 3.9. Zonas sismo-tectónicas de México de acuerdo a la regionalización propuesta por Zúñiga, 1997 (Google Earth)

Para la definición del acelerograma característico en la zona de estudio, se basó principalmente de lo expuesto anteriormente (Juárez, 2004). Los eventos sísmicos a utilizar fueron tres, cada uno correspondiente a una zona sismo-génica.

Los sismos seleccionados son; 11/Enero /97, correspondiente a la zona de subducción 1 (zona norte; Michoacán), 25/Abril/89, correspondiente a la zona de subducción 2 (zona centro; Guerrero), 30/Septiembre/99, correspondiente a la zona de subducción 3 (zona sur; Oaxaca) y con magnitudes mayores a 6 en escala Richter, Figura 3.10.

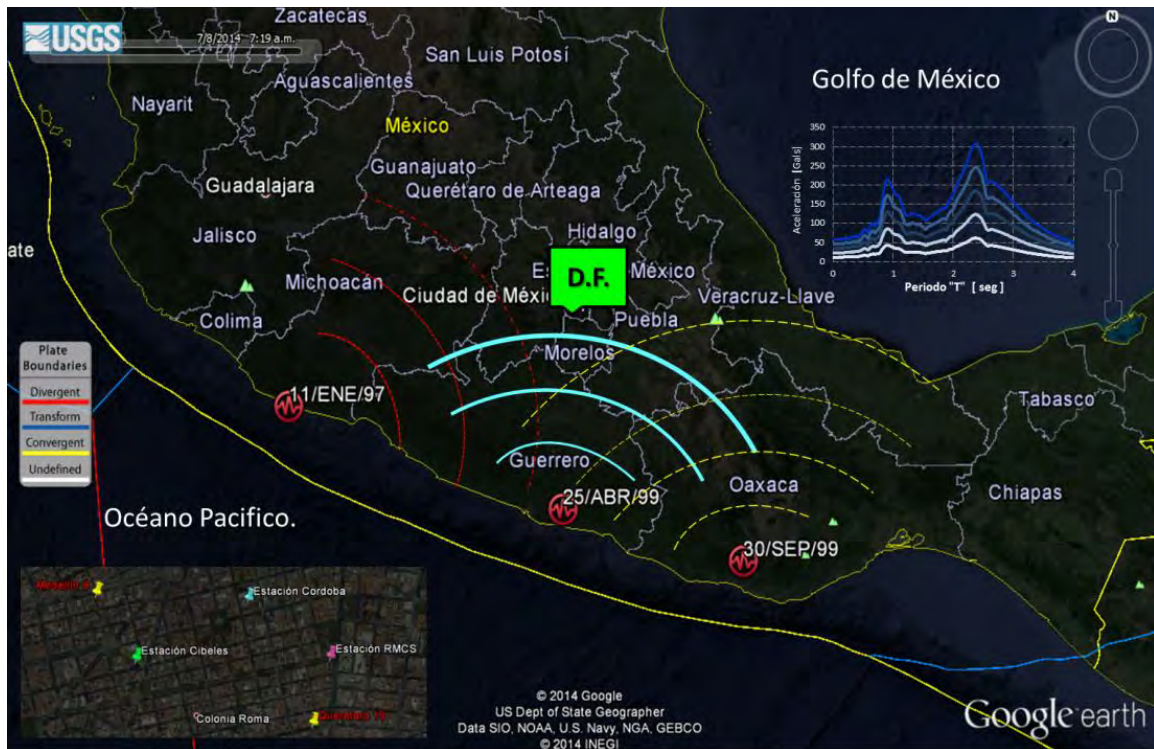


Figura 3.10. Eventos sísmicos analizados para 3 zonas sismogénicas y estaciones acelerográficas seleccionadas en la Colonia Roma (Google Earth-USGS)

Dentro de la zona de estudio (Colonia Roma) se seleccionaron los registros de las estaciones Cibeles, Córdoba y Pozos superficial, Figura 3.10, para los eventos sísmicos correspondientes a la zona de subducción. La Figura 3.11 muestra los registros y el cálculo de la respuesta espectral en la Colonia Roma, se observa que independientemente de que región sismogénica se origine el sismo, la respuesta espectral muestra características muy similares, por ejemplo: las máximas aceleraciones espectrales se presentan en los periodo $T = 1$ seg. y $T = 2.1$ seg. con ancho de banda relativamente corto para estructuras con periodos menores de 1.5 seg. Esta característica se debe principalmente a las condiciones geotécnicas que experimenta el lugar, por lo tanto, se selecciona el registro correspondiente a la estación Cibeles considerando el evento sísmico del 4 de Abril de 1989 quedando así definido el escenario para la determinación de las curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño.

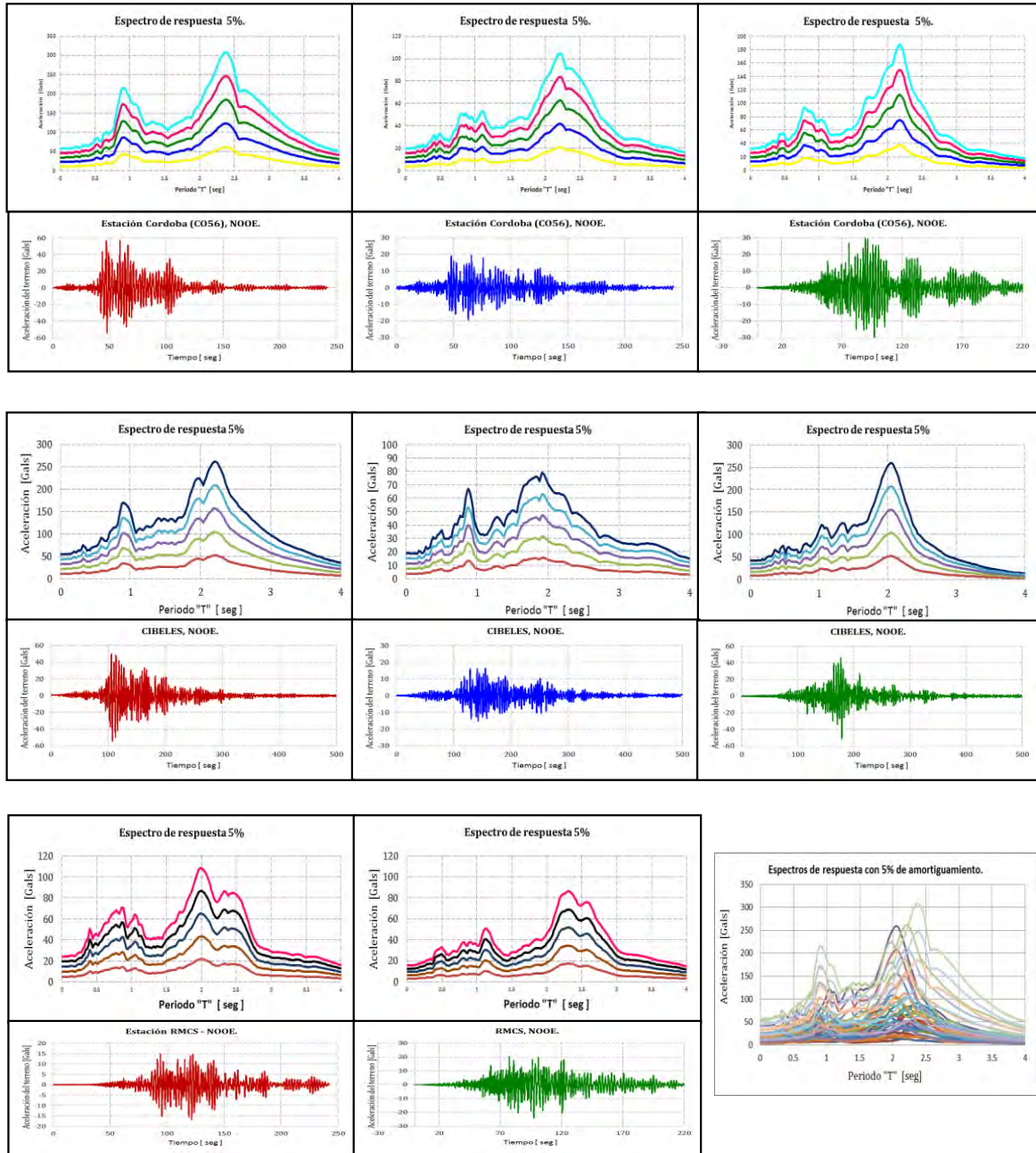


Figura 3.11. Acelerogramas y espectros de respuesta para los sismos 11/Enero /97 izquierda, 25/Abril/89 centro y 30/Septiembre/99 derecha

Capítulo 4

Marco teórico

En el capítulo 4, se presentan las definiciones necesarias para la comprensión del trabajo; conceptos y métodos probabilísticos como el método de los estimadores puntuales, curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño y métodos de análisis sísmicos no lineales. Los siguientes subcapítulos, están basados principalmente en el trabajo presentado por, (Johnson, 1997), (Gómez y Alarcón, 1997), (Rosenblueth, 1981), (Vargas, 2013), (Escamilla y Ayala, 2010), (Martínez, 2012), (Chopra, 2014), (Hummar, 2001), (McGuire, 2000), (Terán, 2010), (Juárez, 2014) y (Gómez, 2014).

4.1. Definiciones y métodos probabilísticos

4.1.1. Probabilidad

Es la proporción de veces en las que un evento ocurrirá en una corrida prolongada de experimentos repetidos, es decir, cuantificar la incertidumbre de ocurrencia que puede tener una serie de resultados en un experimento, donde se conocen los resultados posibles pero no se puede anticipar con exactitud el acontecimiento (Johnson, 1997).

4.1.2. Espacio muestral

Es el conjunto de todos los resultados individuales posibles que se pueden obtener en un experimento aleatorio.

4.1.3. Variables

Son parámetros o factores que se les pueden asignar un valor o intervalo de valores, dependiendo del comportamiento de lo que se desee representar. Este valor puede ser cualitativo o cuantitativo. Las variables pueden ser independientes o dependientes, siendo esta última la que varía en función de otra variable. Las variables se pueden clasificar en variables aleatorias o estadísticas en continuas o discretas.

Durante la realización de este trabajo se definieron variables aleatorias continuas con una distribución normal, que se utilizaron en el método de análisis estadístico y las variaciones de los modelos. Para definir una variable aleatoria se deben conocer dos de los tres parámetros siguientes: el valor medio, la desviación estándar y el coeficiente de variación.

Para describir un conjunto de “n” medidas o datos de una muestra (x_1, x_2, \dots, x_n), primero se tiene que identificar su centro, las más conocidas son: la media aritmética y la mediana (Johnson, 1997). La media aritmética denominada media, es la representación de todo un conjunto de datos mediante un sólo número, indicando su centro o promedio. Sin embargo, existe otra forma de determinar el centro de un conjunto de medidas como el teorema del valor intermedio; si la función f es continua en el intervalo cerrado $[a, b]$ y si $f(a) \neq f(b)$, entonces para cada valor de k entre $f(a)$ y $f(b)$ existe un número c entre a y b tal que $f(c) = k$. Donde los valores de a y b serán los más cercanos a centro del conjunto.

$$\text{Si } f \text{ es continua en } [a, b] \text{ y } f(a) \neq f(b) \rightarrow f(a) < f(c) < f(b), \quad \text{donde } c \in (a, b) \quad (4.1)$$

No obstante, este valor medio por sí solo ignora el grado de dispersión de los datos entre sí, característica de gran importancia en estadística; para ello se tiene la varianza (S^2) y la desviación estándar (S).

La varianza es el promedio de las desviaciones cuadradas de la media (Johnson, 1997), se define como:

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad (4.2)$$

Dónde:

S^2 = Varianza

n = Número de medidas

x_i = Una medida

\bar{x} = Promedio del conjunto de medidas

La desviación estándar (S), es la raíz cuadrada de la varianza. Ésta presenta una ventaja sobre la varianza al tener las mismas unidades de las medidas o datos (Johnson, 1997), siendo una medida de variación más útil, se define como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (4.3)$$

donde:

S = Desviación estándar.

La varianza (S^2) y la desviación estándar (S) son medidas de variación absolutas; determinan el valor real de variación de un conjunto de datos dependiendo de la escala de medición. Por otro lado para comparar la variación de un conjunto de datos es preferible una medida de variación relativa, como el coeficiente de variación (CV) (Johnson, 1997); es la representación de la desviación estándar como porcentaje de la media:

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} * 100 \quad (4.4)$$

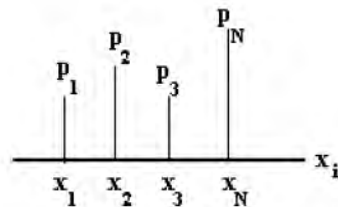
4.1.4. Funciones de probabilidad

Las funciones de masa de probabilidad o función de distribución de probabilidad (FDP) describen la forma de asignación de probabilidades a las variables aleatorias (va) de un experimento (notas de clase, Gómez-Soberón, 2014), está puede ser:

- Para va. discretas se define como: $p_X(x) = P(X = x)$
- Para va. continuas se define como: $f_X(x)$

Con letras mayúsculas se indica la variables aleatorias y con minúsculas un valor particular de ésta.

Si la variable aleatoria es DISCRETA:



Si la variable aleatoria es CONTINUA

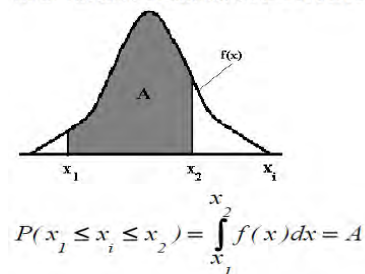


Figura 4.1. Funciones de distribución continua y discreta (Gómez-Soberón, 2014).

Las funciones de distribución acumulada (FDA) describen las probabilidades acumuladas de las variables aleatorias de un experimento (notas de clase, Gómez-Soberón, 2014), para que una función sea considerada como función de distribución acumulada debe cumplir con:

1. La definición es la misma para variables aleatorias discretas y continuas.
2. Es una función positiva y no decreciente entre 0 y 1. $0 \leq F_X(x) \leq 1$
3. Si $x_1 < x_2$, entonces $F_X(x_1) \leq F_X(x_2)$ es continua.
4. Si $F_X(-\infty) = 0$
5. Si $F_X(+\infty) = 1$
6. Para variables aleatorias continuas:

$$F_X(x) = P(X \leq x)$$

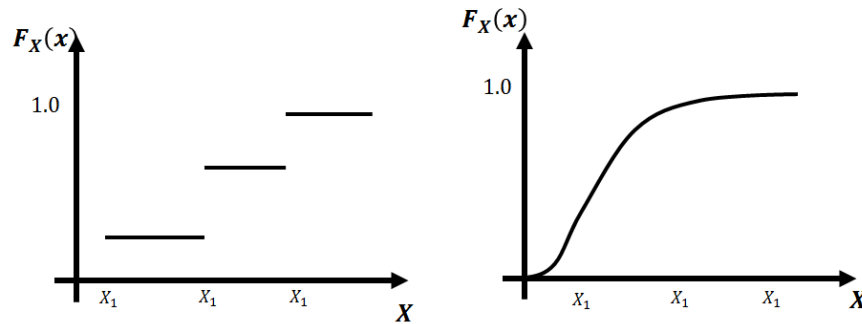


Figura 4.2. Funciones de distribución acumulada, para una distribución continua y discreta (Gómez-Soberón, 2014).

4.1.4.1. Distribuciones comunes

Se ha observado que algunas variables aleatorias siguen comportamientos que se han ajustado a modelos teóricos. Estos modelos son útiles porque:

1. La función es el resultado de procesos físicos.
2. La función es el resultado de algún proceso límite.
3. Se conoce ampliamente su estadística.

Existen varias propuestas de modelos de distribución de variables aleatorias continuas y discretas, sólo se comentarán algunos de mayor aplicación en la confiabilidad estructural los cuales son las distribuciones uniforme, normal, lognormal, gama, extrema tipo I (de Gumbel o Fisher), extrema tipo II y Poisson, casi todas para variables aleatorias continuas.

4.1.5. Confiabilidad estructural

4.1.5.1. Introducción

Durante muchos años se ha considerado en el diseño de sistemas estructurales que las cargas aplicadas y la resistencia de los materiales son deterministas. La resistencia de un elemento se determinaba de forma tal que excediera la carga con un cierto margen, la relación entre la resistencia y la carga, se tomaba como factores de seguridad, esta cantidad se consideraba como una medida de la confiabilidad de la estructura. En la normativa de aplicación a las estructuras, se establecían los valores de factores de seguridad que se aplicaban a toda la estructura, determinados tradicionalmente basándose en la experiencia y criterio del ingeniero.

Posteriormente, aparecieron códigos semiprobabilísticos en los que se usan coeficientes de seguridad. Se especifican los valores característicos de las cargas y las resistencias inciertas y se dan coeficientes de seguridad que son aplicados a tipos específicos de cargas (coeficientes de mayoración) y resistencias (coeficientes de minoración) para asegurar que la estructura es suficientemente segura. Los coeficientes de seguridad se basan generalmente en la experiencia o se obtienen mediante un proceso de calibración de código

para lo cual se tienen en cuenta los códigos anteriores y mediciones de confiabilidad obtenidas mediante técnicas probabilísticas. Estos códigos semiprobabilistas son los que actualmente utilizan los ingenieros para el diseño práctico de la mayoría de las estructuras.

Como ya se ha descrito, el análisis y diseño estructural se han basado tradicionalmente en métodos deterministas y semiprobabilistas. Sin embargo, la existencia de incertidumbres en las cargas, en la resistencia y en el modelo del sistema, obliga a usar métodos basados en técnicas probabilistas en un buen número de situaciones, estos métodos son los que estudia la teoría de la confiabilidad estructural.

Toda estructura ingenieril debe cumplir una serie de requisitos de forma que desarrolle un desempeño satisfactorio a lo largo de su vida útil. Estos requisitos son entre otros, que la estructura no colapse o llegue a ser insegura, que no se alcancen deformaciones excesivas que puedan dar sensación de inseguridad y que además cumpla ciertos requisitos funcionales. Cada uno de estos condicionantes se denomina estado límite, y la superación o violación de un determinado estado límite supone una situación indeseable para la estructura.

4.1.5.2. Estados límite, definición de falla

Existen diferentes criterios de falla, básicamente la falla se presenta cuando la estructura o sistema deja de realizar una función, para ayudar en la definición de falla se usa el concepto de estado límite, entre el comportamiento deseado y no deseado de la estructura, matemáticamente el estado límite está representado por la función de estado límite o de comportamiento (Figura 4.3), por ejemplo; en puentes, se puede definir como la incapacidad de soportar tráfico. Esta condición puede suceder por agrietamiento, corrosión, deformación excesiva, sobrecarga, etc. Tradicionalmente cada modo de falla se analiza por separado y puede significar un concepto de estado límite (notas de clase, Gómez-Soberón, 2014).

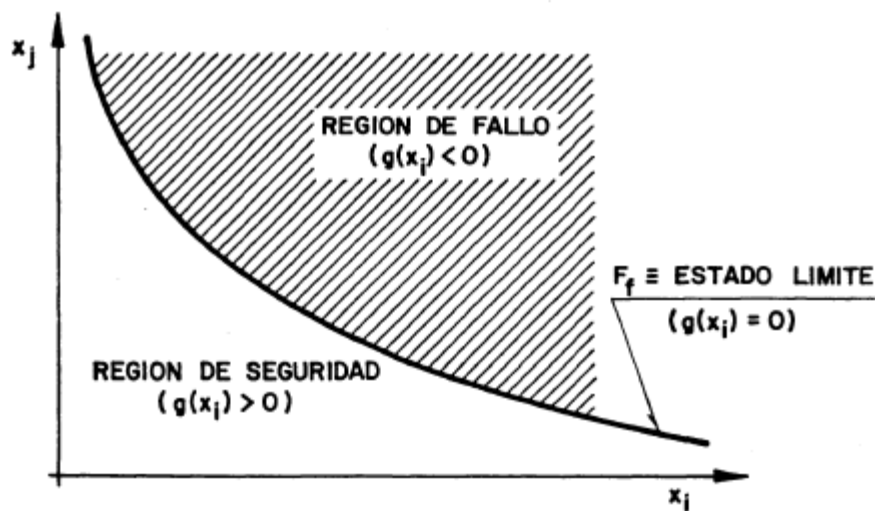


Figura 4.3. Estados límite de fallo y no fallo (adaptado de Gómez y Alarcón, 1992)

En confiabilidad, los estados límites en un sistema estructural pueden ser: plastificación, fluencia, estabilidad (local y global), fatiga y deformaciones excesivas. Los estados límite se pueden clasificar en:

- Estado límite último. El estado límite último relacionado con la pérdida de capacidad de soportar cargas. Ejemplos son: exceder la capacidad a momento, formación de articulaciones plásticas, falla a cortante en patines de secciones de acero, pérdida de estabilidad, alabeo de almas o patines en secciones de acero, ruptura de soldadura, fractura del concreto, etc.
- Estado límite condicional. El estado límite condicional corresponde a la capacidad de soportar carga cuando una parte de la estructura ha fallado. Un fallo local puede estar causado por una acción accidental o por fuego. Los estados límite condicionales pueden estar relacionados con la formación de un mecanismo plástico en la estructura, exceder la resistencia del material o inestabilidad (pandeo), etc.
- Estado límite de servicio. Relacionado con una gradual deterioración, confort del usuario o costos de mantenimiento. Normalmente no se asocia con la integridad de la estructura. Ejemplos son: Excesos de deflexión, exceso de vibración, deformaciones permanentes acumuladas y agrietamiento, etc.

Normalmente en los códigos deterministas o semiprobabilistas se utilizan coeficientes de seguridad, sin embargo cuando se trabajan con técnicas de confiabilidad estructural se trata de determinar la probabilidad de falla o el índice de confiabilidad de la estructura, a continuación se presentan técnicas para evaluar la probabilidad de falla en el sistema.

4.1.5.3. Métodos de confiabilidad estructural

Los métodos para medir la confiabilidad de una estructura se puede clasificar en cuatro grupos o niveles de complejidad crecientes (Gómez y Alarcón, 1992).

1) Métodos del nivel I

Este es el nivel más bajo y más simple, pertenece este nivel el método de los coeficientes de seguridad que se caracteriza por que se seleccionan coeficientes de seguridad para cada una de las variables (cargas, resistencias, etc.), es el método usado en códigos y normativas actuales como por ejemplo las NTC-2004, México, D.F.

2) Métodos del nivel II

Los métodos del nivel II obtienen un valor aproximado de la probabilidad de falla dada por la integral:

$$P_f = P[G(X) \leq 0] = \int \dots \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad (4.5)$$

Esta integral es, generalmente difícil de calcular, debido a ello se han utilizado métodos aproximados que se basan en aproximaciones de la función de densidad $f_X(X)$, de la región de fallo dada por la ecuación de estado límite $g(X) \leq 0$. En estos métodos las variables

aleatorias se modelan mediante sus valores medios y desviaciones estándar y por los coeficientes de correlación entre las variables. Se considera implícitamente que las variables estocásticas siguen una distribución normal por lo que únicamente se consideran los segundos momentos (medias y desviaciones estándar).

3) *Métodos del nivel III*

Tratan de obtener la mejor estimación de la probabilidad de falla, usando modelos de probabilidad adecuados. Estos métodos se aplican cuando se dispone de la función de densidad conjunta para las variables aleatorias básicas del problema de confiabilidad estructural. Para estos métodos se toma la probabilidad de fallo como medida de la confiabilidad estructural.

4) *Métodos del nivel IV*

En estos métodos se tiene en cuenta las consecuencias (costos) de falla y se usa el riesgo (severidad de las consecuencias multiplicada por la probabilidad de falla) como una medida de la confiabilidad. De esta manera se pueden comparar diseños diferentes considerando bases económicas que tomen en cuenta, incertidumbres, beneficios y costos.

En los análisis beneficio-costos o análisis de riesgo, se trata de maximizar la utilidad de una estructura a lo largo de su vida útil, es decir se trata de optimizar una expresión del tipo:

$$\mathbf{max} W(z) = B(z) - C_I(z) - C_{IN}(z) - C_{REP}(z) - P_f(z)C_F \quad (4.6)$$

donde:

W= Utilidad de la estructura

Z= Representa las variables de diseño/decisión

B= Beneficio esperado capitalizado

C_I = Costos iniciales o costos de construcción

C_{IN} = Costos de inspección capitalizados

C_{REP} = Costos de reparación capitalizados

C_F = Costos de falla capitalizados

En la tabla 4.1, se describe un esquema de la clasificación de los métodos de confiabilidad estructural (Gómez y Alarcón 1992). Los métodos más usados para estimar la probabilidad de falla, son los pertenecientes a los niveles II y III. El método seleccionado para determinar la probabilidad de falla del sistema, fue el método del nivel II, el cual se abordará con más detalle a continuación.

4.1.5.4. *Probabilidad de falla, método del nivel II*

Son métodos que caracterizan las variables que condicionan el comportamiento del sistema estructural, utilizando momentos de segundo orden (valor medio, desviación típica y covarianza), para distribuciones de probabilidad definidas por dos parámetros. Por ejemplo para una distribución normal, es definida mediante el valor medio y la desviación estándar.

El método de segundo nivel utilizado en este trabajo de grado fue el método de los estimadores puntuales.

Tabla 4.1. Jerarquía de los métodos de confiabilidad estructural, (Gómez y Alarcón, 1992)

Nivel	Métodos de cálculo	Distribuciones de probabilidad	Función de estado límite	Incertidumbre	Medida obtenida como resultado
I: "Métodos de los códigos"	(Calibración de las reglas existentes en los códigos mediante métodos de niveles 2 o 3)	No se usan	Funciones lineales (generalmente)	Coefficientes arbitrarios	Coefficientes parciales
II: "Métodos de momento segundo"	'Algebra de los dos primeros momentos'	Sólo distribución normal	Lineal o aproximada una lineal	Se puede introducir mediante los dos primeros momentos (asimiladas a distribuciones normales)	Probabilidad de fallo nominal P_N
III: "Métodos exactos"	Transformación	Convertidas a distribuciones normales equivalentes	Lineal o aproximada a una lineal	Variables aleatorias con distribuciones marginales	Probabilidad de fallo P_f
	Integración numérica y simulación	Cualesquiera	Cualquier tipo		
IV: Métodos de decisión	Cualquiera de los anteriores considerando los datos económicos				Coste mínimo o Máximo beneficio RBDO

Figura 4.4: Jerarquía de los métodos de confiabilidad estructural

Los métodos de nivel II, tratan de encontrar una medida de la seguridad directamente relacionada con la probabilidad de fallo, que no implique la integración de la función de densidad asociada a las variables condicionantes del comportamiento estructural. A la medida de seguridad se le conoce como índice de confiabilidad (β). Existen varios tipos de índice de confiabilidad entre los más utilizados se encuentran:

- Índice de confiabilidad de Cornell.
- Índice de confiabilidad de Hasofer y Lind.

En el presente trabajo de investigación, se empleará el índice de confiabilidad de Cornell, por tener un cálculo sencillo con respecto al de Hasofer y Lind, ya que este último requiere de una serie de iteraciones que extiende su deducción.

El índice de confiabilidad de Cornell, indica la cantidad de desviaciones típicas que separan el valor medio del origen, proporcionando un nivel de confiabilidad al sistema, mientras mayor sea la separación, menor será la probabilidad de fallo (Gómez y Alarcón, 1992), figura 4.4.

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_M}$$

Donde.

β = Índice de confiabilidad.

μ_m = Valor medio de la función m.

σ_M = Desviación típica de la función m.

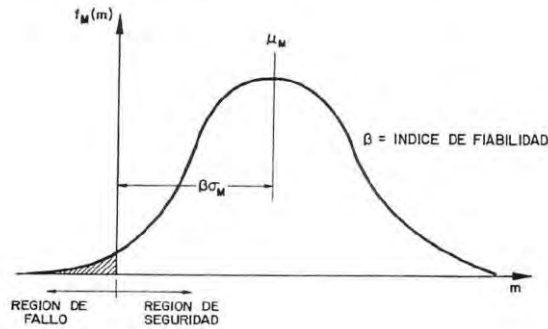


Figura 4.4. Definición gráfica del índice de confiabilidad de Cornell (Gómez y Alarcón, 1992)

Para el caso de una función de n variables aleatorias $G(x)$,

$$G(x) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad X_1, X_2, \dots, X_n = \text{Variables aleatorias.} \quad (4.7)$$

Junto a un valor límite (L), que establece el margen de seguridad donde la función $G(x)$ es segura, se define una función de fallo $D[G(x), L]$ será:

$$f_i = D[G(x), L] = G(x) - L \quad (4.8)$$

La función de fallo presentará principalmente dos estados; cuando está en una zona de falla y una zona de seguridad. Analíticamente dichas regiones se representan por las siguientes expresiones:

$$f_i = D[G(x), L] < 0 \quad \text{Región de falla} \quad (4.9)$$

$$f_i = D[G(x), L] \geq 0 \quad \text{Región de seguridad} \quad (4.10)$$

La probabilidad de fallo o de seguridad, está representada en la Figura 4.4 por el área bajo la curva para cada zona. Como tiene una distribución estándar, mediante el uso del Anexo A, se puede obtener el área bajo la curva de la zona de seguridad y restándole la unidad a este valor se obtiene el valor de la probabilidad de fallo.

$$P_f = 1 - \phi_{(\beta)} \quad (4.11)$$

donde:

P_f = Probabilidad de falla

$\phi_{(\beta)}$ = Probabilidad de la región de seguridad.

El valor de la probabilidad de falla, estará asociado al estado límite definido anteriormente y a los parámetros de segundo orden, que definen las variables que condicionan el comportamiento de la estructura.

El método de los Estimadores Puntuales fue propuesto por Emilio Rosenblueth (Rosenblueth, 1981). Este método permite obtener el índice de confiabilidad mediante el cálculo de las variaciones de la función de fallo (toma en cuenta la variabilidad o incertidumbre en los parámetros involucrados en la respuesta de un sistema), para estimar el valor medio y la desviación típica del margen de seguridad a partir de los pertenecientes a las variables aleatorias, las cuales condicionan el comportamiento de la estructura.

El método de los estimadores puntuales establece que para “n” variables aleatorias, el cálculo del valor medio y la desviación típica de la función de fallo, es necesario realizar estimaciones en dos a la “n” puntos o casos de análisis (N) en problemas que contengan más de dos variables aleatorias.

$$N = 2^n \quad (4.12)$$

Dónde:

N = Número de casos de análisis,
n = Número de variables aleatorias.

4.2. Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Una curva de fragilidad es la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño dado un parámetro de intensidad sísmica, la exactitud con que se calculan, dependen principalmente de la caracterización y aproximación de cómo se represente al fenómeno físico (peligro), las consideraciones tomadas en la representación del modelo estructural, la definición del tipo de análisis (lineal o no lineal), la definición de los estados de daño y el cálculo de la probabilidad de falla del sistema.

4.2.1. Tipos

Las curvas de fragilidad son de gran utilidad para los ingenieros de diseño, investigadores, expertos en fiabilidad, expertos de compañías de seguros y administradores de sistemas críticos, tales como hospitales, escuelas, viviendas, autopistas etc.

Las curvas de fragilidad son importantes para:

- Evaluación del riesgo sísmico
- Análisis, evaluación y mejora del funcionamiento sísmico (sistemas estructurales y no estructurales)
- Identificación de diseños óptimos y estrategias de rehabilitación
- Determinación de las probabilidades de los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos sísmicos

Existen 4 tipos de métodos para la determinación de las curvas de fragilidad:

- I._ Basados en observaciones de campo
- II._ Experimentales
- III._ Con opinión de expertos
- IV._ Analíticos (estudio utilizado en este trabajo)

Estos métodos se ajustan con una función de distribución log-normal, $\Phi(*)$ en los resultados obtenidos, de tal forma es posible determinar las probabilidades de exceder o igualar un estado discreto de daño ED_i para un cierto valor del parámetro de la acción sísmica (P_i) dicho parámetro puede ser representado ya sea respecto a la intensidad sísmica (PIS), aceleración horizontal máxima del terreno (PGA), velocidad máxima del terreno (PGV) ó del desplazamiento espectral (PS_d). Para fines de este trabajo la acción sísmica estará en función de la aceleración pico del terreno (PGA), esto es:

$$P(ED \geq ED_i / PGA) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PGA,ED_i}} \ln \left(\frac{PGA}{\overline{PGA}} \right) \right] \quad (4.13)$$

donde:

β_{PGA,ED_i} = Desviación estándar del logaritmo natural de (PGA)

\overline{PGA} = Media del logaritmo natural de (PGA)

4.2.2. *Determinación*

Para determinar las curvas de fragilidad, es necesario calcular la probabilidad de falla del sistema por medio del funcional de falla $G(R,S)$. Generalmente el cálculo de la probabilidad de falla resulta ser demasiado tedioso, por lo cual se recurre al índice de confiabilidad.

El índice de confiabilidad de Cornell, es una alternativa simplificada que permiten calcular la probabilidad de falla del sistema de forma casi directa. El índice "beta", se calcula como el cociente de la media del funcional de fallo entre su desviación estándar. Una vez calculado este índice, se evalúa la probabilidad de falla siguiendo una distribución de probabilidad normal estandarizada. Este valor discreto de probabilidad de falla es aquel que representa un punto en la curva de fragilidad analítica. Cuando se evalúa la función de fallo para diferentes estados límite de daño ante variaciones de un parámetro representativo de la acción sísmica o de la respuesta sísmica del sistema, se obtienen curvas de fragilidad analíticas (figura 4.5).

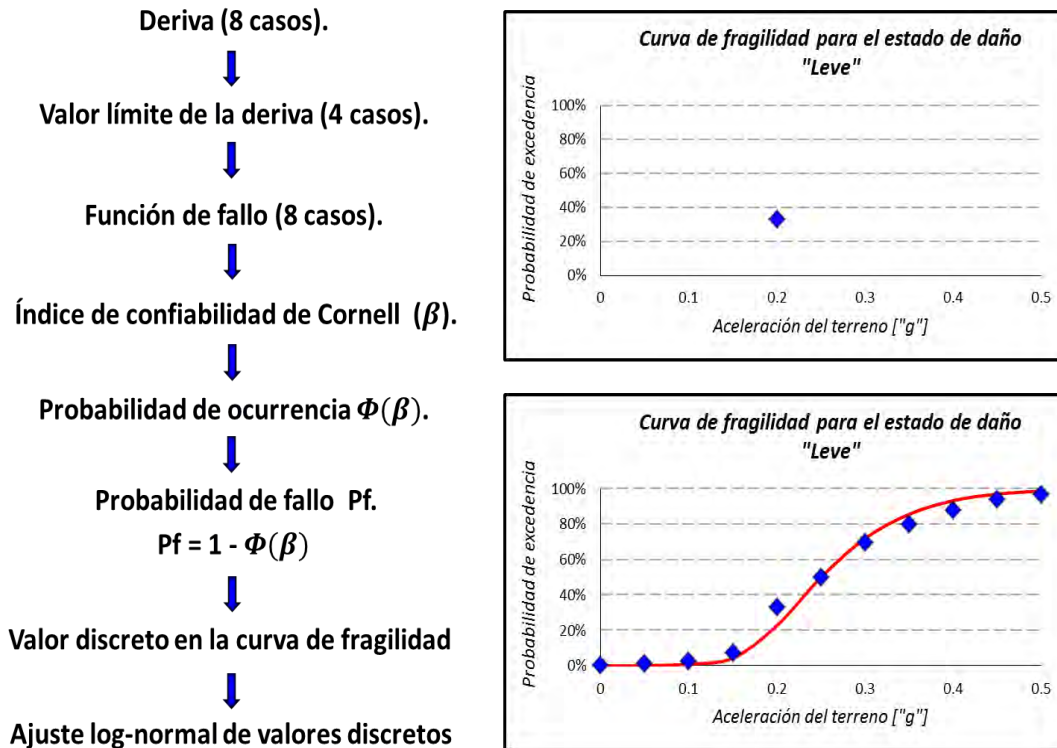


Figura 4.5. Metodología para generar curvas de fragilidad analítica (adaptado de Rojas, 2010)

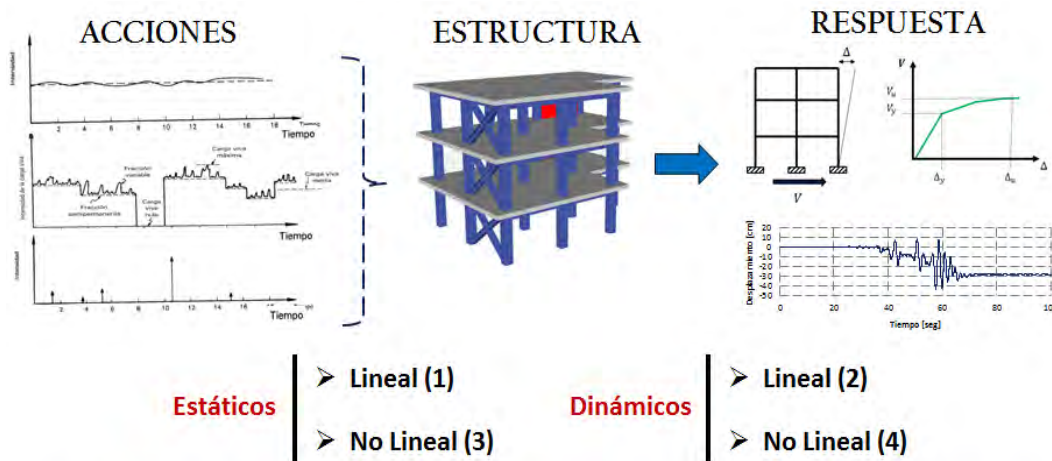
4.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS

4.3.1. Introducción

Se sabe que los componentes básicos de toda estructura son; sistemas resistentes a carga lateral (marcos, muros y contravientos), sistemas resistentes a carga vertical (sistema de piso), diafragma de piso y cimentación. En este trabajo nos enfocaremos al análisis y diseño de la súper-estructura.

La definición del tipo de análisis a realizar está en función del tipo de acciones que actúan sobre la estructura, las características que presenta éstas y la respuesta que se requiera conocer (Figura 4.6). A continuación se hace una breve descripción de los aspectos ya mencionados.

1. *Acciones.* Es muy importante la identificación del tipo de acciones que obran en las estructuras, estas pueden ser estáticas como aquellas cargas en las que la variación de su intensidad no varían drásticamente con el tiempo, como pudiera ser el caso de cargas muertas (peso propio de la estructura), otro tipo de acciones que se consideran estáticas, son las debidas a cargas vivas, dado que la variación de su intensidad no cambia significativamente con el tiempo. Cargas dinámicas son aquéllas en las que existe una fuerte variabilidad de su intensidad en intervalo corto de tiempo.



- 1._ Análisis de la Fuerza Lateral Equivalente o Sistema de Fuerzas Estáticas Equivalentes.
- 2._ Análisis Modal mediante espectros o Cálculo Modal.
- 3._ Análisis Estático No Lineal o Método del Empuje Incremental (Push – over).
- 4._ Análisis Dinámico No Lineal en el Dominio del Tiempo (Time history).

Figura 4.6. Definición del tipo de análisis en función de las características de las acciones, estructura y tipo de respuesta

2. Estructura. Un aspecto relevante en la definición del tipo de análisis, depende principalmente de las características geométricas, de estructuración, de material y de importancia de la estructura.
3. Respuesta. Está basada de acuerdo al objetivo planteado para la estructura, por ejemplo: si se requiere únicamente diseñar una estructura de ocupación estándar con poca asimetría, basta con realizar un análisis simplificado, estático o espectral según sea la particularidad de la estructura, o bien, si la finalidad es determinar parámetros que permitan describir el daño dado la ocurrencia de un sismo es conveniente utilizar análisis no lineales como pudiera ser el caso de Push- Over, Time - History o Análisis Dinámico-Incremental.

A continuación se describe el tipo de análisis estructural utilizado en este trabajo de investigación. Se contemplan únicamente los tipos de análisis que intervienen fuera del comportamiento no lineal, como es el caso del análisis estático y dinámico no lineal y posteriormente, se describirán algunos factores que intervienen en el modelado de estructuras que afectan directamente la respuesta dinámica de éstas.

4.3.2. Análisis no lineal

Cuando una estructura se encuentra sujeta a una excitación sísmica de considerable intensidad, es muy probable que ésta experimente deformaciones inelásticas debidas al daño en los materiales y posibles efectos geométricos en la estructura (Figura 4.7).

El uso de nuevas teorías como es el caso del análisis no lineal, es una herramienta que permite al ingeniero estructural entender mejor el comportamiento de la estructura en términos cualitativos y cuantitativos, entre los usos más comunes que se le ha dado, ha sido en la identificación de posibles daños en los elementos estructurales y en la determinación de la capacidad sismo-resistente que presenta.

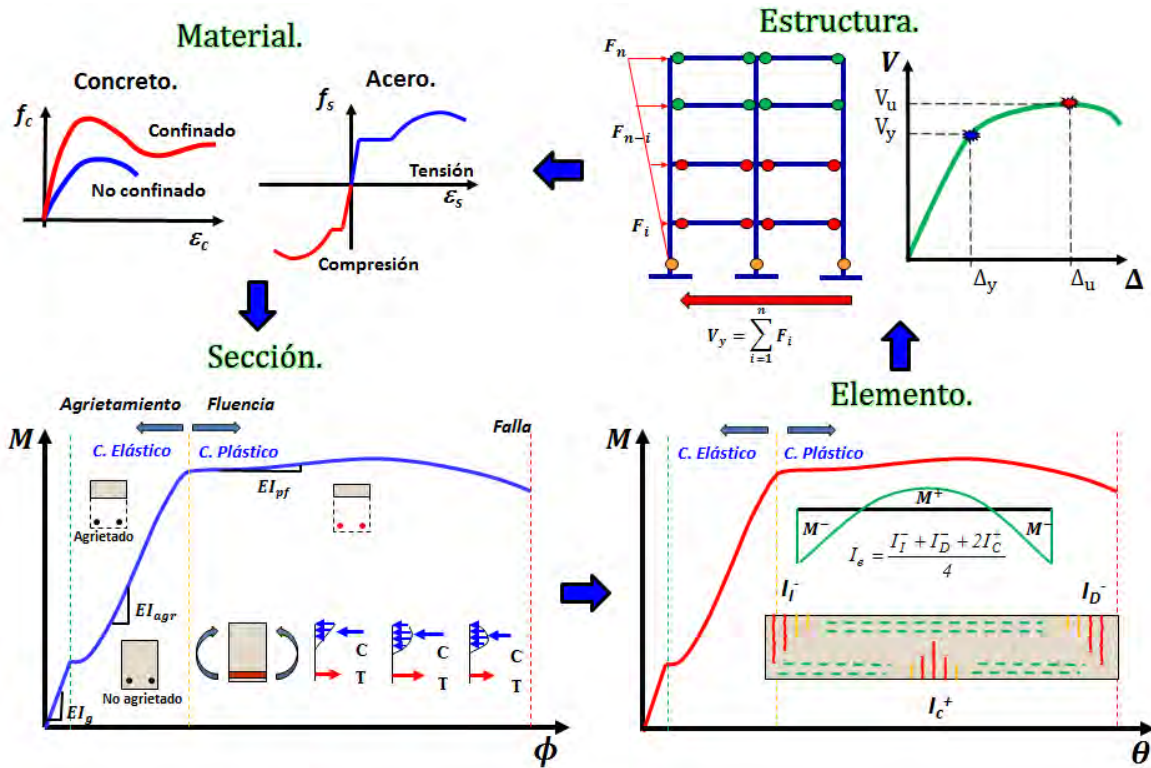


Figura 4.7. Definición del análisis no lineal (adaptado de Terán, 2010)

Sin embargo, en las últimas décadas el análisis no lineal ha sido la base de nuevas filosofías de diseño, tal es el caso del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD). De forma general esta filosofía de diseño plantea que para el diseño sísmico de estructuras es necesario definir niveles de desempeño en términos de daño estructural, en tanto la acción sísmica, se definen niveles de movimientos sísmicos de diseño, asociados a periodos de retorno. En conclusión el DSBD, establece objetivos de diseño que una determinada estructura debe cumplir, para garantizar su funcionalidad cuando se encuentre sujeta bajo la acción de un sismo. El uso de las curvas de fragilidad ha sido de gran importancia para la evaluación de cada objetivo de diseño, lo cual ha permitido realizar estimaciones en términos cuantitativos de daño, Figura 4.8.

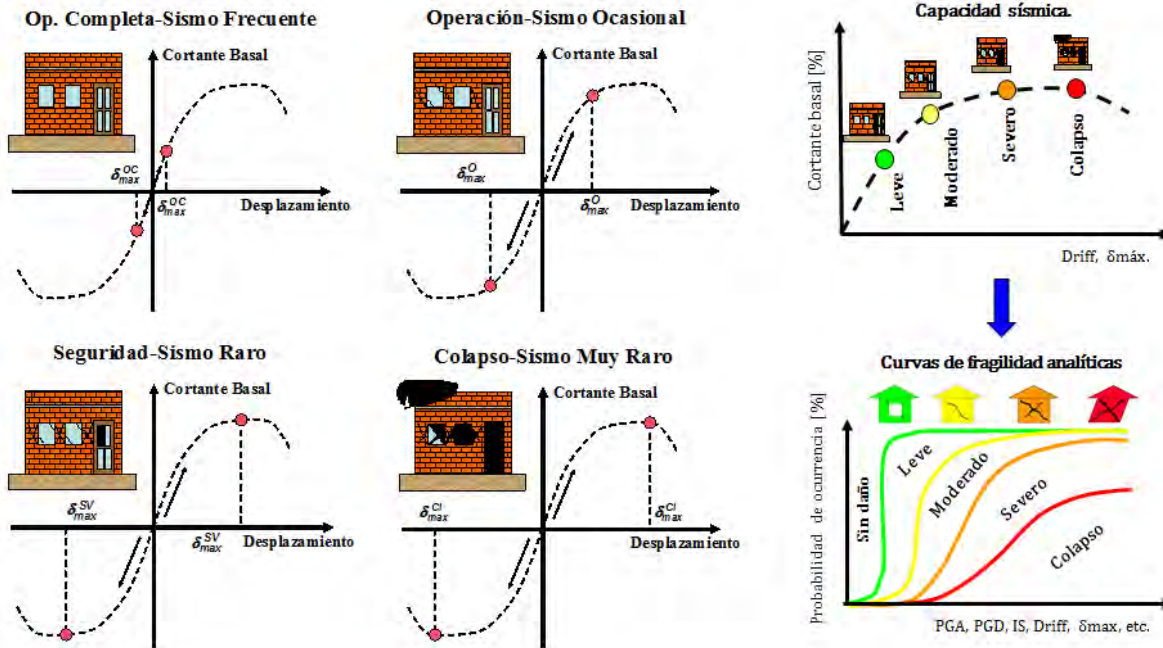


Figura 4.8. Uso de curvas de fragilidad como una medida de cuantificación del desempeño sísmico en estructuras (adaptado de Terán, 2010)

4.3.3. Análisis estático no lineal

Una herramienta frecuentemente usada para evaluar la capacidad de las estructuras frente a cargas horizontales, es el análisis estático no lineal de carga incremental, llamado comúnmente, *análisis push-over (PA)*. Esta herramienta consiste en aplicar cargas estáticas horizontales a la estructura de acuerdo a un patrón de fuerzas determinado, e ir incrementando su valor hasta que, de acuerdo con algún criterio prefijado, se considere que la estructura ha desarrollado un nivel de daño. En este análisis se consideran dos variables, que son, el desplazamiento lateral (δ_{lat}) y cortante basal (V_{basal}). La relación entre las variables “ δ_{lat} ” y “ V_{basal} ”, se define como curva de capacidad. El cálculo de dicha curva depende de la no linealidad del material, geométrica, una interacción de ambas y otros factores, por ejemplo:

Efectos geométricos

1. Imperfecciones iniciales tal como la curvatura a nivel elemento y el montaje fuera de la vertical del plano (desplome).
2. Los efectos $P-\Delta$
3. Los efectos $p-\delta$, la influencia de la fuerza axial sobre la rigidez flexionante en un elemento en particular (nivel local).
4. Falla prematura por pandeo local y global (McGuire, 2000).
5. Zonas rígidas en el modelado estructural.
6. Detallado del refuerzo transversal y longitudinal en vigas y columnas de concreto reforzado.
7. Variación de dimensiones en elementos estructurales.
8. Esbeltez de la estructura

9. Discontinuidad de elementos resistentes

Efectos del material

1. Calidad de materiales de construcción.
2. Deterioro de la estructura (daños previos)
3. Deformación plástica de estructuras de acero.
4. Agrietamiento o fluencia de estructuras de concreto reforzado.
5. Interacción inelástica de fuerza axial, momento, cortante y torsión.
6. Representación bilineal y trilineal de modelos constitutivos.
7. Plasticidad concentrada.
8. Plasticidad distribuida (fibras y elementos finitos).

Efectos combinados (McGuire, 2000)

1. Deformación plástica más efectos $P-\Delta$ y/o $p-\delta$.
2. Deformación de zonas rígidas.
3. Deformaciones en la zona del panel de conexiones.

Otros efectos

1. Contribución de muros de relleno y sistemas secundarios que contribuyen resistencia y rigidez al sistema.
2. Flexibilidad del diafragma de piso dentro y fuera del plano.
3. Contribución de la losa en vigas.
4. Interacción dinámica suelo-estructura.
5. Cargas gravitacionales.
6. Patrón de carga laterales.
7. Tipos de elementos usados en el modelo estructural (p.e. brace, frame, plate, shell y membrane).
8. Cálculo de la respuesta no lineal (estrategias iterativas y/o análisis incremental)
9. Selección del software de análisis no lineal.
10. Selección adecuada de modelos constitutivos en el modelado estructural.
11. Fatiga en conexiones estructurales.
12. Columnas cortas.
13. Entrepiso y planta baja flexible.
14. Golpeteo.
15. Modelado de articulación plástica (elemento frame y elemento link).

4.3.3.1. Método evento a evento

Para la determinación de la curva de capacidad de una estructura, existen dos metodologías que hacen posible su cálculo, la primera es un análisis evento a evento, este tipo de análisis es comúnmente utilizado en softwares comerciales de análisis no lineal por ejemplo; SAP 2000, ETABS, PERFORM 3D, DRAIN 2X) y el segundo es por medio de estrategias iterativas por ejemplo; Newton – Raphson y variación de Newton – Raphson. En este trabajo se comenta únicamente el método evento a evento, dado que los softwares de análisis no lineal que se emplearon en esta tesis, están formulados por este método (notas de clase, Juárez-García, 2014).

El método evento a evento, Figura 4.9, estudia el comportamiento de la estructura cuando se incrementa gradualmente la carga actuante, conforme un determinado elemento mecánico interno alcanza o excede el nivel de esfuerzo máximo elástico en un elemento de la estructura, se supone la deformación por medio de una articulación plástica. Cada vez que se forma una articulación plástica, se estima la respuesta de la estructura a un incremento de carga, tal que forme la siguiente articulación plástica. Este procedimiento se continúa hasta que se forma el mecanismo de colapso de la estructura.

Este tipo de análisis permite la consideración explícita de la fluencia y capacidad de deformación última de los elementos estructurales, de tal manera que puede utilizarse para definir el nivel de daño a nivel local, y la capacidad de deformación última a nivel global de la estructura, entre sus limitaciones asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada, por lo tanto, desprecia la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso, en tanto al patrón de cargas, sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical y por último, los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta fluencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis (notas de clase, Juárez-García, 2014).

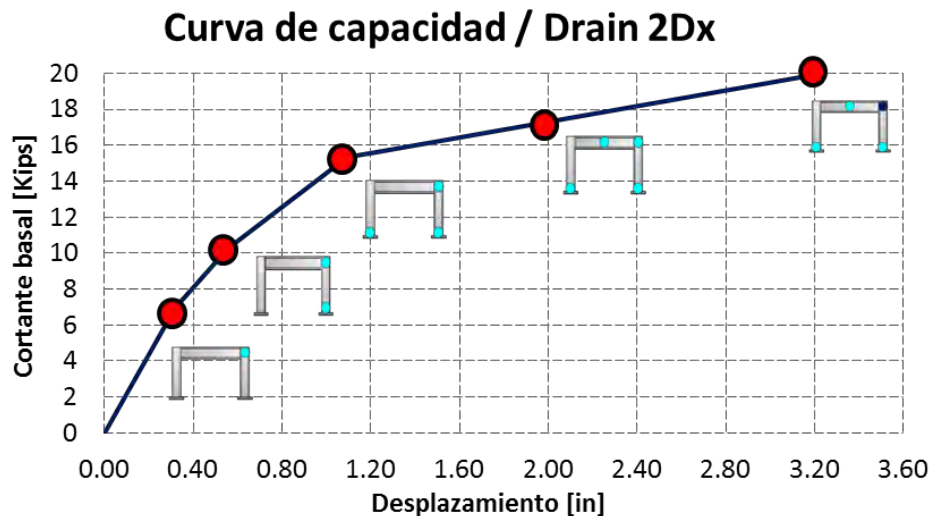


Figura 4.9. Método evento a evento de estructuras

4.3.3.2. Patrones de carga

Un criterio frecuentemente usado en el cálculo no lineal incremental, es considerar que el patrón de carga es proporcional al primer modo de vibración. Sin embargo, en un cálculo no lineal la matriz de rigidez es función del vector de desplazamientos y, por tanto, es necesario recalcularlo debido a que, por la pérdida de rigidez de la estructura, la forma asociada a la frecuencia del primer modo de vibración cambia (Vargas, 2013).

Escamilla y Ayala en 2010, presentaron un estudio sobre los patrones de carga empleados en un análisis estático no lineal y concluyen que para edificios, cuando la máxima participación de la masa se debe al primer modo de vibrar, se puede recurrir a un patrón de cargas ya sea; uniforme, triangular invertida o parabólica con forma del primer modo de vibrar, sin embargo cuando la estructura se encuentra influenciada por los modos superiores, el patrón de carga empleado debe ser de acuerdo a la forma del modo superior en cuestión.

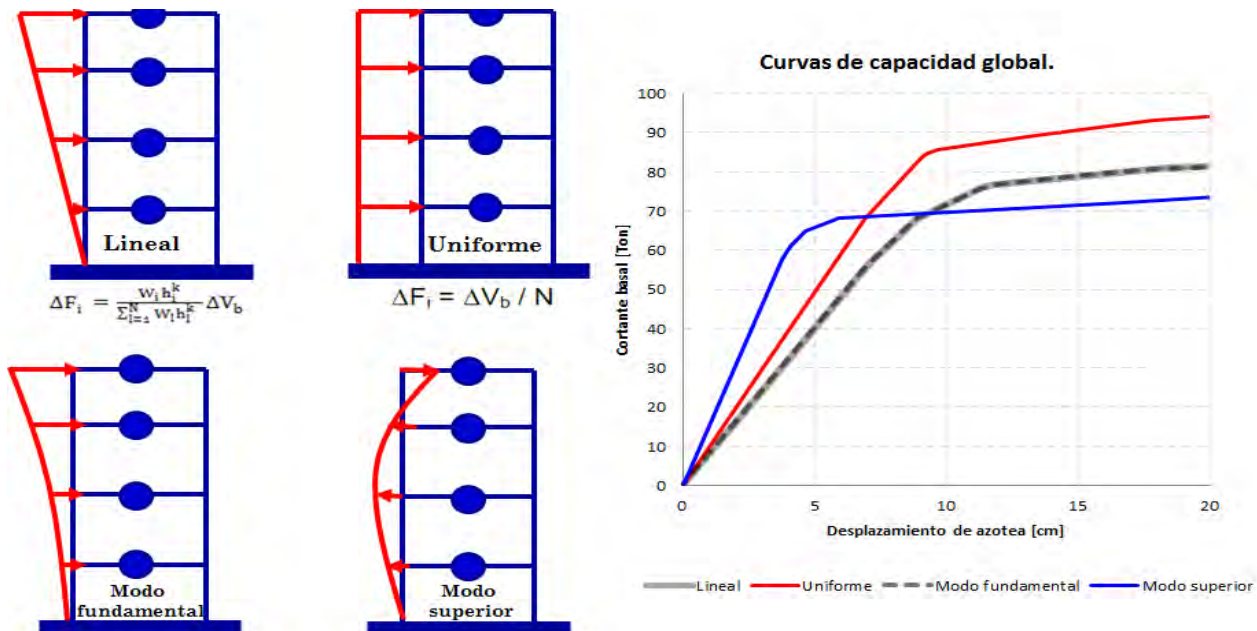


Figura 4.10. Patrones de carga en un análisis estático no lineal y su influencia en la capacidad global de la estructura (adaptado de Escamilla y Ayala, 2010)

4.3.3.3. Representación bilineal de la curva de capacidad.

La curva obtenida, puede ser representada en un formato bilineal, lo que es útil para definir los estados de daño. Las hipótesis para construir la curva de capacidad bilineal son: 1) El área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva original. 2) Las coordenadas del punto de máximo desplazamiento deben coincidir en las dos curvas. 3) La pendiente del tramo inicial debe ser igual en las dos curvas (Martínez, 2012).

Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad resistente, con el que se determina el punto en el cual la estructura deja de trabajar en el intervalo elástico e inicia su trabajo en el intervalo no lineal (Martínez, 2012). A este punto se denomina punto de fluencia de la estructura. Los criterios para la determinación del punto de fluencia en una estructura, y por consiguiente, la determinación de la representación bilineal son:

1. Criterio de Rigidez Tangente Horizontal.
2. Criterio de Rigidez Tangente.
3. Criterio de Áreas Iguales.

4. Ajuste por Mínimos Cuadrados.

El procedimiento propuesto por FEMA 356 en el 2000, para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad corresponde al criterio de áreas iguales. Esta idealización se basa específicamente en que la energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva real (push-over), sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico bilineal (figura 4.11).

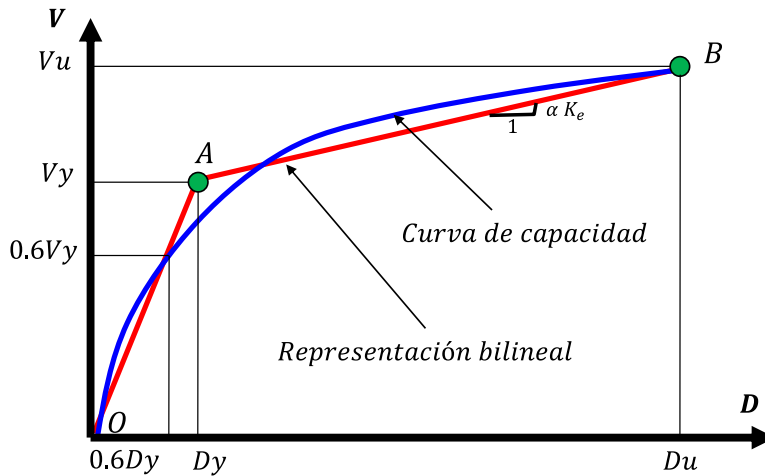


Figura 4.11. Representación bilineal de la curva de capacidad adaptada de FEMA 356, 2000

4.3.3.4. Estados límite de daño

Diversos estudios relacionados con el desempeño sísmico de estructuras, han propuesto calcular el daño estructural partiendo de la definición de estados límite de daño “sd”. Los estados límite de daño, son una descripción del daño asociada a la respuesta espectral de la estructura. Por ejemplo, en Hazus-99 (1999) se definen 4 estados límite de daño (sd): leve, moderado, severo y completo. La descripción de dichos estados, dependen principalmente de la tipología estructural, por ejemplo, en el caso de estructuras de concreto reforzado, el estado de daño leve se describe como el inicio de fisuras por esfuerzos flexionantes o por esfuerzos cortantes en vigas y columnas. El estado de daño completo, considera que la estructura colapsa o que hay un inminente riesgo de colapso.

Por otra parte, Risk UE propone definir los estados de daño de forma simplificada, a partir de la curva de capacidad bilineal partiendo de los valores, $D_y - A_y$ y $D_u - A_u$ (Vargas, 2013), figura 4.12.

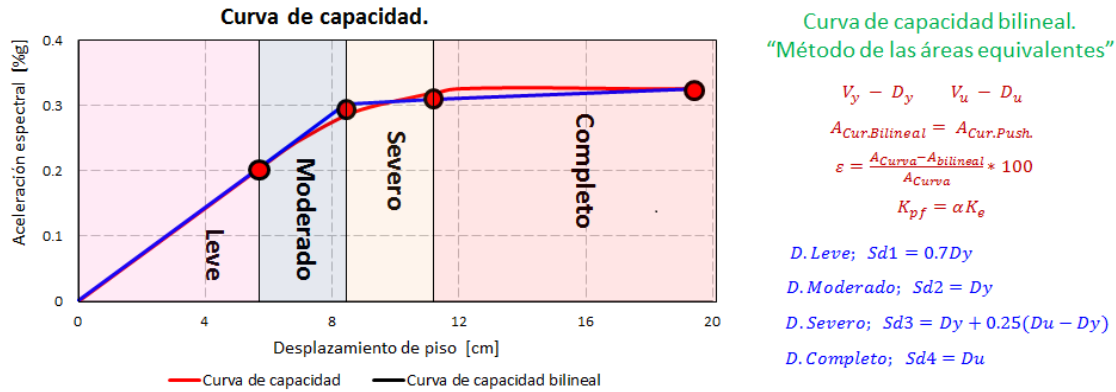


Figura 4.12. Representación de los estados de daño y umbrales de desplazamiento en la curva de capacidad bilineal propuestos por Risk UE (adaptado de Vargas, 2013)

4.3.4. Análisis dinámico no lineal

La herramienta numérica más adecuada para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura sometida a acciones dinámicas es el análisis dinámico no lineal (ADNL). En este apartado se explica la ecuación de equilibrio dinámico de una estructura para sistemas de múltiples grados de libertad, la deducción de las matrices que la definen, el método numérico empleado para la determinación de la respuesta sísmica del sistema, la influencia de la variabilidad de los parámetros involucrados en las propiedades dinámicas básicas del sistema y el incremento de la intensidad sísmica mediante el análisis dinámico incremental.

4.3.4.1. Ecuación de movimiento

La ecuación de movimiento de un sistema en vibración, especifica los requerimientos de equilibrio entre las fuerzas aplicadas, la fuerza de inercia, de amortiguamiento y de rigidez. Las últimas tres fuerzas dependen de las propiedades físicas del sistema; masa, amortiguamiento y rigidez. Cuando estas propiedades no varían con el tiempo, el sistema se encuentra en el intervalo lineal y las solución de la ecuación de movimiento se hace posible, 1) resolviendo la ecuación diferencial de 2do orden, 2) por medio de la integral de Duhamel y 3) en el dominio de la frecuencia. Sin embargo, si alguna de las características físicas de masa, amortiguamiento o rigidez variaran con el tiempo, el sistema llega a comportarse no lineal, por lo que se han ideado métodos especiales para su solución.

En la mayoría de los casos, se supone que la masa no varía con el tiempo, y las características del amortiguamiento no pueden, en ningún caso, ser definidas con certeza, no es irracional suponer que también permanecen constantes en el tiempo. Sin embargo, cuando una estructura se encuentra sujeta a una acción sísmica de gran intensidad, el amortiguamiento estructural se ve gravemente afectado, por lo tanto limitamos nuestra investigación a sistemas no lineales, en las que surge la no linealidad a causa de la variación de rigidez o una relación fuerza-desplazamiento no lineal.

En la figura 4.13a se muestran la relación entre la fuerza de inercia f_I y la aceleración \ddot{u} . La pendiente de la tangente a la curva representa la masa a un instante específico de

tiempo, por lo que la masa es considerada a ser una variable invariante en el tiempo de esta manera la pendiente es constante y las relaciones entre f_I y \ddot{u} es una línea recta. De manera similar la relación entre la fuerza de amortiguamiento f_D y velocidad \dot{u} mostradas en la figura 4.13b, es representada por una línea recta cuya pendiente es igual a la constante de amortiguamiento "c". Finalmente la figura 4.13c muestra la relación entre la fuerza de rigidez " f_S " y el desplazamiento " u ". En este caso la relación no es una línea recta, ya que la rigidez del resorte que es igual a la pendiente de la tangente de la curva varía con el desplazamiento y por lo tanto con el tiempo. La rigidez instantánea, es definida como la pendiente de la tangente a un instante específico de tiempo, representada por K_T . La ecuación de movimiento al tiempo $t = nh$ puede ser expresada como:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad \text{o} \quad -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.13)$$

$$m\ddot{u}_n + c\dot{u}_n + f_S(t) = p_n \quad (4.14)$$

De manera similar, el equilibrio en el tiempo $(t+h)$ o $(n+1)h$ es representado por:

$$m\ddot{u}_{n+1} + c\dot{u}_{n+1} + f_S(t+h) = p_{n+1} \quad \text{o} \quad -mr\ddot{u}_g(t) \quad (4.15)$$

donde:

m : es la matriz de masas,

c : es la matriz de amortiguamiento,

$f_S(t+h)$: es la fuerza de rigidez en el paso de tiempo,

\ddot{u}_{n+1} : es la aceleración en el paso de tiempo,

\dot{u}_{n+1} : es la velocidad en el paso de tiempo,

p_{n+1} : es la carga en el paso de tiempo y

$-mr\ddot{u}_g(t)$: es el vector correspondiente a la señal sísmica.

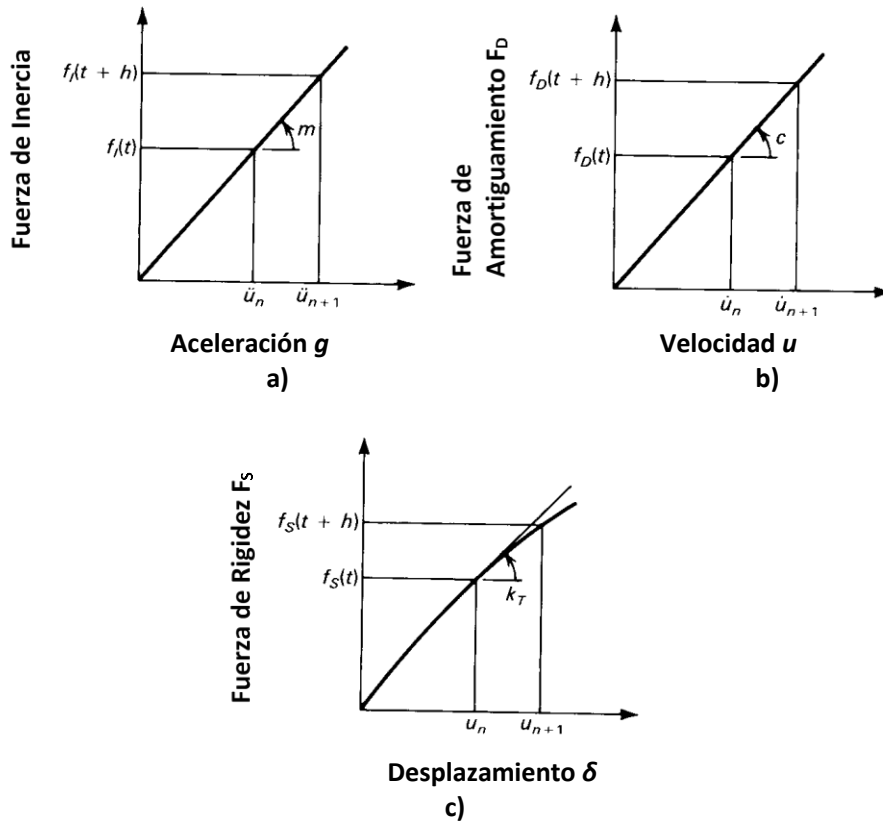


Figura 4.13. Variación de fuerzas en un sistema dinámico: a) fuerzas de inercia v/s aceleración; b) amortiguamiento v/s velocidad; c) fuerzas de rigidez v/s desplazamiento

Substrayendo la ecuación (4.18) de la ecuación (4.19), obtenemos la ecuación de movimiento en su forma incremental:

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + f_s(t+h) - f_s(t) = \Delta p \quad (4.16)$$

Si hacemos el supuesto de que en un pequeño intervalo de tiempo h , la rigidez permanece constante y es igual a la rigidez tangente al comienzo, podemos escribir:

$$f_s(t+h) - f_s(t) = K_T \Delta u \quad (4.17)$$

donde:

K_T es la matriz de rigidez y Δu es el incremento de desplazamiento.

4.3.4.1.1. Matriz de masas

En muchos de los programas de cálculo estructural, la masa de una estructura se introduce a partir del peso, transformándolo internamente en masa. En el programa ETABS, la contribución de los elementos estructurales a la matriz de masa puede hacerse de dos maneras:

- Matriz de masa concentrada: la contribución de la masa se concentra en los elementos de la diagonal principal de la matriz asociados a los 3 grados de libertad por piso; 2 traslacionales y 1 rotacional. Esta formulación se hace posible al indicar en el programa que el sistema de piso se comporta como un diafragma rígido.
- Matriz de masa consistente: utiliza la cinemáticamente equivalente matriz de masa de Clough (1993) donde las fuerzas de inercia están asociadas a todos los grados de libertad. De esta manera se obtiene una matriz de masa con el mismo ancho de banda que la matriz de rigidez (p. e. en un diafragma flexible o semirrígido).

La representación de masa consistente requiere un mayor esfuerzo computacional, puesto que es necesario obtener las fuerzas inerciales en cada paso de tiempo del análisis mediante la multiplicación de la matriz de masa por las aceleraciones nodales. En esta tesis se ha usado la matriz de masa concentrada cuando se realizan modelos dinámicos en 2D y la matriz de masa consistente en modelos 3D.

4.3.4.1.2. Matriz de amortiguamiento

El amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema de disipar energía cinética transformándola en otro tipo de energía. Típicamente, la energía cinética es transformada en energía térmica, en energía de deformación o en ambas. Existen diversas formas de modelizar el amortiguamiento. La más simple consta de una partícula o masa concentrada que va perdiendo velocidad bajo la acción de una fuerza de amortiguamiento proporcional a su velocidad:

$$F = C\dot{u} \quad (4.18)$$

donde:

F : es la fuerza de oposición al movimiento (fuerza de amortiguamiento) y

C : es el coeficiente de amortiguamiento del sistema.

Este modelo es aproximadamente válido para modelar el amortiguamiento por fricción entre superficies de sólidos o el frenado de un sólido en el seno de un fluido en régimen laminar. Otro modelo que generaliza al anterior es el del amortiguamiento que se produce en una estructura durante un movimiento sísmico u otro movimiento dinámico equiparable. En este modelo, sobre cada planta, aparece una fuerza de atenuación dada por la siguiente ecuación:

$$F_t = \sum_j C_{ij} \dot{u}_j \quad (4.19)$$

donde:

F_i : es la fuerza de amortiguamiento en la planta i -ésima de la estructura y

C_i : es un elemento de la matriz de amortiguamiento de la estructura.

Para propósitos prácticos, la matriz de amortiguamiento C , se aproxima mediante el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh que es una combinación lineal de la matriz de masa M y de rigidez K usando los coeficientes: α y β .

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.20)$$

Los coeficientes, se obtienen suponiendo que se conoce el amortiguamiento de dos frecuencias distintas usando la siguiente ecuación, cuya gráfica se muestra en la Figura 4.15.

$$\lambda_n = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta \omega_n \right] \quad (4.21)$$

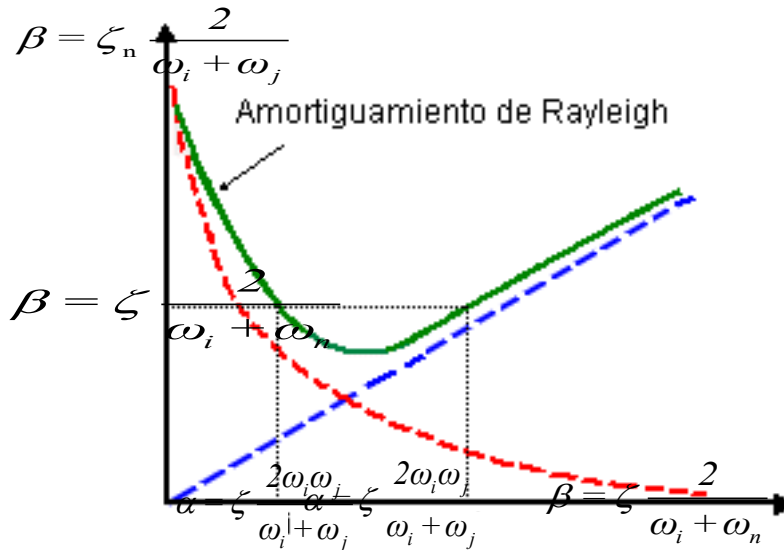


Figura 4.15. Modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh
Figura 4.14. Modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.22)$$

$$\beta = \zeta_n \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.23)$$

Para este procedimiento, lo más común es suponer conocidos los amortiguamientos de las dos primeras frecuencias de vibración de la estructura.

4.3.4.1.3. Matriz de rigideces

La construcción de la matriz de rigidez depende de la resistencia, de la geometría y del número de grados de libertad de los elementos estructurales. Su evolución, cuando la estructura vibra en el rango no lineal, depende de la ley constitutiva empleada. En la literatura existe una gran cantidad de leyes de histéresis que dependen del fenómeno que se quiere modelizar.

Particularmente, en el software ETABS han sido incorporadas varias leyes para modelar el comportamiento inelástico en los elementos estructurales. Dichas leyes van desde modelos bilineales, por ejemplo, el modelo de Ramberg-Osgood y el modelo constitutivo de Takeda modificado, Figura 4.15.

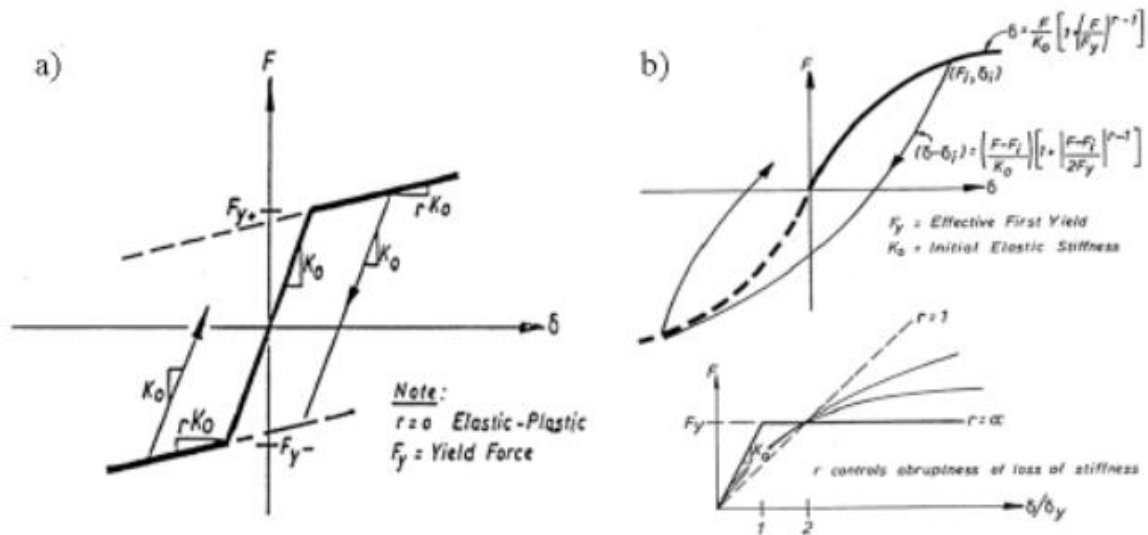


Figura 4.15. a) modelo constitutivo bilineal que considera endurecimiento y ablandamiento, b) Modelo constitutivo de Ramberg – Osgood

En esta tesis, todos los análisis dinámicos no lineales se llevan a cabo utilizando el modelo constitutivo de Takeda modificado. Por otra parte, cuando se calcula la matriz de amortiguamiento usando el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh, que se mostró en la Figura 4.14, es necesario conocer la matriz de rigidez. El programa ETABS permite calcular la matriz de amortiguamiento a partir de la matriz de rigidez tangente y la matriz de masas del sistema.

4.3.4.2. MÉTODO DE LA ACELERACIÓN PROMEDIO CONSTANTE CON LA ITERACIÓN DE NEWTON-RAPHSON

Los métodos del dominio en la frecuencia, la integral de Duhamel y la solución clásica para determinar la solución de la ecuación de movimiento, se limitan a los sistemas lineales y no es posible considerar el comportamiento inelástico esperado de las estructuras durante sismos si el movimiento del terreno es intenso (Chopra, 2014). El único enfoque práctico para tales sistemas abarca los métodos numéricos paso a paso en el dominio del tiempo, estos métodos también son útiles para evaluar la respuesta de los sistemas lineales ante una excitación [la fuerza aplicada $p(t)$ o el movimiento del terreno $\ddot{u}_g(t)$] que es demasiado complicada como para definirse de manera analítica y se describe sólo en forma numérica (Chopra, 2014).

En 1959, Newmark desarrollo una familia de métodos paso a paso en el tiempo, basándose en las siguientes ecuaciones:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma\Delta t) \ddot{u}_{i+1} \quad (4.24)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2] \ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1} \quad (4.25)$$

Los parámetros β y γ definen la variación de la aceleración durante un paso de tiempo y determinan las características de estabilidad y precisión del método. La selección de γ es de $\frac{1}{2}$, y $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$. Estas dos ecuaciones, en combinación con la ecuación de equilibrio, al final del paso del tiempo, proporcionan las bases para calcular u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} , \ddot{u}_{i+1} en el tiempo $i + 1$ a partir de u_i , \dot{u}_i , \ddot{u}_i conocidas en el tiempo i . Este método determina la respuesta del sistema en el tiempo $i + 1$ a partir de las condiciones de equilibrio en el tiempo $i + 1$. Como la fuerza restauradora $f_s(i + 1)$ es una función implícita no lineal de la incógnita u_{i+1} , este método requiere la realización de iteraciones. Resulta instructivo desarrollar primero la iteración con el método de Newton-Raphson para el análisis estático de un sistema no lineal, una vez realizadas las iteraciones, se incluyen la inercia y los términos de amortiguamiento en la ecuación de movimiento, finalmente se procede al cálculo de la respuesta dinámica del sistema mediante el método de aceleración promedio constante de Newmark. En la Figura 4.16, se presenta el algoritmo utilizado para el cálculo de la respuesta dinámica no lineal en el dominio del tiempo. Cabe mencionar que el desarrollo de dicho algoritmo no se presenta en este trabajo, por lo cual se sugiere al lector consultar biografía especializada en el tema (Chopra 2014).

Por otra parte, se recurrió al método de aceleración promedio constante con la iteración de Newton-Raphson por dos motivos. El primero, el método es incondicionalmente estable, lo que significa que para cualquier intervalo de tiempo en la aceleración sísmica, la respuesta dinámica del sistema no se desestabiliza, y la segunda se debe a que el software utilizado para el cálculo de la respuesta dinámica cuenta con dicho algoritmo.

1.0 Cálculos iniciales.

1.1 Determinación del estado: $(f_s)_o$ y $(K_T)_o$

$$1.2 \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u} - (f_s)_o}{m}$$

1.3 Seleccione Δt .

2.0 Cálculos para cada instante de tiempo, $i = 1, 2, \dots$

2.1 Inicialice $j = 1$, $u_{i+1}^{(j)} = u_i$, $(f_s)_{i+1}^{(j)} = (f_s)_i$, $(K_T)_{i+1}^{(j)} = (K_T)_i$.

$$2.2 \hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + \left[\frac{4m}{\Delta t^2} + \frac{2c}{\Delta t} \right] u_i + \left[\frac{4m}{\Delta t} + c \right] \dot{u}_i + m\ddot{u}_i$$

3.0 Para cada iteración, $j = 1, 2, \dots$

$$3.1 \hat{R}_{i+1}^{(j)} = \hat{p}_{i+1} - (f_s)_{i+1}^{(j)} - \left[\frac{4m}{\Delta t^2} + \frac{2c}{\Delta t} \right] u_{i+1}^{(j)}$$

3.2 Verifique la convergencia: si los criterios de aceptación no se cumplen realice los pasos 3.3 a 3.7, de lo contrario, omita estos pasos y vaya al paso 4.

$$3.3 (\hat{K}_T)_{i+1}^{(j)} = (K_T)_{i+1}^{(j)} + \left[\frac{4m}{\Delta t^2} + \frac{2c}{\Delta t} \right]$$

$$3.4 \Delta u^{(j)} = \hat{R}_{i+1}^{(j)} \div (\hat{K}_T)_{i+1}^{(j)}$$

$$3.5 u_{i+1}^{(j+1)} = u_{i+1}^{(j)} + \Delta u^{(j)}$$

3.6 Determinación del estado $(f_s)_{i+1}^{(j+1)}$ y $(K_T)_{i+1}^{(j+1)}$

Reemplace j por $j + 1$ y repita los pasos 3.1 a 3.6; indique el valor final como u_{i+1} .

4.0 Cálculos de la velocidad y la aceleración

$$4.1 \dot{u}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t} (u_{i+1} - u_i) - \dot{u}_i$$

$$4.2 \ddot{u}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{4}{\Delta t} \dot{u}_i - \ddot{u}_i$$

5.0 Repetición para el siguiente paso. Reemplace i por $i + 1$ y aplique los pasos 2 a 4 para el siguiente paso de tiempo.

Figura 4.16. Método de Newmark; aceleración promedio constante con la iteración de Newton-Raphson (tomado de Chopra, 2014)

4.3.4.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PROBABILÍSTICO

Actualmente, el reglamento de construcciones del D.F., considera el uso de factores de carga y de reducción de resistencia para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas y en la resistencia de los elementos estructurales, con la finalidad de reducir la probabilidad de falla estructural en el diseño, sin embargo cuando surge la necesidad de realizar una estimación de daños en la estructura, ya sean antes o después del evento sísmico, es necesario considerar aspectos como la variabilidad de la resistencia en los elementos estructurales, una forma adecuada de tomar en cuenta estos aspectos, es mediante el uso de la evaluación probabilística de la respuesta sísmica.

La respuesta dinámica del sistema sujeta a una acción sísmica, depende de las cargas que lo excitan y de sus propiedades dinámicas básicas (masa, amortiguamiento y rigidez), para fines de este trabajo se considera únicamente la variabilidad en los parámetros que afectan directamente a la rigidez del sistema y la señal sísmica. Algunas técnicas que permiten considerar la incertidumbre o variabilidad en las propiedades dinámicas básicas son: el Método de Simulación de Montecarlo, a pesar de que es el método que presenta la mejor aproximación, tiene la desventaja de que es aplicable a sistemas relativamente pequeños, hay que realizar un número elevado de simulaciones y es costoso computacionalmente. Una alternativa es el Método de los Estimadores Puntuales (MEP), es aplicable a cualquier sistema estructural, requiere de un número mucho menor de simulaciones, el esfuerzo computacional es reducido y muestra resultados confiables. En la Figura 4.17, se muestra la aplicación del método de los estimadores puntuales (MEP).

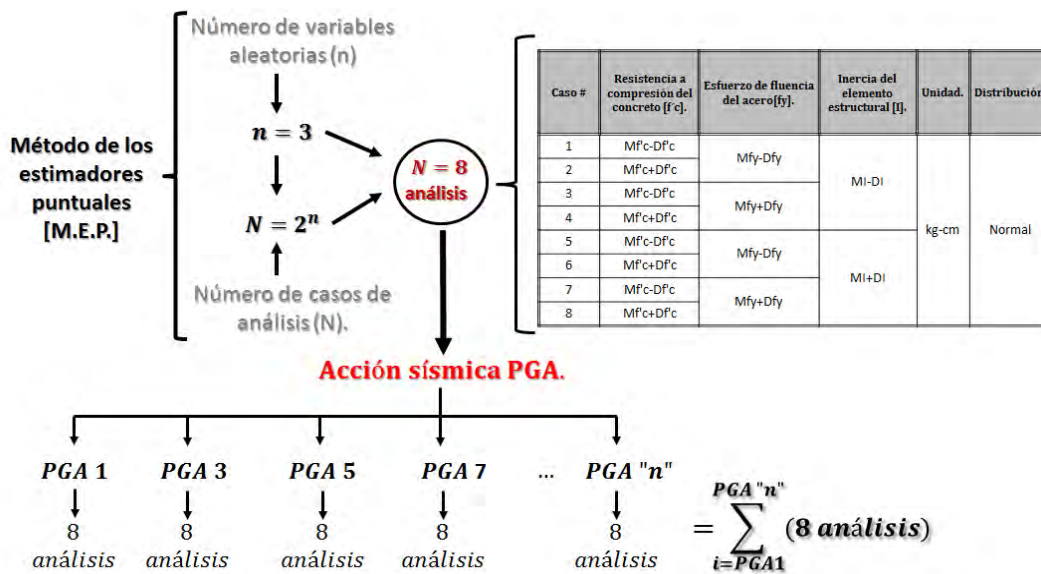


Figura 4.17. Aplicación de los estimadores puntuales para el cálculo de respuesta dinámica no lineal probabilística (adaptado de Rojas, 2010)

Capítulo 5

Calibración y aplicación de la metodología

4.4. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los modelos que fueron la base para generar curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño, particularmente se hace énfasis en las técnicas de modelado en software estructural de análisis lineal y no lineal (ETABS - 13). Se incluyen calibraciones para dichos análisis, con la finalidad de obtener valores congruentes que sean representativos del daño y la respuesta estructural, finalmente la metodología se aplica a una estructura de mediana altura, la cual se encuentra ubicada en la zona de la Colonia Roma, Ciudad de México.

4.5. MODELOS LINEALES

Se realizó un modelo tridimensional cuya finalidad fue utilizar adecuadamente las hipótesis del análisis estructural y los tipos de elementos que emplea el software para el cálculo de la respuesta estática y dinámica de la estructura.

Este modelo consistió en un sistema de tres grados de libertad dinámicos. Por simplificación y para fines de comprobación (2 traslacionales y un rotacional), es estructurado con base en muros y marcos de concreto reforzado. Para el análisis se consideran que los elementos son axialmente rígidos, sin deformaciones por cortante y conexiones rígidas. Las masas del sistema se encuentran concentradas en el centro geométrico de la planta, caracterizado por un diafragma rígido. En tanto a la representación de vigas y columnas, se consideran elementos tipo *marco*, elementos tipo *cascarás* para muros y elementos tipo membrana para el sistema de piso, Figura 5.1.

El modelo está constituido por marcos y muros de concreto reforzado, cuyas características geométricas y de material se muestran a continuación:

Tabla 5.1 Definición de dimensiones y resistencia de los elementos estructurales

Elemento	Dimensiones (cm)	f'c (kg/cm ²)	E (ton/cm ²)
Columnas	40 X 60	250	126
Vigas	40 X 60	250	126
Muro	15	250	126

donde:

f'c = resistencia a compresión del concreto, y
E = módulo de elasticidad del concreto.

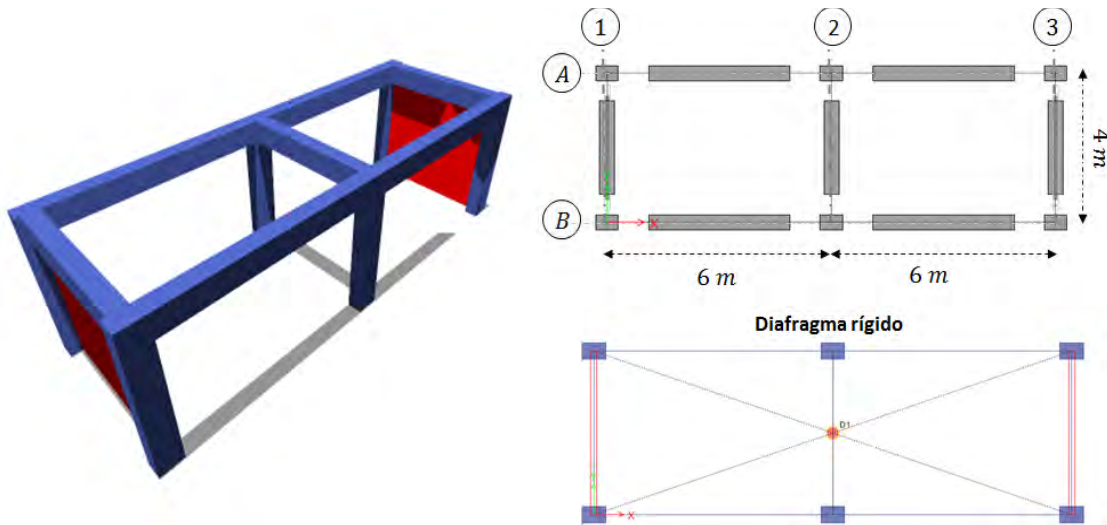


Figura 5.1. Modelo tridimensional y definición del diafragma de piso

La altura de entrepiso es de 4m y se consideró que la carga muerta más carga viva es de 50 ton.

4.5.1. Análisis

Los análisis dinámico modal espectral y sísmico estático se realizaron empleando el software estructural de análisis; ETABS 2013. La comprobación se realizó mediante hojas de cálculo de Excel y Mathcad. El modelo se analizó de acuerdo en lo estipulado en las normas técnicas de diseño por sismo del Distrito Federal 2004 (NTCDS – 2004), por lo que el espectro de diseño por sismo utilizado es; para zona de terreno blando (zona IIIB), Figura 5.2.

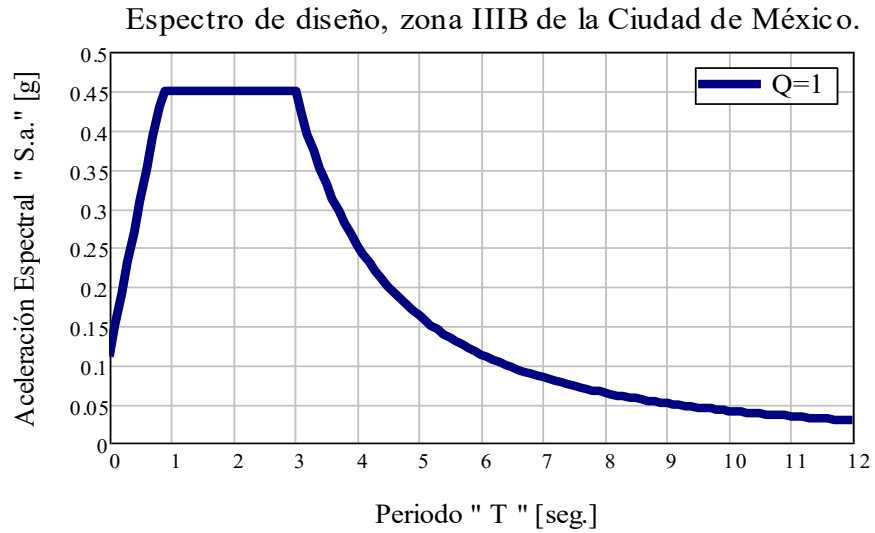


Figura 5.2. Definición del espectro elástico de diseño para la zona IIIB

Para el desarrollo del análisis estático, primero se determinó las fuerzas sísmicas y cortantes de diseño. Posteriormente, para el cálculo del periodo fundamental de la estructura, se estimó la rigidez lateral en las direcciones ortogonales mediante sub-estructuración y condensación estática, Figura 5.3. Los cálculos del periodo fundamental y fuerzas sísmicas en las direcciones ortogonales se muestran en la Tabla 5.2.

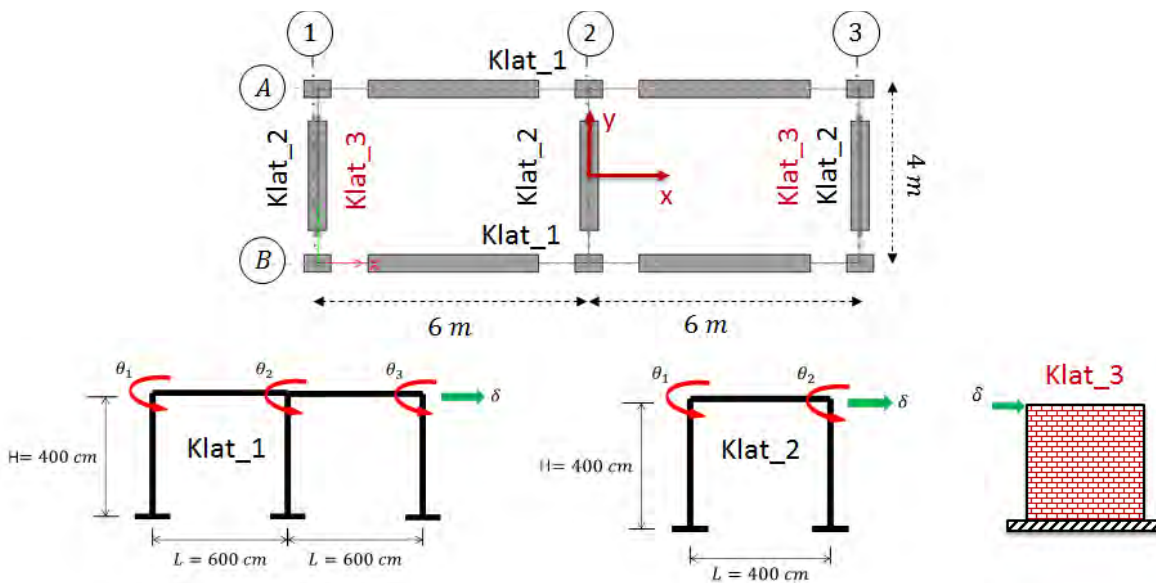


Figura 5.3. Determinación de la rigidez lateral mediante sub-estructuración y condensación estática

Tabla 5.2 Definición del periodo de vibrar de la estructura

Dirección	W (Ton)	h (cm)	W*h (Ton*cm)	F = Vb (Ton)	K (Ton/cm)	Δ (cm)	W*Δ ² (Ton*cm ²)	F*Δ (Ton*cm)	T (seg.)
X	50	400	20000	22.5	67	0.336	5.639	7.556	0.173
Y	50	400	20000	22.5	1290	0.017	0.015	0.392	0.039

donde:

- X = dirección en lado largo de la estructura,
- Y = dirección en lado corto de la estructura,
- W = peso en el sistema de piso,
- H = altura de entrepiso de la estructura,
- F = fuerza sísmica en el sistema de piso,
- Vb = cortante basal en la estructura,
- K = rigidez lateral de la estructura,
- Δ = esplazamiento lateral de la estructura, y
- T = periodo fundamental de vibración de la estructura.

En tanto a la determinación de las fuerzas sísmicas y formas modales para el análisis modal espectral, se determinó la rigidez torsional y su contribución a la rigidez lateral de la siguiente forma (Tena 2007):

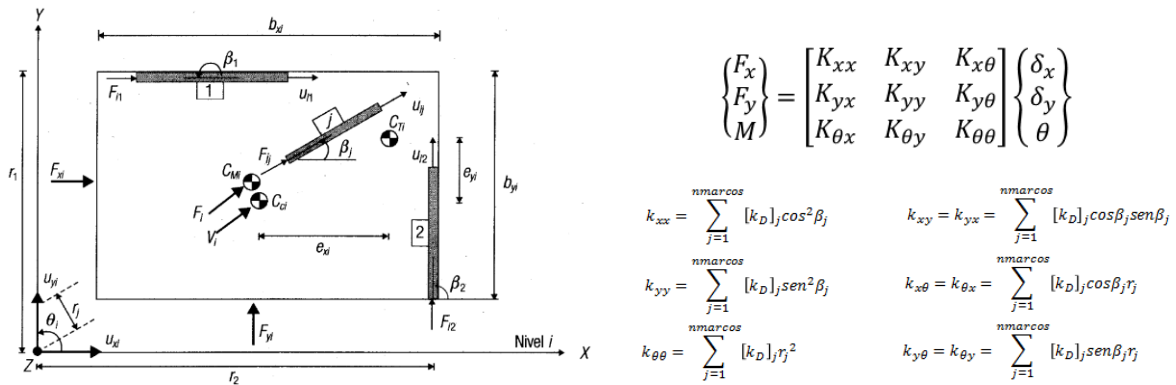


Figura 5.4. Formulación de la rigidez lateral y torsional en estructuras tridimensionales (Tena, 2007)

Conociendo los valores de la matriz de rigidez global y de masas, es posible determinar los periodos de vibrar en las dos direcciones ortogonales, y el rotacional. Una vez definido el espectro de diseño, se prosiguió al cálculo de los desplazamientos, fuerzas sísmicas, distribución de cortantes y elementos mecánicos, el desarrollo completo del análisis se presenta en el apéndice B.

A partir de los análisis modal espectral y estático del modelo 3D, se prosiguió a la comprobación mediante el uso del software estructural ETABS 2013, determinando; periodos de vibración, fuerzas sísmicas y desplazamientos, Figura 5. y 5.5 respectivamente.

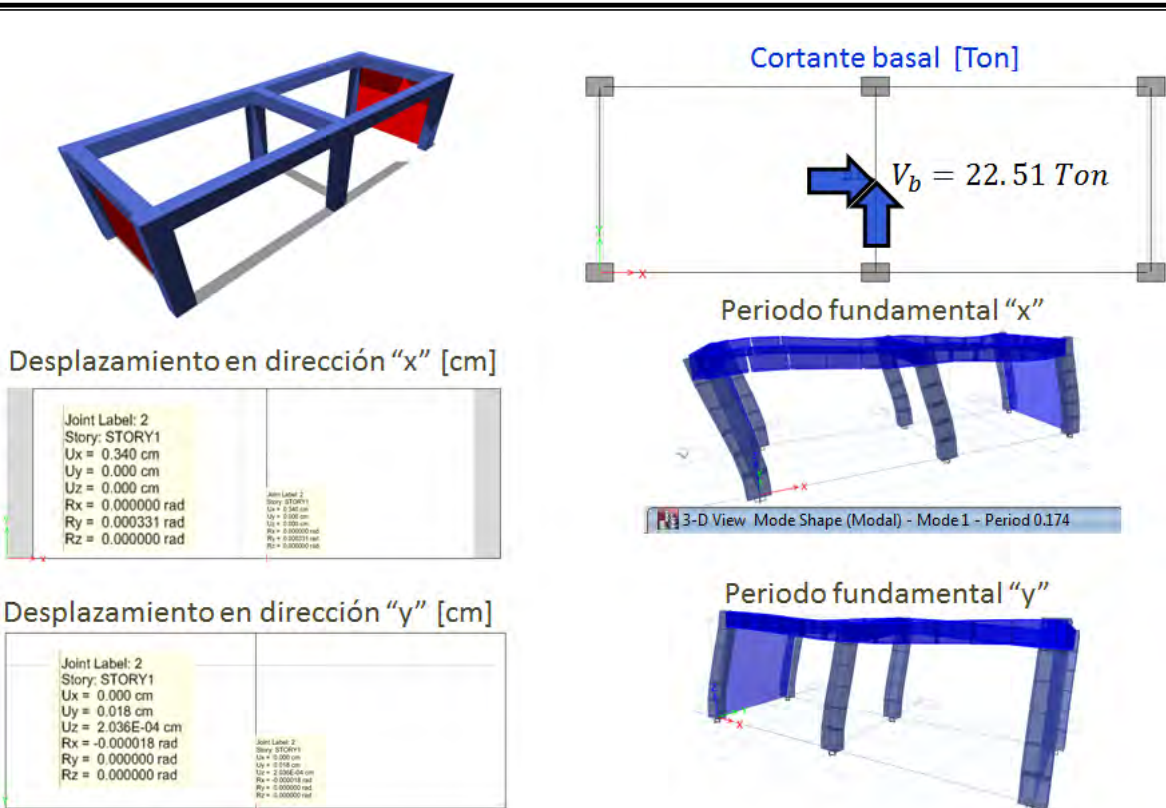


Figura 5.5. Análisis Estático, empleando es software estructural ETABS-2013

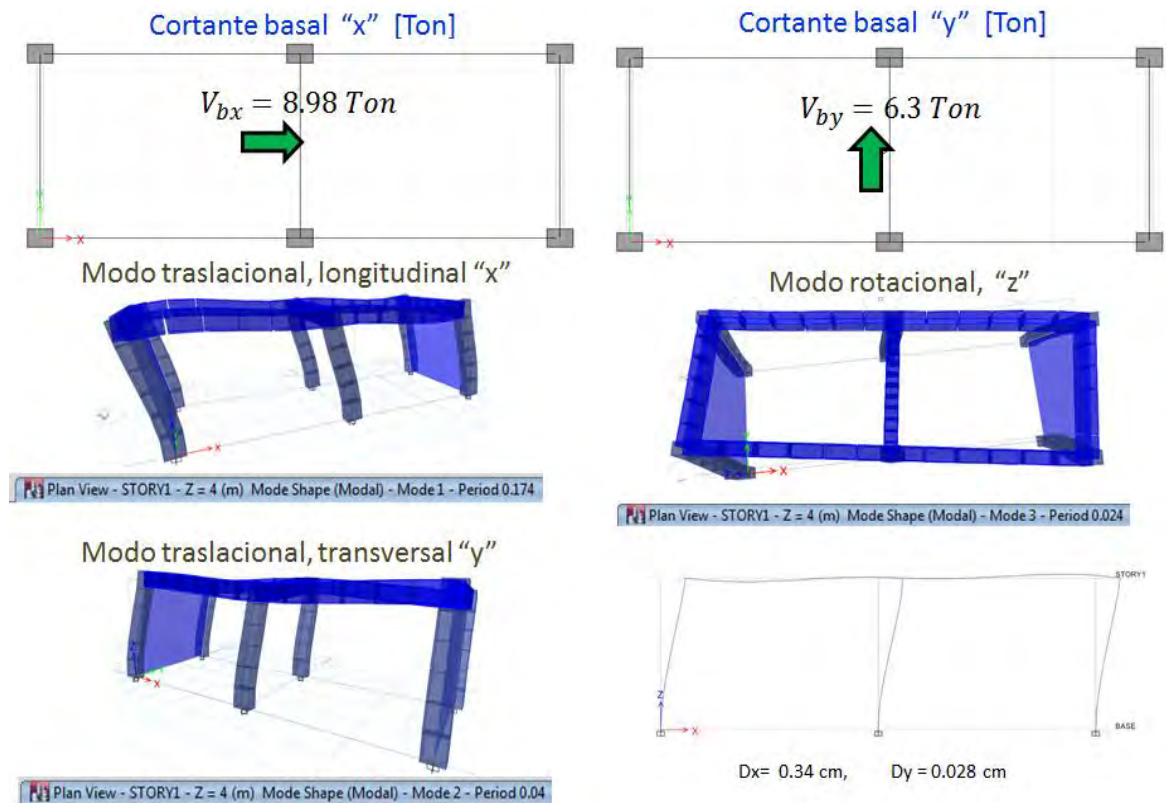


Figura 5.6. Análisis Modal Espectral empleando es software estructural ETABS-2013

Como se observar en la Figura 5., se muestran los resultados de la calibración del modelo elástico tridimensional. Los resultados se expresan en términos de las fuerzas sísmicas de diseño y los correspondientes modos de vibrar, por lo que se llega a la conclusión, de que el tipo de elementos utilizados en el análisis y las consideraciones del modelado son las adecuadas para el modelado de estructuras. Sin embargo el programa presenta algunas limitaciones con respecto a la distribución de cargas (Meli, 2011), puesto que únicamente se concibe al sistema de piso trabajar en 2 dirección y cuando se requiere modelar un sistema de piso que trabaja en una dirección (p. e. vigueta bovedilla), la distribución de carga resulta ser inadecuada (Figura 5.).

Por otra parte, el uso de elemento membrana en la distribución de cargas es adecuado cuando se cuanta con tableros de cuatro lados, mientras que para tableros con 3 lados o más de 5 lados, lo más conveniente es trabajar elementos tipo Shell, pues la distribución de cargas es más certera y además toma una gran importancia a la contribución de la respuesta dinámica del sistema dado, debido que se hacen participar todos los grados de libertad de la losa en la matriz de rigidez global.

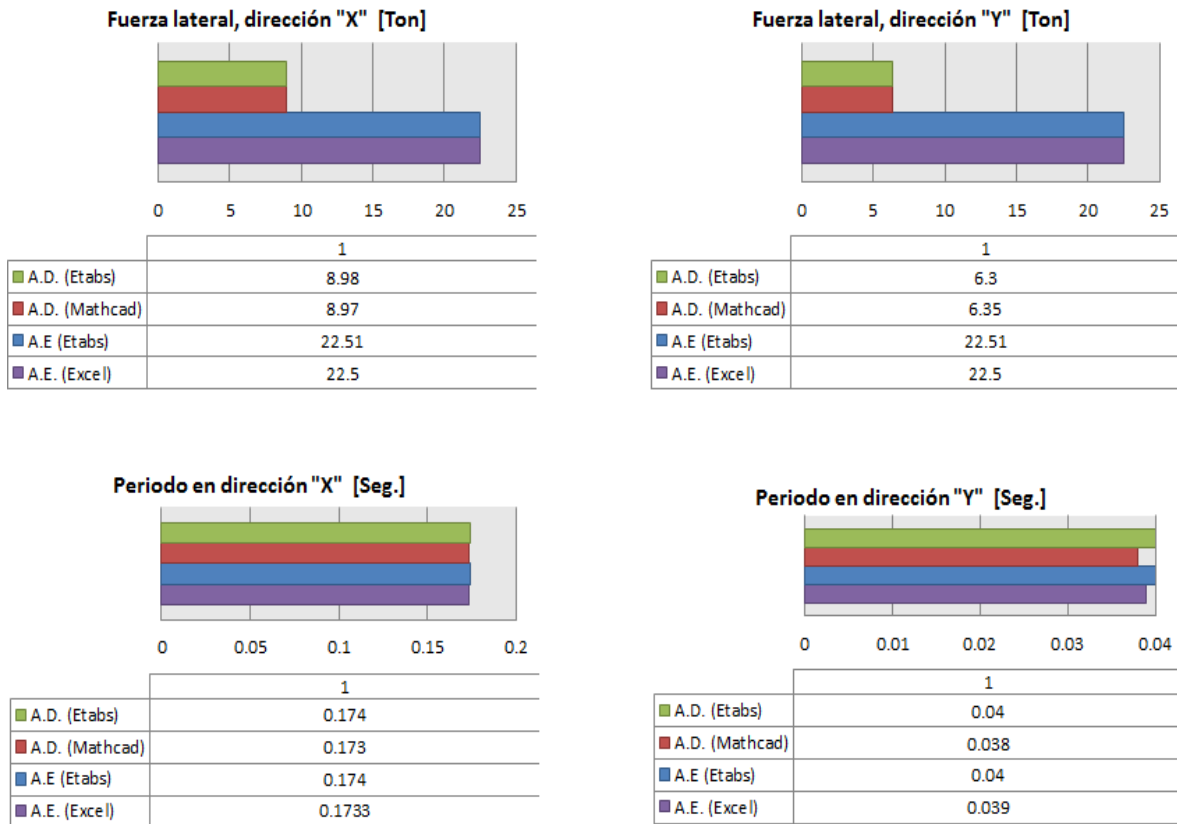


Figura 5.7. Comparación de fuerzas y periodos de vibrar

4.5.2. Diafragma de piso

La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Es casi siempre necesario que cumplan además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual deben formar un diafragma con alta rigidez (Meli 2011).

En los últimos años, diversos estudios sobre evaluación sismorresistente aplicados a estructuras de la Ciudad de México, han demostrado que un gran número de estructuras no cuentan con sistemas de piso que garanticen una elevada rigidez dentro y fuera de su plano (Tena et al., 2013), pues la estructuración de estas edificaciones han sido concebidas por medio de losas planas aligeradas, losas tipo sándwich, sistemas prefabricados como vigas “T” o doble T, así como viguetas bovedilla, entre otros, por lo que se cuestiona sumamente la distribución de fuerzas sísmicas hacia los elementos verticales.

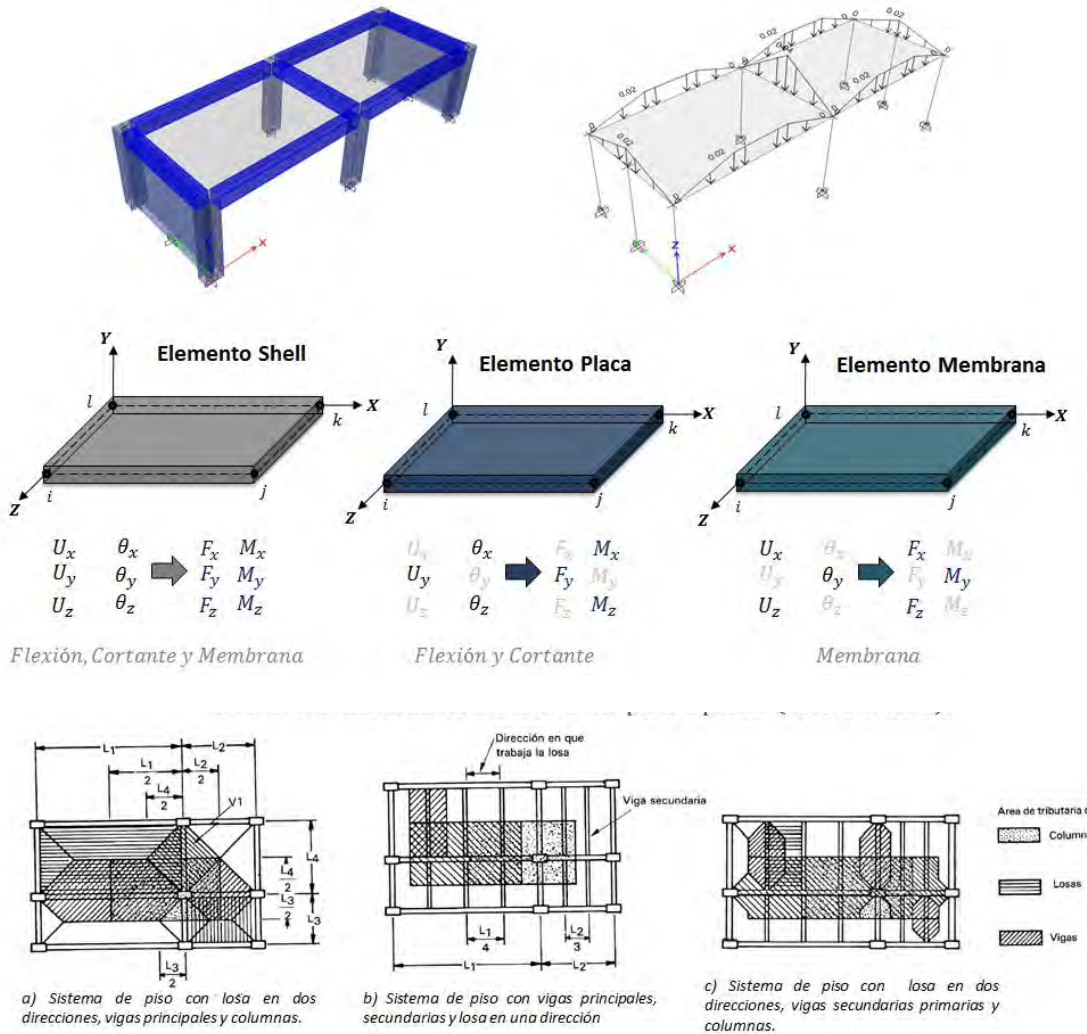


Figura 5.8. Elementos y distribuciones de carga utilizados en sistemas de piso de edificaciones (figura inferior adaptada de Meli, 2011)

La preocupación de este tipo de estudios radica principalmente en que en el análisis tridimensional de estructuras no se reflexiona adecuadamente sobre el sistema de piso empleado, ni mucho menos en su modelado, pues generalmente el modelado del diafragma se representa en la mayoría de los casos, como si fuese rígido en su plano.

Las consecuencias sobre el modelado del diafragma rígido en estructuras que no lo presentan son; el incremento sustancial del nivel de esfuerzo en elementos verticales, las deformaciones laterales a flexión y torsión en vigas principalmente perimetrales y esfuerzos de tensión y compresión en el plano de la losa, dicha descripción es a lo que se le contribuye, a la flexibilidad del diafragma, esta condición disminuye la capacidad global ante cargas laterales de la estructura.

En la Figura 5. se muestra gráficamente la hipótesis del diafragma de piso; en el lado izquierdo se considera que la estructura posee un diafragma rígido y en la derecha un diafragma flexible. En el primer caso, se observa claramente que la fuerza sísmica se concentra en el centro de masas del sistema de piso en cuestión (3 grados de libertad dinámicos; 2 traslacionales y 1 rotacional), mientras que para el diafragma flexible, la suposición de la concentración de la masa no prevalece, puesto que existe una distribución de masas en dicho piso, debido a ello participan los 6 grados de libertad dinámicos (3 traslacionales y 3 rotacionales), por lo que la fuerza sísmica se distribuye proporcionalmente a las masas, en otras palabras, para aquellos elementos verticales con mayor contribución de masa por parte del sistema de piso, resultaran ser los más desfavorables (incremento sustancial de esfuerzos).

Por otra parte, se revisó el nivel de deformación en los sistema de piso, se observa claramente que la hipótesis del diagrama rígido se cumple, puesto que tiene movimientos de cuerpo rígido y el nivel de deformación demandado para todos los elementos verticales permanece constante, sin embargo, cuando de analiza la participación del diafragma flexible, para los elementos verticales extremos las deformaciones son mínimas y constantes, mientras que para los elementos centrales se amplifica drásticamente el nivel de deformación, Figura 5..

De acuerdo a lo descrito anteriormente, cuando se presentan diafragmas flexibles, resulta inevitable la participación de las vigas en el plano de la losa, a partir del análisis no lineal del modelo en cuestión, se confirma que cuando se cuentan con diafragmas rígidos, las vigas no trabajan en el plano de la losa. Caso contrario, en la flexibilidad de diafragma se observa claramente la evolución de pérdida de rigidez angular en vigas (formación de articulaciones plásticas, modelado no lineal del material), los círculos en diferentes colores, representan en nivel de daño en el elemento estructural en cuestión.

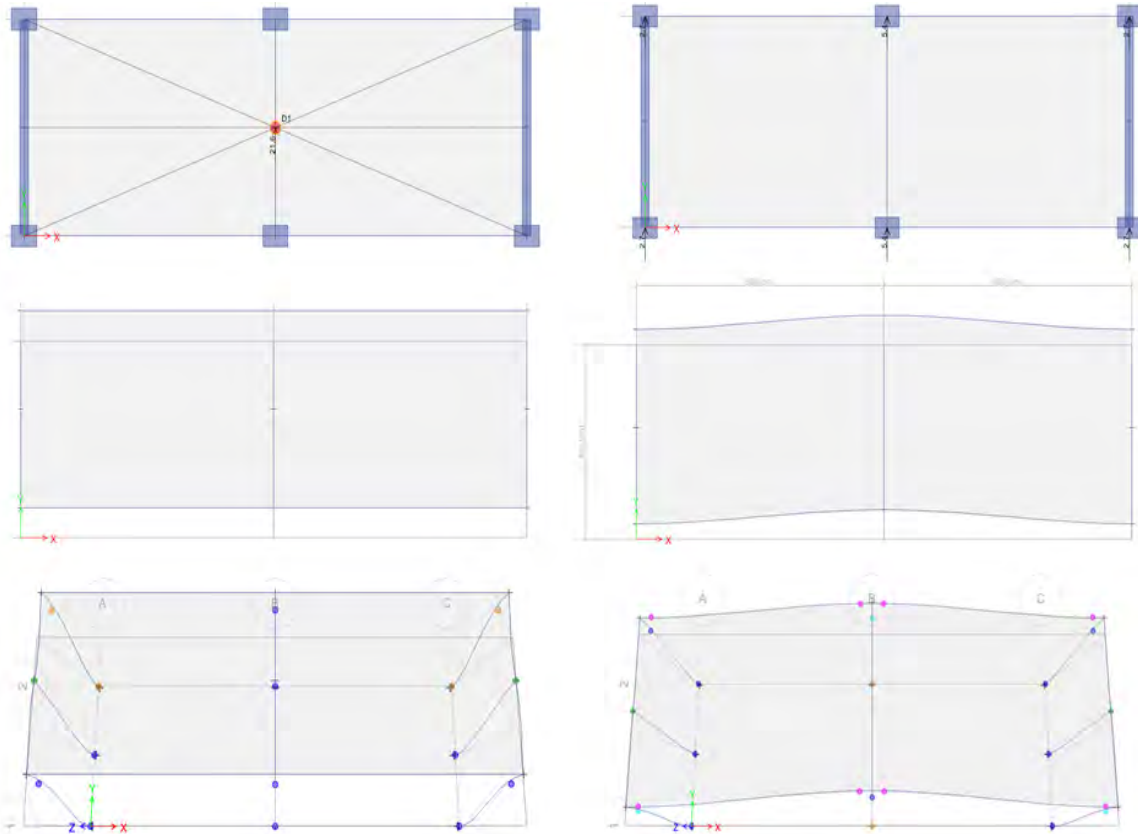


Figura 5.9. Distribución de carga, configuración deformada y mapeo de daño en estructuras con diafragma rígido y semirrígido

Estudios realizados por Tena-Colunga y Abrams en 1996, concluyen que la condición de diafragma rígido o flexible de un sistema de piso ante cargas laterales depende de varios factores, entre los que se encuentran; a) Espesor y materiales del sistema de piso, b) Condiciones de apoyo y c) Relación de aspecto, dado lo anterior, resulta inaceptable seguir modelando estructuras con el supuesto de un diafragma rígido, aun, cuando en la actualidad se cuentan con softwares especializados de análisis estructural que permiten incluir dichos efectos (Tena 2007).

El uso de sistemas de piso con poca rigidez en el plano, disminuyen los efectos de torsión en edificios, debido a que se contrarrestan momentos torsionantes en planta (Tena et al. 2013). En la Figura 5., se muestran 2 modelos con irregularidad en planta que fueron analizados, dichos modelos están constituidos por marcos de concreto reforzado con ductilidad moderada. Se emplearon sistemas de piso flexible y rígido. Las conclusiones obtenidas fueron las siguientes; los resultados de la flexibilidad del diafragma, muestran una reducción importante en los efectos de torsión versus a un piso rígido, mientras que cuando el comportamiento de piso es como cuerpo rígido, se observa notablemente un incremento en el nivel de esfuerzo y deformación en elementos verticales, por lo que la geometría en planta juega un papel importante en la definición del sistema de piso.

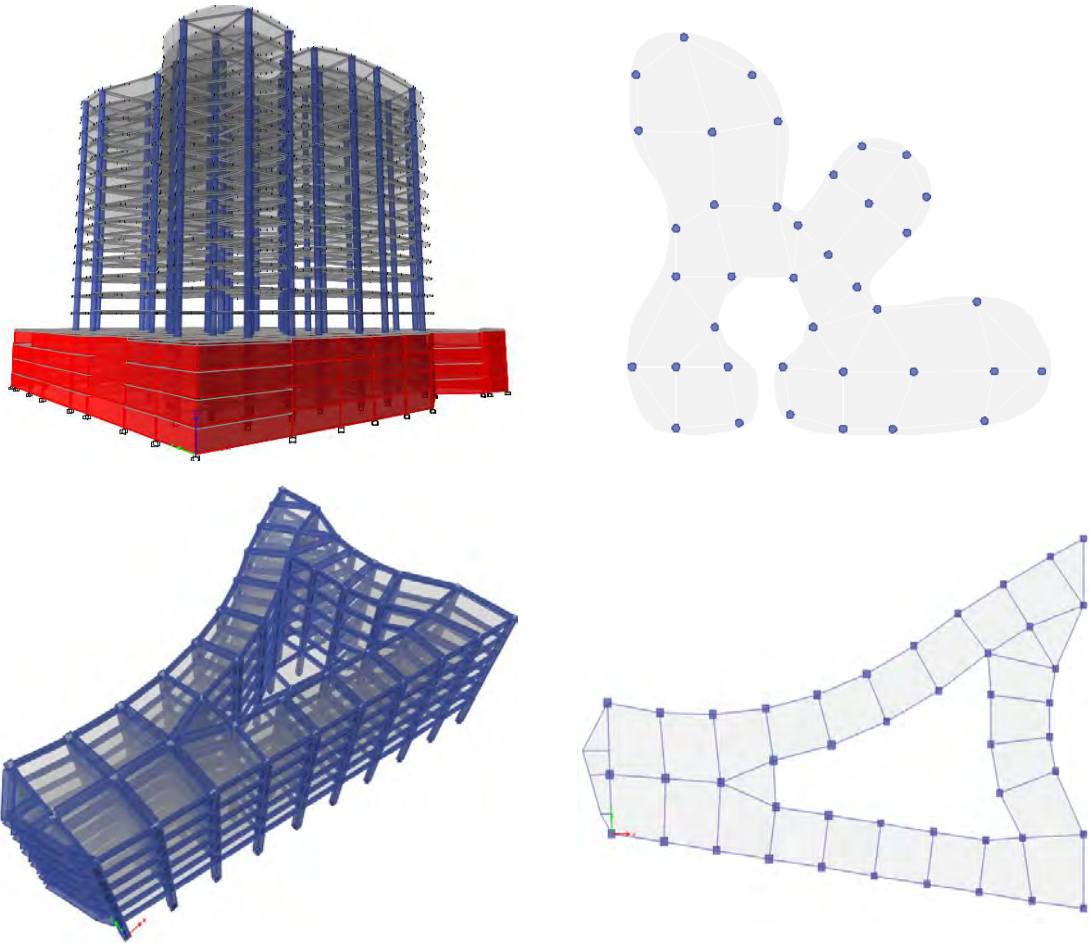


Figura 5.10. Diafragma rígido v/s flexible, en modelos estructurales con irregularidad en planta

4.6.MODELOS NO LINEALES

Los modelos ocupados en este apartado fueron 3, dos marcos y un muro de concreto reforzado, el objetivo principal como se ha venido mencionando, es analizar y utilizar las herramientas empleadas que propone ETABS, sobre todo el modelado no lineal de estructuras, dado que existe programas especializados en Análisis no Lineal por ejemplo; Drain, Open Sees , Ruamoko entre otros, cuentan con una fuerte limitación, puesto que el proceso de modelado se realiza mediante la inducción de código, resulta ser impráctico pretender modelar estructuras tridimensionales con diversos elementos e irregularidades geométricas de la estructura. Por tal motivo, el uso de estos tres modelos tipo servirán como calibración para una estructura tridimensional real. Las calibraciones se realizaron por una parte, utilizando los programas de análisis no lineal Drain y Open Sees y, por otra, mediante programación en hojas de cálculo en Mathcad.

4.6.1. Análisis Estático no lineal (Push – Over); Marco de acero y muro de concreto reforzado

La técnica del push-over, consiste en aplicar a la estructura cargas estáticas monotónicas (sin ninguna disminución, la carga aumenta continuamente), en forma incremental hasta llevar a la estructura al colapso. ETABS non-lineal, está basado en los lineamientos que propone FEMA 356, para la evaluación de los estados límites de daño en función de su desempeño estructural (diseño por desempeño). El comportamiento no lineal de los elementos estructurales, ETABS, cuenta con dos técnicas para representar el daño, el primero es a través de modelos de plasticidad concentrada y el segundo por medio de plasticidad distribuida (Figura 5.). Por lo general, cuando se trata de modelar el comportamiento no lineal de elementos tipo *frame* y *brace* (viga, columnas y elementos cargados axialmente), ETABS únicamente permite representar su comportamiento inelástico por medio de rótulas plásticas (Plasticidad concentrada), mientras que para elementos tipo área; Shell y placas (muros y sistemas de piso), se consideran modelos de plasticidad distribuida, no obstante para este mismo tipo de elementos pueden realizarse modelos equivalente, por ejemplo para losas y muros, vigas y columnas anchas con plasticidad concentrada respectivamente, cabe mencionar que el uso de un modelo u otro dependerá principalmente de las características del modelo estructural que se requiera analizar.

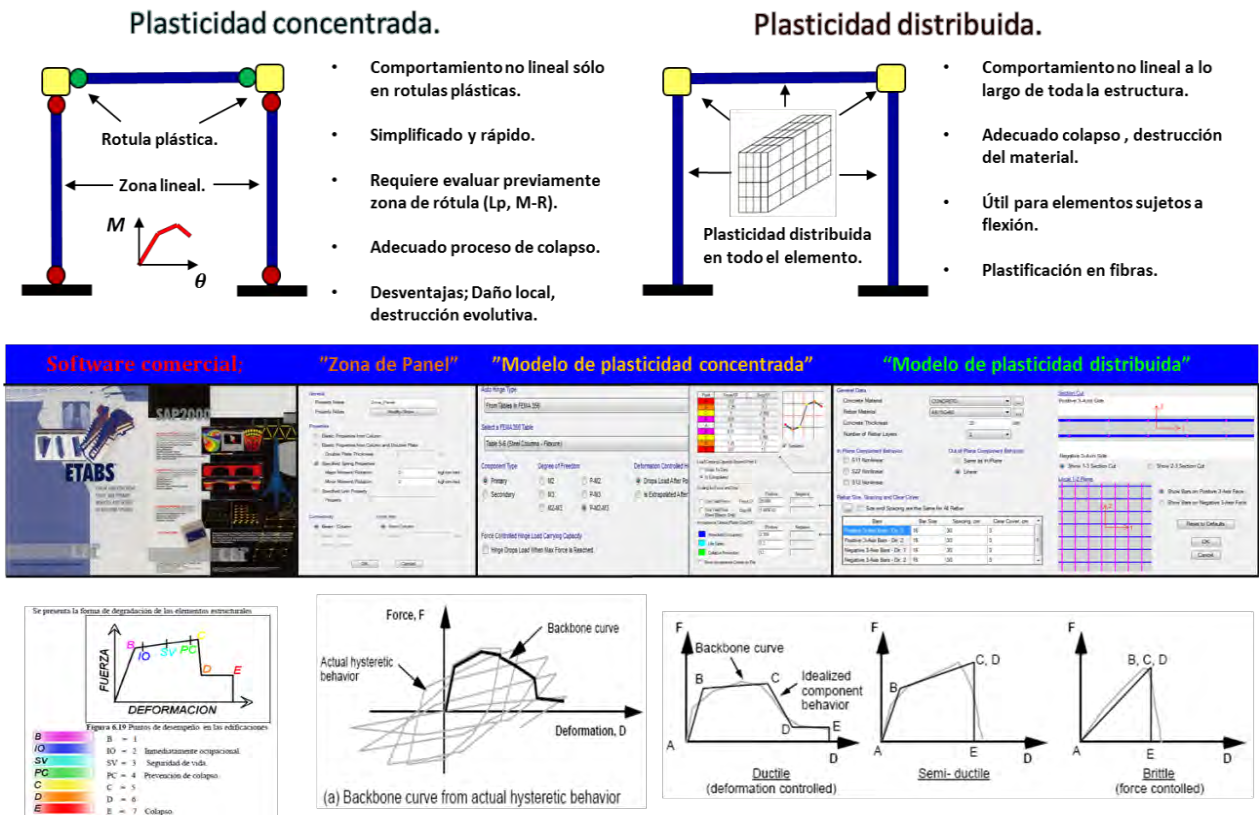


Figura 5.11. Modelos de plasticidad distribuida y concentrada para la representación del comportamiento inelástico de los elementos estructurales utilizados por ETABS non-lineal

El modelo propuesto para la calibración del análisis estático no lineal, consiste en un marco de acero estructural A-36. Por simplicidad, se despreciaron las deformaciones por cortante, se consideró que las columnas y vigas contaban con momentos plásticos de 500 y 800 kip-in, respectivamente (Figura 5.). Inicialmente se desarrolló un programa en Mathcad para la determinación de la curva de capacidad (cortante v/s desplazamiento)

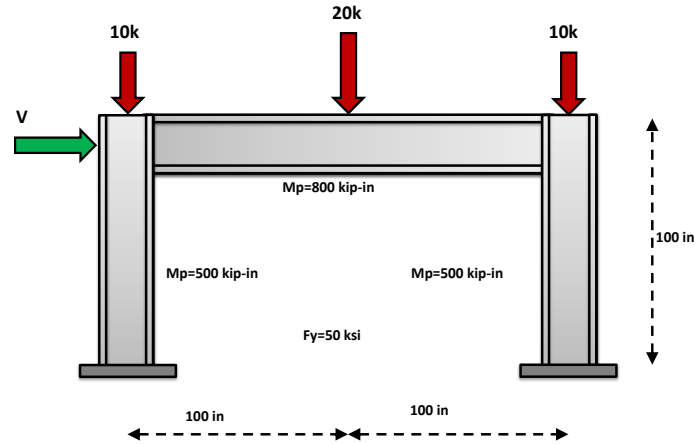


Figura 5.12. Marco de acero estructural, utilizado en la calibración del análisis no lineal

En la Figura 5. se muestra la matriz de rigideces utilizada en el análisis no lineal. Únicamente se consideró la degradación de la rigidez angular, así como un porcentaje de la rigidez efectiva para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación en el acero. La solución del análisis no lineal del marco consistió en un análisis incremental (evento a evento), lo que significa que, una vez alcanzado el esfuerzo máximo a flexión en alguna zona del elemento estructural, se genera una articulación plástica (primer evento). Una vez que se pierde rigidez angular en el elemento estructural, los esfuerzos se redistribuyen y la matriz de rigidez global se modifica. El desarrollo del análisis finaliza cuando el marco se vuelve inestable y la matriz de rigidez es singular.

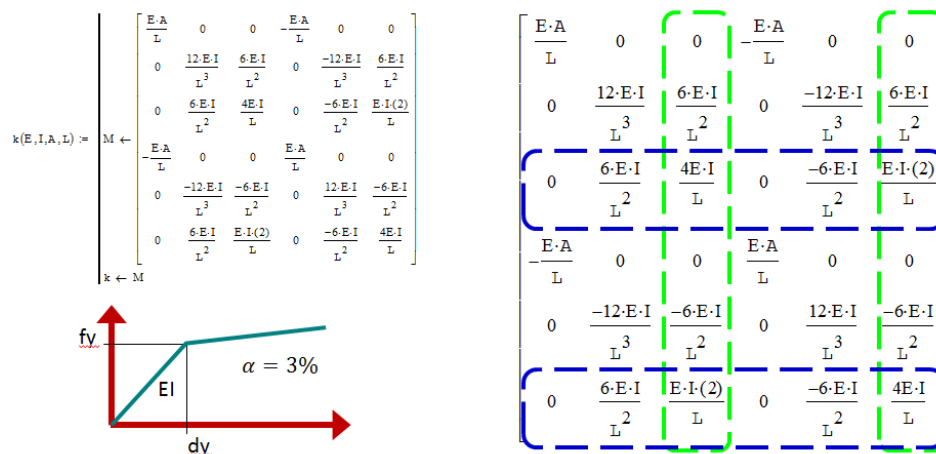


Figura 5.13. Matriz de rigideces y porcentaje de la rigidez pos-fluencia de los elementos empleados en el modelo estructural para la calibración del análisis no lineal

La Figura 5., muestra los esfuerzos alcanzados en los elementos estructurales del marco para los dos primeros eventos así como la curva de capacidad global en la estructura, cabe mencionar que para esta primera calibración, se consideró el efecto del $P-\Delta$ mediante la matriz de rigidez geométrica por lo que los resultados fueron satisfactorios.

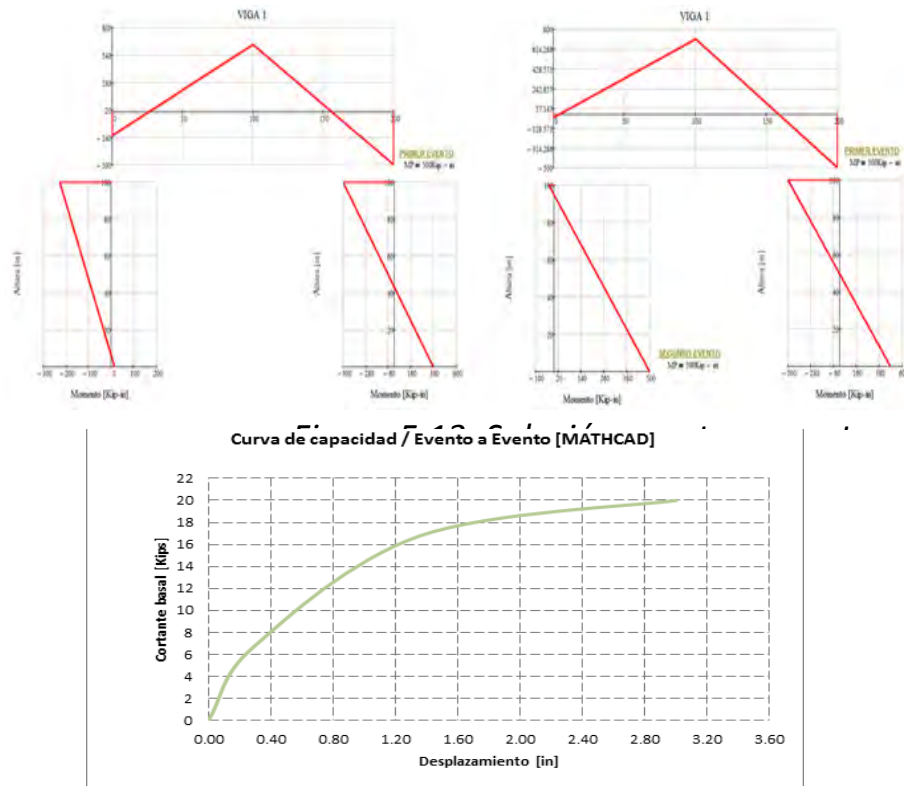


Figura 5.14. Solución evento a evento y curva de capacidad global

Todos los programas de cómputo empleados para efectuar análisis no lineal (DRAIN 2D, 2DX y 3DX (Powel, 1993), RUAMOKO (Carr 1996), DYNDIR (Guillies 1979), OPEN SEES y otros), se basan en la formulación matemática de elementos con relaciones constitutivas no lineales, por medio de las cuales es posible obtener una respuesta adecuada de los elementos componentes de una estructura, así como la caracterización del comportamiento no lineal de la estructura global a través de una combinación entre los mismos.

A continuación se presentan algunos modelos expuestos en DRAIN (Powell, 1993), muchos de los elementos de estos programas con pequeñas modificaciones son empleados en programas de análisis no lineal.

El más sencillo de estos elementos está diseñado para resistir únicamente fuerza axial de tensión o compresión, adecuados para modelos de puntal-tensor, por lo que su relación constitutiva (carga – deformación) es uniaxial, relacionando la fuerza axial con la deformación axial; por medio de este tipo de elemento es posible modelar los componentes

de una armadura, una columna simple o un resorte de apoyo. En este caso, el DRAIN cuenta con el ELEMENTO 01 (Powell 1993) o elemento armadura.

Los elementos Viga – Columna, que son mucho más complejos que el visto anteriormente, debido entre otras cosas, a que utilizan en el análisis una relación multiaxial, tienen comportamiento no lineal tanto en la longitud como en el peralte, así como que las cargas pueden estar aplicadas en cualquier punto del miembro. Por supuesto que un análisis en 3D resulta ser aún más complicado. El ELEMENTO 02, Figura 5. y Figura 5., cuenta con dos subelementos vigas colocadas paralelamente una con respecto a la otra, por medio de este se permite tomar en cuenta la deformación de endurecimiento por flexión, al combinar un elemento elástico lineal con un elemento elastoplástico que fluye ante un momento flector constante.

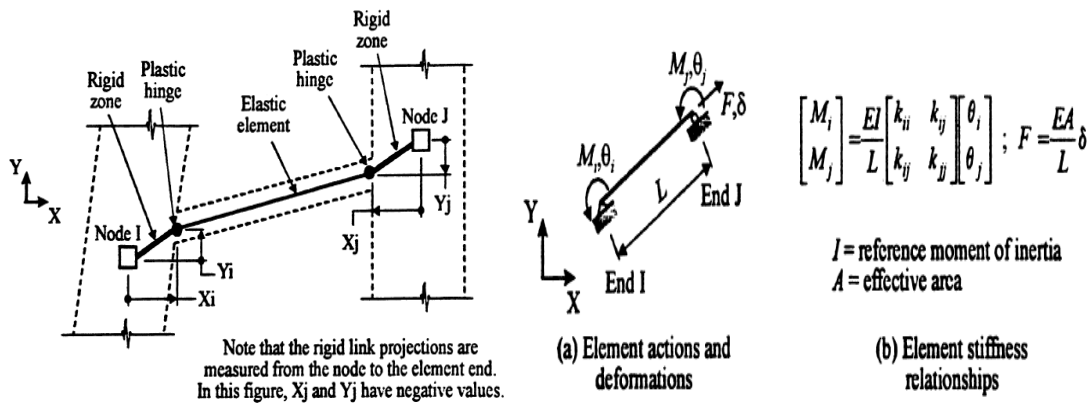


Figura 5.15. Descripción de la geometría rigideces y deformaciones de los elementos empleados por Drain

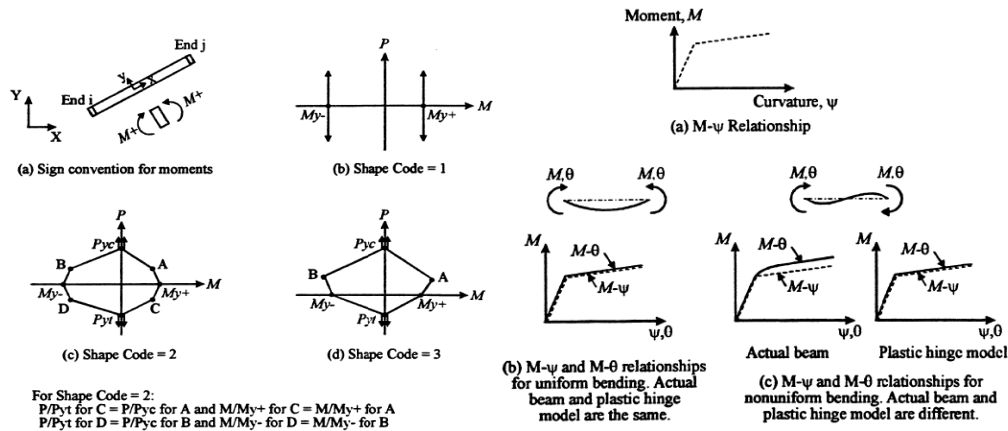


Figura 5.16. Superficies de fluencia, convención de signos para las superficies de fluencia en momentos y relaciones entre momento-curvatura y momento-rotación

La comprobación del modelo de un marco de una cruzía de acero estructural planteado anteriormente, se corroboró utilizando el programa DRAIN (Powel, 1993), usando elementos tipo 02 (viga-columna con plasticidad concentrada). Posteriormente, para fines prácticos de modelado, se recurrió al software ETABS. El desarrollo para dicha calibración y el código de entrada, son descritos en el apéndice D, mientras que en las Figura 5.4 y

5.17, se observan los resultados de la curvas de capacidad y del mapeo de daño de la estructura, por lo cual se concluye que ETABS resulta ser una herramienta de análisis practica y fácil de utilizar, mientras que el uso de Drain 2Dx, requiere mucho más tiempo y dedicación para estar definiendo en primera instancia las características del modelo estructural (nodos, elementos, apoyos, diafragmas) y posteriormente uso de patrones de carga. Sin embargo, para modelos estructurales más complejos, se incrementa el grado de complejidad en la definición de las variables de entrada.

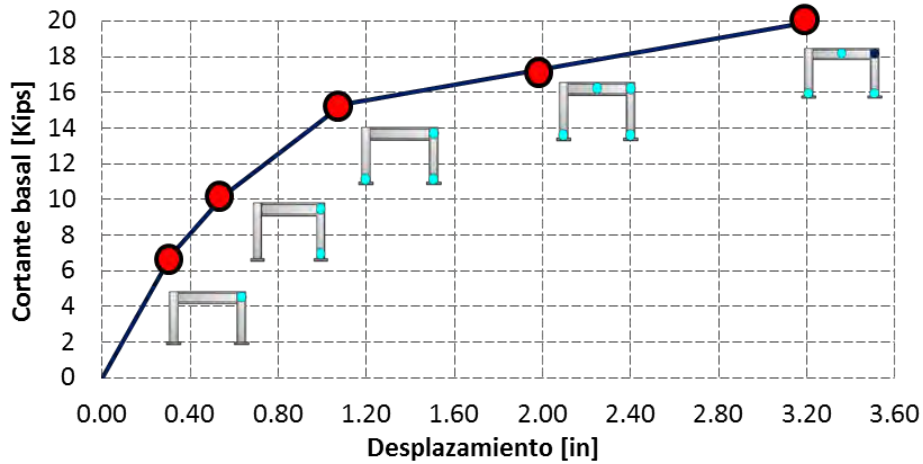


Figura 5.47. Curva de capacidad y mapeo de daño mediante el uso de DRAIN 2Dx

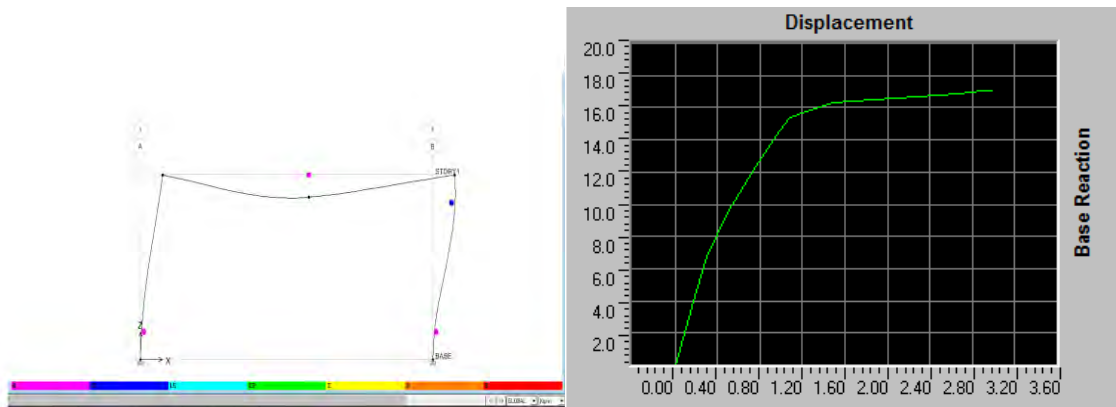


Figura 5.17. Curva de capacidad y mapeo de daño mediante el uso de ETABS
 Figura 5.58. Curva de capacidad y mapeo de daño mediante el uso de ETABS

4.6.2. Modelado no lineal de elementos tipo área; muros

El modelado de elementos estructurales tipo área en el intervalo no lineal, principalmente muros, ha resultado ser un tema de investigación muy discutido desde hace muchos años por investigadores especializados en el tema, puesto que existen diversas técnicas de modelado (Figura 5.6) por ejemplo; modelos de plasticidad concentrada utilizando el modelado de la columna ancha equivalente, modelos de plasticidad distribuida; modelo de fibras y elementos finitos. Las limitaciones entre el uso de un modelo u otro radica principalmente en el comportamiento del elemento (deformaciones por cortante, flexión,

deslizamiento y fricción), las herramientas de software y computo con las que se cuente y los tipos de análisis a realizar así como a los resultados que se pretendan llegar.

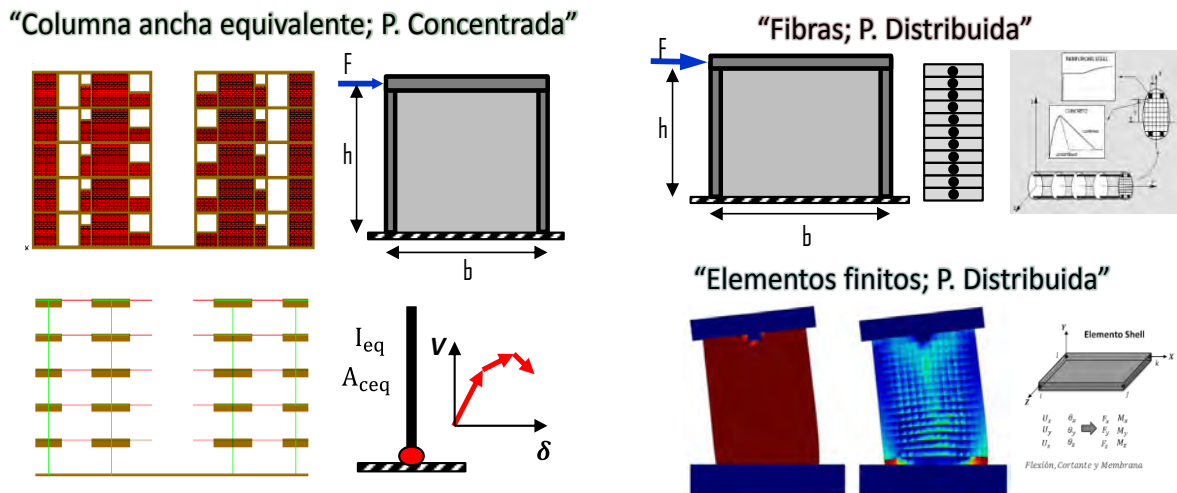


Figura 5.69. Técnicas de modelado para el comportamiento no lineal de muros

El modelado no lineal de muros mediante el uso de la columna ancha equivalente ha resultado ser una opción muy atractiva durante estos últimos años (SMIE, 2012), principalmente por que se ha tratado de diseñar estructuras con base en muros con mayor altura a la convencional. Debido a ello, ha surgido la necesidad de evaluar la capacidad sismorresistente de dichas estructuras.

Sin embargo, este tipo de representación de modelado resulta ser demasiado simples y de uso muy limitado, puesto que parten de la idealización de una ley constitutiva obtenida experimentalmente, que en muchas de las ocasiones resulta no ser aplicable cuando se desea analizar una estructura cuyas características no son las representativas al modelo experimental.

Existen otras alternativas, tal es el caso de modelos no lineales formulados a partir de fibras, parten de la hipótesis de Navier-Bernoulli y son útiles cuando de antemano se sabe que el elemento está dominado por la flexión. Finalmente, los modelos de elementos finitos, en principio son los más confiables pero la demanda computacional los limita a estudios muy específicos, su uso depende básicamente de los modelos a analizar, además de que en muchos casos presentan problemas de convergencia.

Sin duda se han realizado esfuerzos por desarrollar e innovar metodologías un poco menos refinadas garantizando un adecuado grado de precisión en los resultados, por ejemplo una de ellas, ha sido la adaptación de los elementos finitos a partir de análisis elásticos incrementales (Hernández, 2005), donde se parte de un modelo de elementos finitos, el cual es sometido a la aplicación de una carga de tal forma que el nivel de esfuerzo de cada elemento finito sea alcanzado, una vez alcanzado el nivel de esfuerzo se colocan propiedades incipientes en los materiales, con la finalidad de representar el daño. Otra metodología que resulta ser más atractiva y que se adaptó en este trabajo de investigación,

ha sido la modificación de la diagonal equivalente (Figura 5.20. 7) se basa en el supuesto de que el modo de falla de los muros es por tensión diagonal (modelo de puntal y tensor), por lo tanto esta técnica de modelado resulta ser fácil de aplicar, la diferencia con respecto al modelo de diagonal equivalente radica únicamente en el comportamiento no lineal de los materiales.

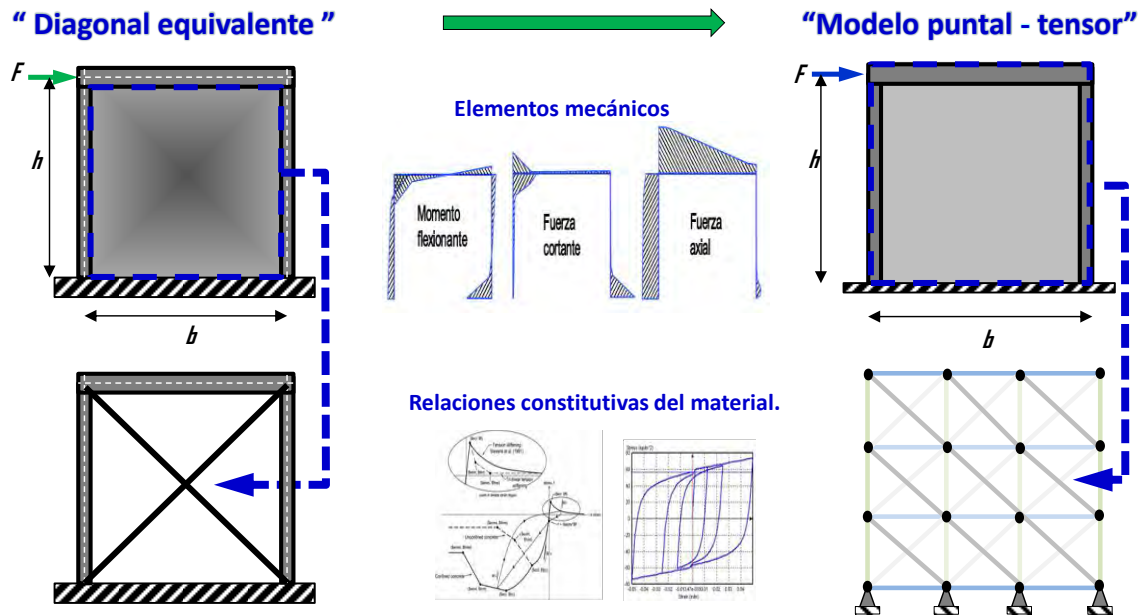


Figura 5.20. 7 Modificación de la diagonal equivalente mediante el modelo de puntal-tensor

En la Figura 5.8, se muestra la calibración de modelado no lineal de muros. La calibración consistió en un muro de concreto reforzado probado experimentalmente mediante control de desplazamientos, la representación del modelo se hizo a partir de la definición de elementos cargados axialmente (modelo uniaxial del material), donde se definen tributaciones de área para la representación de cada elemento. Asimismo se asignaron sus correspondientes propiedades constitutivas. Dicha representación del material es asignado por medio de resortes que trabajan en paralelo (concreto y acero).

Las leyes constitutivas que se tomaron en cuenta fueron para el concreto confinado considerando y despreciando los efectos de tensión que presenta el material, para el caso del acero de refuerzo, se consideró un modelo carga-deformación tri-lineal y cíclico, la utilización de uno y otro modelo, depende prácticamente de software con el que se calibró, puesto que la finalidad es ver si realmente puede ser reproducido el modelo en el software ETABS. Se recurrió a un programa especializado de análisis no lineal para su comprobación (OpenSees). En dicho programa se muestra una amplia gama de modelos constitutivos bilineales, trilineales y cíclicos en este software, se utilizó el modelo de comportamiento cíclico del acero, mientras que en ETABS sólo fue posible la representación de modelos bi-lineales y tri-lineales.

En la parte superior derecha de la Figura 5.5, se muestran los resultados de la calibración del modelado no lineal de muros mediante el uso de puntales y tensores, se observa claramente que los resultados del análisis estático no lineal cíclico para el caso experimental y simulado en Open Sees, líneas gris y negra respectivamente, muestran una gran similitud en los valores iniciales, posteriores y residuales de rigidez. Por otra parte, los resultados obtenidos mediante ETABS resultan ser adecuados con respecto a los modelos estudiados, aunque con algunas diferencias (pero mínimas), en tanto a la pérdida de rigidez pos-fluencia y resistencia, por lo que se concluye que es posible realizar modelos no lineales en softwares comerciales de análisis estructural utilizando modelos de puntal-tensor.

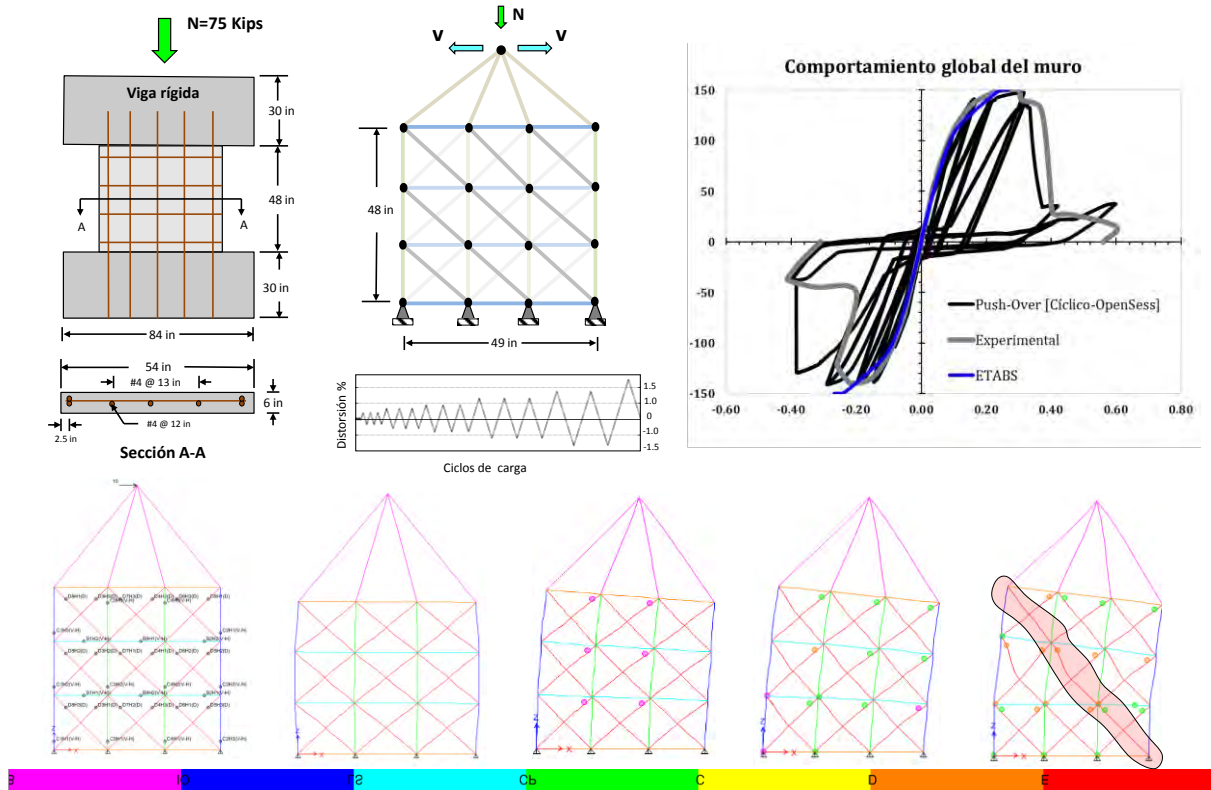


Figura 5.81. Calibración del comportamiento no lineal de muros mediante el modelo de puntal-tensor, utilizando Open Sees y Etabs

4.7.APLICACIÓN DE LA CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA; DEFINICIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD ANÁLITICAS Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

En este apartado se presenta la aplicación de la calibración de la metodología, para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño en un marco de tres crujeías y cinco niveles de concreto reforzado. Asimismo, se aplica la metodología en una estructura de

mediana altura estructurada con base en marcos y muros de concreto reforzado. Las características de los modelos se muestran a continuación.

4.7.1. Marco de concreto reforzado

La aplicación para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño se hace inicialmente empleando un marco de concreto reforzado de cinco niveles y tres crujeías. Las características de estructuración son las que se describen a continuación. La altura típica de entrepiso es de 3.5m excepto la de planta baja con altura de 4.4m y longitud de crujía de 6m. Las características del material empleado son; un concreto con resistencia a la compresión de 250 kg/cm², acero de refuerzo, con resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm², se consideró una carga gravitacional de 2.5 Ton/m², Figura 5.9.

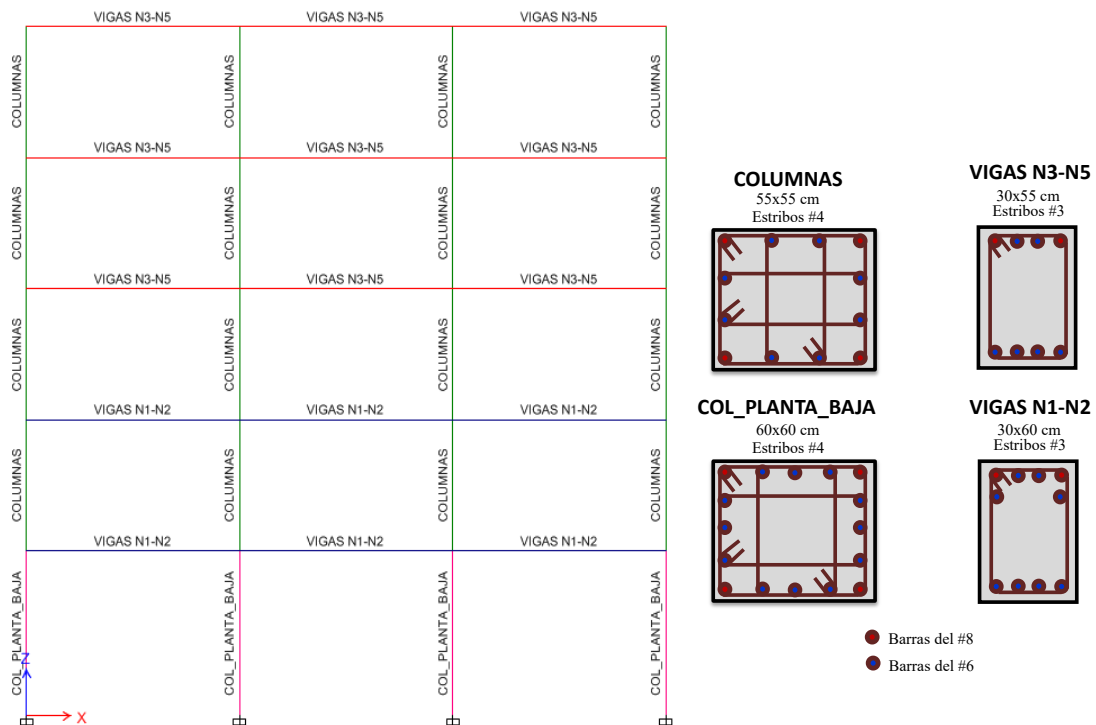


Figura 5.92. Definición de las características del marco de concreto reforzado para la aplicación de la metodología a emplear para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Se analizó el marco para un periodo $T = 0.86$ seg. y considerando una ductilidad moderada, por lo que las características de diseño de los elementos estructurales son, para columnas; cuantías de 1.5% en los primeros 2 niveles y 1.1% en los niveles superiores, mientras que en vigas; el porcentaje de cuantía está por encima del 1.5%. Las condiciones de apoyo, son consideradas como empotradas en la base, además se consideraron vigas axialmente rigidez y efectos geométricos tipo $P-\Delta$, mediante la iteración de la carga.

Una de las ventajas que muestra el software EATBS, es que realiza automáticamente los modelos constitutivos del acero de refuerzo y concreto con y sin confinamiento, además se implanta el análisis de la sección por medio de fibras, permitiendo obtener las superficies

de fluencia y los diagramas de momento-curvatura de la sección en cualquier dirección de análisis, por otra considera el efecto de la carga axial sobre la sección durante todo el proceso de análisis, Figura 5.10.

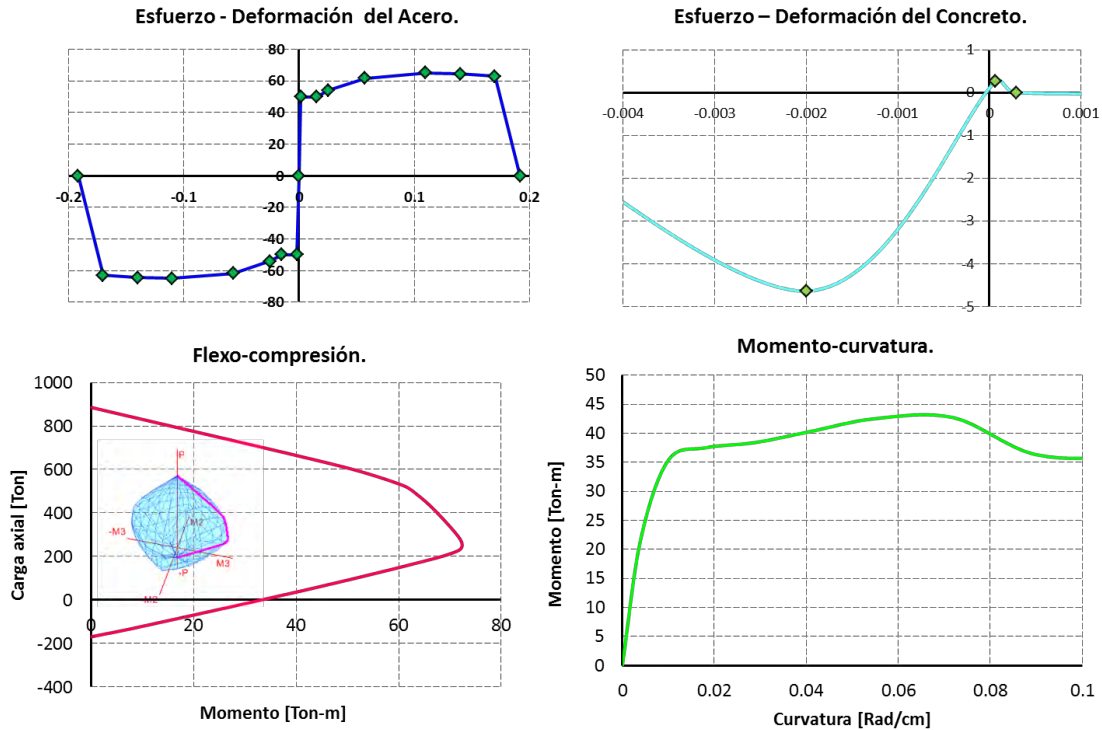


Figura 5.103. Definición de las características de resistencia de los materiales y de análisis de la sección de los elementos estructurales

Antes de asignar los umbrales de desplazamiento mediante análisis estáticos no lineales, se corroboraron los resultados de las curvas de capacidad, comparando los resultados arrojados por ETABS y Drain (Figura 5.11). Se observa que las características en tanto a resistencia son muy similares aunque con pequeñas variaciones, en tanto a la curva arrojada por Drain, la rigidez posterior a la fluencia es relativamente mayor con respecto a la calculada por ETABS, en la capacidad de deformación, existe un mayor incremento en el cálculo que desarrolla ETABS.

Curva de capacidad "DRAIN 2DX" V/S "ETABS".

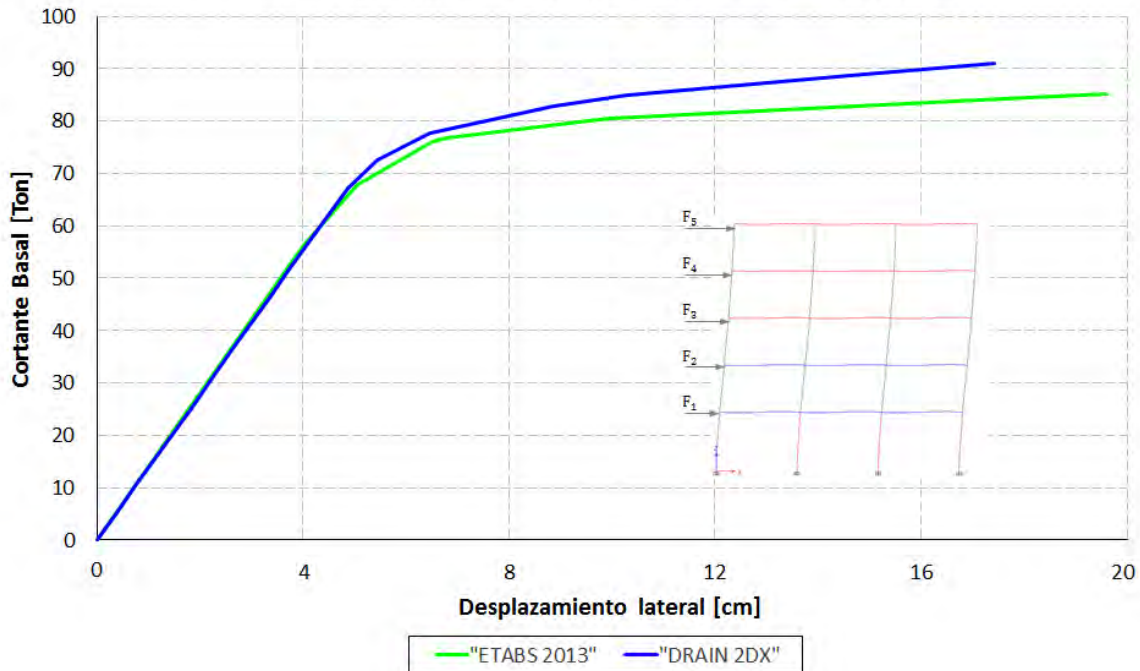


Figura 5.114. Comparación de curvas de capacidad mediante Etabs y Drain 2Dx

Para el desarrollo del análisis dinámico no lineal de igual forma que en la determinación de la curva de capacidad, se compararon los resultados en términos de historias de desplazamientos y comportamiento histerético global, dado los resultados obtenidos, se tomaron ciertas medidas con respecto a este tipo de análisis. Una de las más importantes es con respecto al tiempo de análisis, inicialmente el tiempo de análisis tomaba más de 11 min., para el registro del 25 de Abril del 89, por lo que la solución a este problema se planteó, considerando en primera instancia el 90% de la energía de la energía del sismo y posteriormente, filtrar y diezmar el acelerograma en cuestión, tales modificaciones disminuyeron el tiempo de análisis hasta 6min., lo que significa una reducción del 45% en tiempo, Figura 5.12.

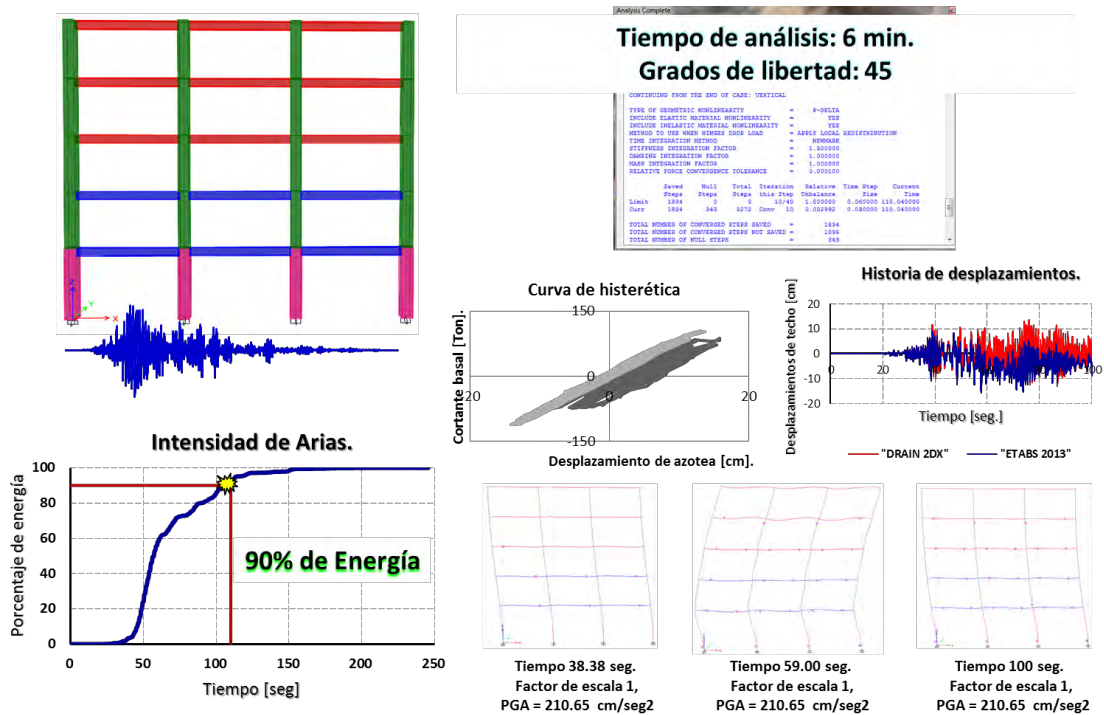


Figura 5.125. Comparación de análisis dinámico no lineal, historia de desplazamientos, comportamiento histerético y modificación del registro de aceleraciones, ETABS y Drain 2Dx

A partir de las calibraciones expuestas anteriormente para el análisis dinámico y estático no lineal, es posible determinar las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

Un primer punto a evaluar ha sido la definición de los umbrales de desplazamiento asociados a los límites de daño, Figura 5.13. Se plantearon 4 estados límite de daño; Leve, Moderado, Severo y Completo, la definición de cada uno de ellos se basó, empleando la curva de capacidad bilineal de la estructura, la asignación de cada umbral de daño se realizó de acuerdo a la propuesta planteada en RISK-UE (2004). Cada uno de los límites mencionados están en función de un porcentaje de la deformación de fluencia y última. Los resultados obtenidos se corroboraron mediante el monitoreo del daño por lo que se concluye que los resultados obtenidos empleando RISK-UE son adecuados, quedando así planteados los límites de daño a evaluar en las curvas de fragilidad analíticas.

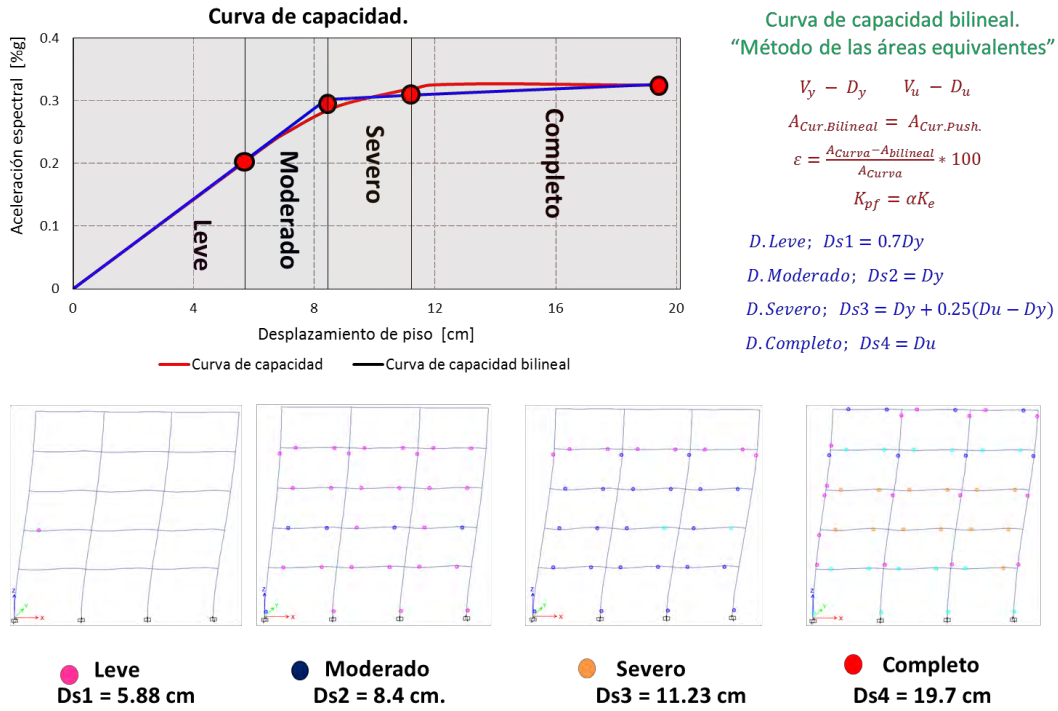


Figura 5.136. Umbrales de desplazamiento asociados a diferentes estados límite de daño

Un segundo punto a evaluar y quizás el más importante es el cálculo de la respuesta sísmica probabilística considerando incrementos de aceleración (Análisis Incremental). La variabilidad de los parámetros en las variables aleatorias se consideró por medio de los estimadores puntuales (Rosenblueth 1981), Figura 5.14.

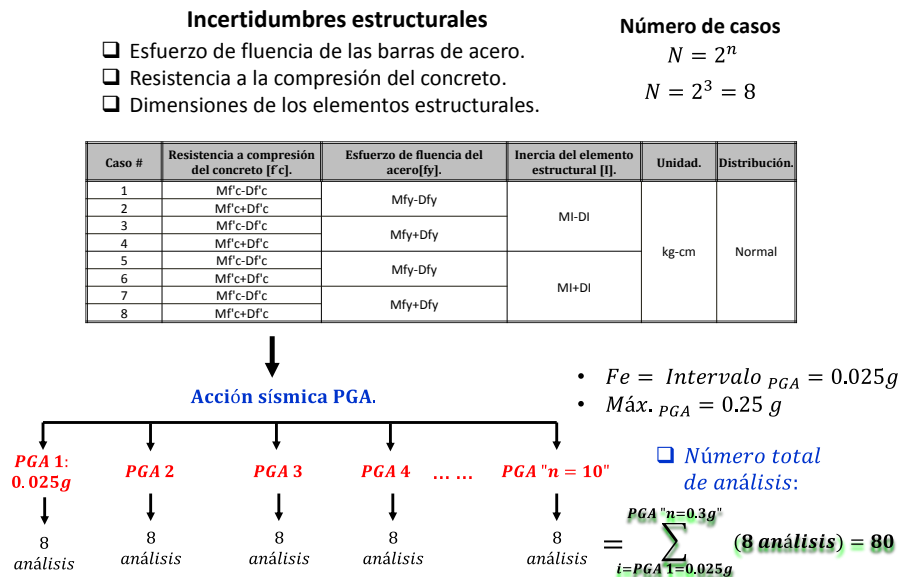


Figura 5.147. Variabilidad de los parámetros en las variables aleatorias utilizando en método de los estimadores puntuales (Rosenblueth 1981).

Las variables aleatorias a considerar son tres; resistencia a compresión del concreto, esfuerzo de fluencia del acero e inercia de los elementos estructurales (Tabla 5.3). El valor medio de la resistencia del concreto es de 250 kg/cm², fluencia del acero 4200 kg/cm² e inercia de columnas 3600cm² en planta baja y 3025cm² en niveles superiores, los coeficientes de variación son del 15% para concreto reforzado y 10% para inercias y fluencia del acero, las distribución de probabilidad de los materiales y la geometría siguen una distribución normal.

Tabla 5.3 Valores medios y coeficientes de variación de las variables aleatorias

Variable aleatoria.	Valor medio.	Coefficiente de variación.	Desviación estándar.	Unidad.	Tipo de distribución.
Resistencia a compresión del concreto "f'c"	250	15%	37.5	kg/cm ²	Normal
Fluencia de las barras de acero "fy"	4200	10%	420	kg/cm ²	Normal
Inercia de columnas de "planta baja [Ipb]"	3600	10%	360	cm ⁴	Normal
Inercia de columnas de "niveles superiores [Ins]"	3025	10%	302.5	cm ⁴	Normal
Inercia de vigas de niveles "N1-N2 [In1-2]"	1250	10%	125	cm ⁴	Normal
Inercia de vigas de niveles "N3-N5 [In3-5]"	1250	10%	125	cm ⁴	Normal

En la Tabla 5.4, se muestra la aplicación de los estimadores puntuales, el número de casos de análisis son 8 correspondientes a 3 variables aleatorias, para cada uno de los 8 casos, se convino con 10 registros de acelerogramas, el registro con el que se trabajó fue el correspondiente al 24 de abril de 1989, los registros ocupados se escalonaron con respecto al PGA en intervalos de 0.05 hasta 0.25g. (valor máximo del PGA), por lo que da un total de 80 análisis para el modelo estructural.

Tabla 5.4 Valores de las variables aleatorias, para cada caso de análisis

Caso #	Resistencia a compresión del concreto [f'c].	Esfuerzo de fluencia del acero[fy].	Inercia del elemento estructural [I].	Unidad.	Distribución.
1	212.5	3780	Ipb = 3240	kg-cm	Normal
2	287.5		Ins = 2722.5		
3	212.5	4620	In1-2 = 1125		
4	287.5		In3-4 = 1125		
5	212.5	3780	Ipb = 3960		
6	287.5		Ins = 3327.5		
7	212.5	4620	In1-2 = 1375		
8	287.5		In3-4 = 1375		

En las Tabla 5.5 y 5.6, se muestran los resultados de los análisis dinámicos no lineales, se calcularon las respuestas máximas positivas y negativas. Asimismo se monitorio el mapeo del daño en los elementos estructurales. En la Figura 5.15 se observa que para aceleraciones de terreno menores a PGA=0.100g. el comportamiento de la estructura es puramente elástico, por lo que la variabilidad de la respuesta estructuras es mínima, mientras que para valores mayores de PGA=0.100g. la respuesta dinámica del sistema entra en el intervalo inelástico generando una fuerte variabilidad hasta del 50% en la respuesta sísmica.

Tabla 5.5 Desplazamientos máximos positivos

Desplazamiento de techo	PGA	0.025	0.050	0.075	0.100	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250
	Dirección	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"
N° casos de análisis		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1		1.9379	3.8606	5.7788	7.7062	9.6736	11.5551	13.4277	15.7141	14.7564	15.8479
2		1.8987	3.7974	5.6067	7.5832	8.7433	8.6348	9.2708	11.0219	11.9214	12.4931
3		1.9379	3.8757	5.7788	7.7062	9.6581	11.5540	13.4892	16.2943	18.5178	18.1854
4		1.8987	3.7974	5.6067	7.5832	9.3714	10.3544	10.1264	10.4226	12.2263	13.7448
5		1.4903	2.9806	4.4813	5.9400	6.8681	7.8048	7.9367	7.8472	8.7333	9.4006
6		1.7287	3.4574	5.1509	6.7495	7.4566	7.5133	8.3562	9.1859	9.5771	10.1746
7		1.4903	2.9806	4.4813	5.9400	6.8681	7.8048	7.9367	7.8472	8.7333	9.4000
8		1.7287	3.4574	5.1509	6.7495	8.2818	8.8278	8.9999	9.5629	10.5526	11.1301
Promedio		1.7639	3.5259	5.2544	6.9947	8.3651	9.2561	9.9430	10.9870	11.8773	12.5471

Tabla 5.6 Desplazamientos máximos negativos

Desplazamiento de techo	PGA	0.025	0.050	0.075	0.100	0.125	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250
	Dirección	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"	"X"
N° casos de análisis		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1		1.737	3.473244	5.2092	6.9446	8.1975	11.0187	10.7537	9.8391	13.517	15.0148
2		1.842	3.683952	5.5276	7.1819	8.696	10.7864	14.2407	15.4795	16.722	15.9217
3		1.737	3.473244	5.2092	6.9446	8.5791	9.7946	11.7319	11.498	11.0162	13.0991
4		1.842	3.683952	5.5276	7.1819	8.8234	10.4133	12.6212	15.5155	18.286	18.979
5		1.710	3.420742	5.1142	6.8182	8.5358	10.2833	12.0167	15.3037	17.8319	18.5533
6		1.601	3.202952	4.7712	6.2197	7.5729	8.3939	8.904	9.3845	10.0042	10.765
7		1.710	3.420742	5.1142	6.8182	8.5358	10.2833	12.0167	15.3037	17.8319	18.5533
8		1.601	3.202952	4.7712	6.2197	7.7111	9.0381	9.9468	10.4061	10.5325	11.3325
Promedio		1.723	3.445	5.156	6.791	8.331	10.001	11.529	12.841	14.468	15.277

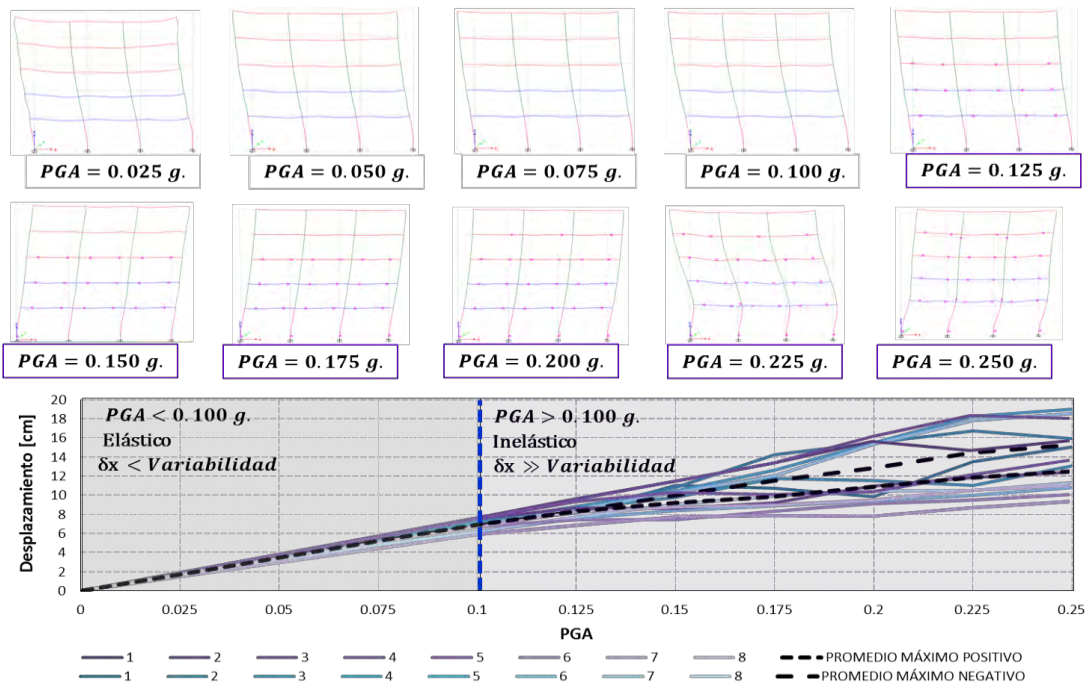


Figura 5.15. Variabilidad de la respuesta sísmica y mapeo del daño estructural

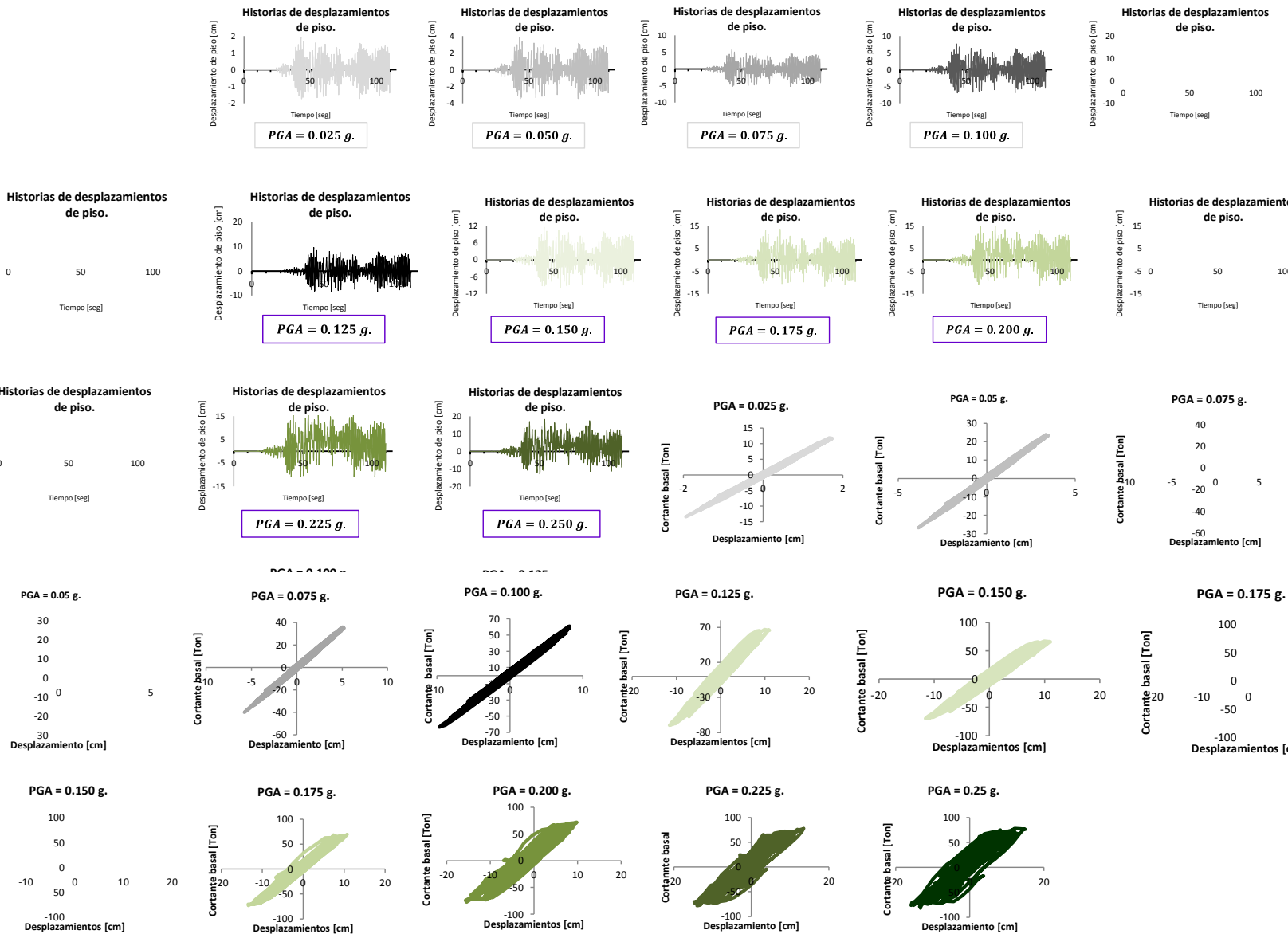
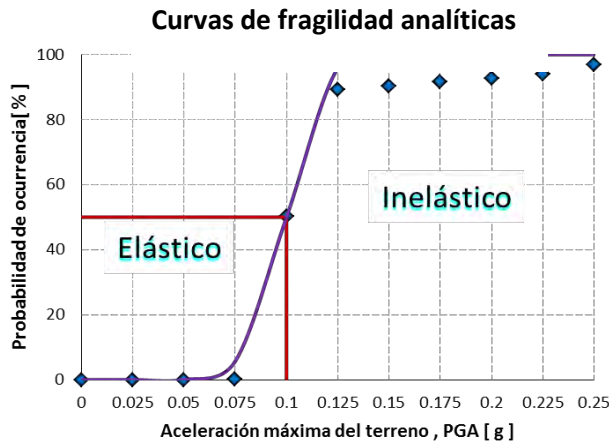


Figura 5.169. Historias de desplazamientos y curvas histeréticas del marco de concreto reforzado

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se muestran las historias de desplazamientos y comportamiento histerético global de la estructura para cada valor de PGA. Se observa que, efectivamente, para valores menores de $PGA=0.100g$ el sistema se mantiene elástico, mientras que conforme va aumentando el valor del PGA, incrementan los desplazamientos en la estructura, generándose desplomes en la misma, por otra parte mientras a la estructura se le somete a mayores aceleraciones pico de terreno, la disipación de energía en la estructura tiende a ser mayor.

Calculados los valores máximos de desplazamientos, se prosigue a la determinación de las curvas de fragilidad analíticas y las matrices de probabilidad de daño, por ejemplo; para el estado límite de daño leve, Figura 5.30. 17, con el valor del umbral de desplazamiento

asociado al correspondiente estado límite de daño y el valor promedio de la respuesta sísmica, se plantea el funcional del fallo. Una vez planteado el funcional de fallo, se evalúa el índice de confiabilidad de Cornell, y mediante las tablas de distribución normal estándar se estima la probabilidad de daño, cada uno de estos valores calculados, representan un valor discreto en la curva de fragilidad.



PGA=0.250 ED; LEVE							
Número de análisis	1	2	3	4	5	6	7
Desplazamientos	15.8479	12.4931	18.1814	13.7448	9.4066	10.1746	9.4
Media de desp.	12.5471						
Desv. Est. de desp.	3.197419824						
Coef. Var. de desp.	0.254834135						
Valor límite de deriva.	6.992						
Factor de ponderación	0.13						
Función de fallo.	8.8559	5.5011	11.1934	6.7528	2.4086	3.1826	2.4080
Fallo al cuadrado.	78.4270	30.2621	125.2922	45.6003	5.8014	10.1289	5.7985
Distribución de probabilidad simétrica por función de fallo.	1.1070	0.6876	1.3992	0.8441	0.3011	0.3978	0.3010
Distribución de probabilidad simétrica por función de fallo al cuadrado.	9.8034	3.7828	15.6615	5.7000	0.7252	1.2661	0.7248
Valor medio de función de fallo.	5.5551						
Desviación estándar de función de fallo.	2.9909						
Coefficiente de variación de función de fallo.	0.5384						
BETA	1.86						
TABLAS; Probabilidad de ocurrencia de beta.	0.0621						
Probabilidad de falla.	0.9684						
Porcentaje de prob. de falla.	96.8370						

PGA	β	$\Phi(\beta)$	$1 - \Phi(\beta)$	PGA EDL	σ_{PGA}	Z	$\Phi(Z)$
0	-	0.000	100.000	0.1	0.09	-	0.0000
0.025	-29.63	0.000	100.000			-15.94	0.0000
0.05	-9.87	0.000	100.000			-7.97	0.0000
0.075	-3.46	0.027	99.973			-3.31	5.6734
0.1	0.00	50.153	49.847			0.00	50.0000
0.125	1.24	89.200	10.800			2.57	95.8956
0.15	1.30	90.280	9.720			4.66	99.9998
0.175	1.38	91.597	8.403			6.44	100.0000
0.2	1.45	92.647	7.353			7.97	100.0000
0.225	1.55	93.960	6.040			9.33	100.0000
0.25	1.86	96.837	3.163			10.54	100.0000

MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO.		
PGA	Intensidad	Daño leve %
0	-	0
0.025	I	0
0.05	II	0
0.075	III	5.67
0.1	IV	50.00
0.125	V	95.90
0.15	VI	99.00
0.175	VI - VII	100.00
0.2	VII-VIII	100.00
0.225		100.00
0.25		100.00

Figura 5.30. 17 Determinación de la curva de fragilidad y matriz de probabilidad de daño para el estado límite de daño; leve

Evaluando el funcional de fallo el número de veces del escalonamiento del PGA (10 valores; PGA \rightarrow 0,025 - 0.25g.), para cada estado límite de daño se obtienen las curvas de fragilidad analíticas. Las curvas de fragilidad analíticas permiten cuantificar el daño al que está expuesta una estructura dada una excitación sísmica (Figura 5.18). Por ejemplo, la probabilidad que se alcance o exceda el estado de daño leve dada una aceleración de terreno PGA=0.100g es el 50%, lo que significa que cuando la estructura se somete a una aceleración de terreno de 0.1g. muy probablemente se presente la apertura de pequeñas grietas en traveses del primer y segundo nivel, por lo tanto el desempeño esperado en la estructura resulta ser adecuado; condición de servicio en la estructura. Cuando la estructura experimenta una aceleración de terreno de 0.25g. la probabilidad de que la estructura experimente un colapso parcial o total es cercano al 50%, los resultados se pueden corroborar con los mapeos de daño y el desplome en la estructura.

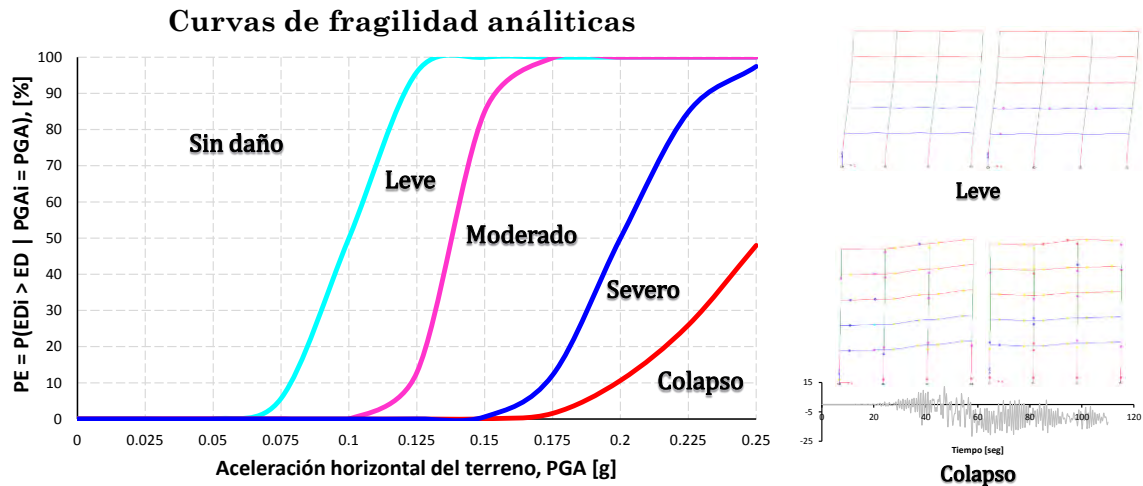


Figura 5.181. Curvas de fragilidad analíticas, marco de concreto reforzado

Definidas las curvas de fragilidad analíticas, es posible estimar las matrices de probabilidad de daño, estas matrices representan el porcentaje de daño que experimenta una estructura ante un parámetro de acción sísmica (PGA e intensidad), Tabla 5.7, por ejemplo; cuando la estructura se encuentra sometida a una intensidad de VI o un $PGA=0.150g$, la probabilidad de que se presenten daños; leves, moderados y severos, son; 15%, 84% y 0.53% respectivamente.

Tabla 5.7 Matriz de probabilidad de daño

ESTADO DE DAÑO	-	I	II	III	IV	V	VI	VI - VII		VII - VIII	
	PGA = 0	PGA = 0.025	PGA = 0.050	PGA = 0.075	PGA = 0.100	PGA = 0.125	PGA = 0.150	PGA = 0.175	PGA = 0.200	PGA = 0.225	PGA = 0.250
SIN DAÑO	100.00	100.00	100.00	94.33	50.00	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LEVE	0.00	0.00	0.00	5.67	49.99	83.08	15.00	0.20	0.00	0.00	0.00
MODERADO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	12.81	84.41	87.66	50.00	15.14	2.54
SEVERO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53	10.59	39.36	58.90	49.47
COLAPSO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	1.55	10.64	25.96	47.98

4.7.2. Edificio de concreto reforzado

El segundo modelo para obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, consiste en una estructura constituida por dos cuerpos y estructurada con base en muros y marcos de concreto reforzado, las características geométricas de estructuración son las que se describen a continuación, la altura típica de entrepiso es de 2.5 m. El edificio consta de planta baja y cinco niveles, el sistema de piso en la planta baja es con base en losas nervadas y en los niveles restantes de vigueta bovedilla. El edificio se considera fuertemente irregular, Figura 5.19, para fines de análisis de la estructura sólo se consideró el cuerpo de mayor área.

En planta baja solo existen muros perimetrales y columnas, mientras que en las plantas superiores existen además muros intermedios, los cuales fueron desplantados sobre losa

nervada, y por lo tanto el comportamiento de la losa ante penetración de columnas y muros de planta baja resulta ser crítico.

Las características del material empleado son; concreto con resistencia a la compresión de 280 kg/cm², acero de refuerzo, con resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm². Se consideró carga gravitacional de acuerdo con el reglamento de construcciones del Distrito Federal, para el uso de departamentos. Se analizó el edificio para un periodo, $T_x = 0.47$ seg. y considerando una ductilidad moderada, por lo que las características de diseño de los elementos estructurales son, para columnas, cuantías de 1.5% a 2%, en vigas de planta baja, 1.5% de cuantía de acero y 1.4% muros en niveles superiores y 2% en muros de planta baja. Las condiciones de apoyo, son consideradas como empotradas en la base, se consideraron los efectos geométricos tipo P- Δ , mediante la iteración de la carga.

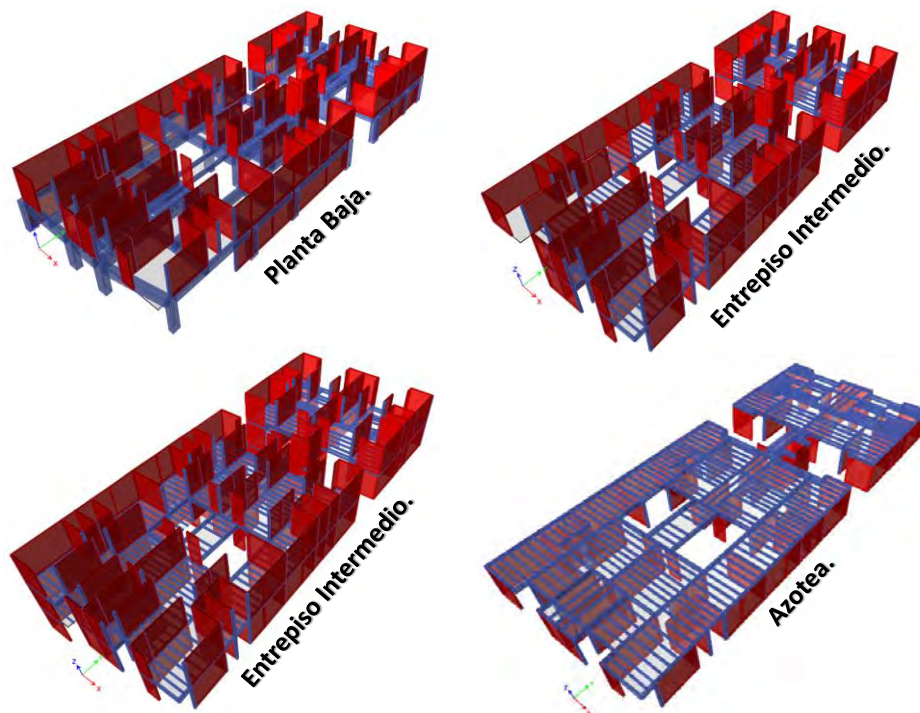


Figura 5.192. Características de la estructuración del edificio

Una vez definido el modelo estructural y calibrado en el intervalo lineal mediante el uso del software de análisis estructural ETABS, se procedió a la evaluación del comportamiento no lineal de la estructura, la definición de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, dado que en el subinciso anterior (5.3.1 Marco de concreto reforzado), se describió de forma detallada el procedimiento a seguir. Solamente se mencionan las características que distinguen a este modelo, por lo que únicamente se realiza el reporte de los resultados obtenidos en el análisis.

La característica más importante en este modelo es principalmente el comportamiento no lineal de los muros. La representación no lineal es como se comentó en la parte de la calibración. Se definieron elementos tipo *brace* con propiedades no lineales de los

materiales (acero y concreto) para simular el modelo puntal-tensor. En la Figura 5.20, se muestra la modificación en el modelado de los muros.

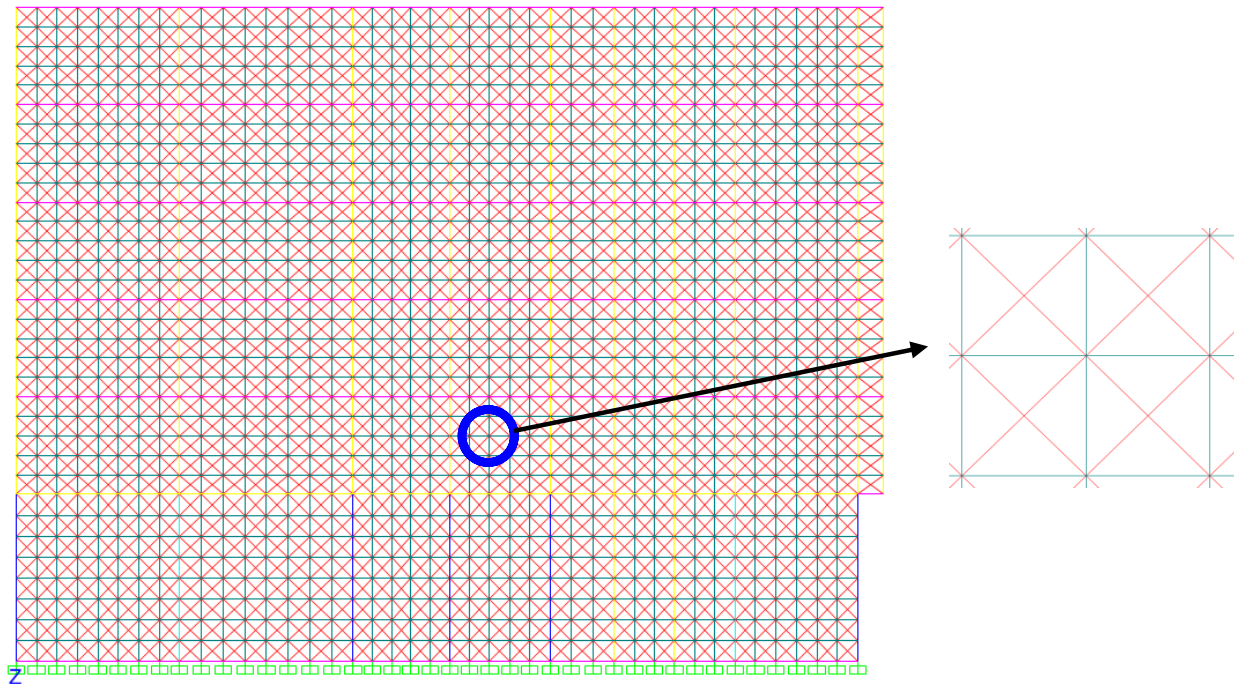


Figura 5.203. Definición del modelado de muros en el software ETABS

En la Figura 5.21, se muestra el modelo completo del edificio analizado, la figura izquierda representa en modelo de la estructura con elementos tipo *shell*, mientras que la figura derecha, representa la modificación del modelo mediante puntales y tensores.

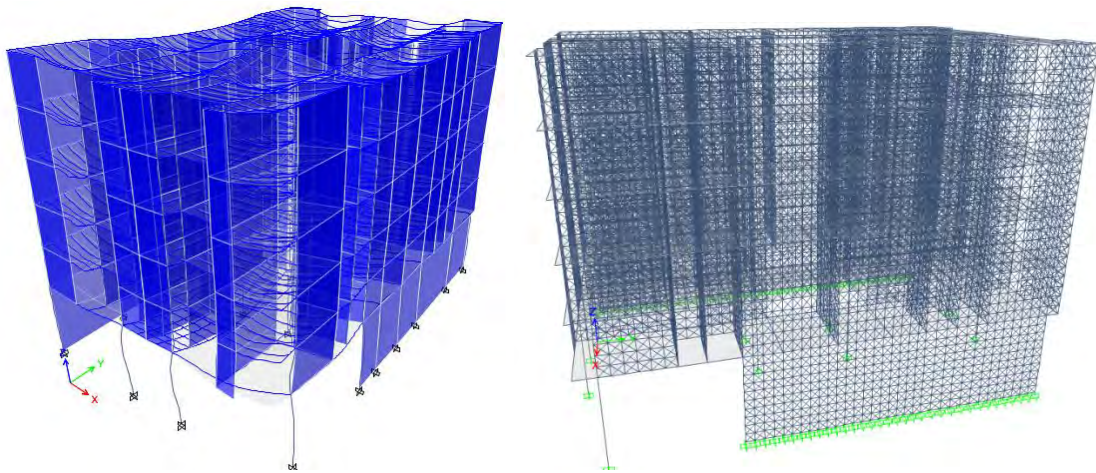


Figura 5.214. Modificación del modelado en muros en el sistema estructural; modelo puntal-tensor

Una vez modelada la estructura mediante el método del puntal-tensor y asignados los modelos constitutivos a los elementos estructurales, se prosigue al cálculo del análisis estático no lineal, del cual se definen los estados límite de daño en la estructura. En la figura 5.34, se muestra la representación bilineal de la curva de capacidad, dicha representación es definida por medio del método de áreas iguales.

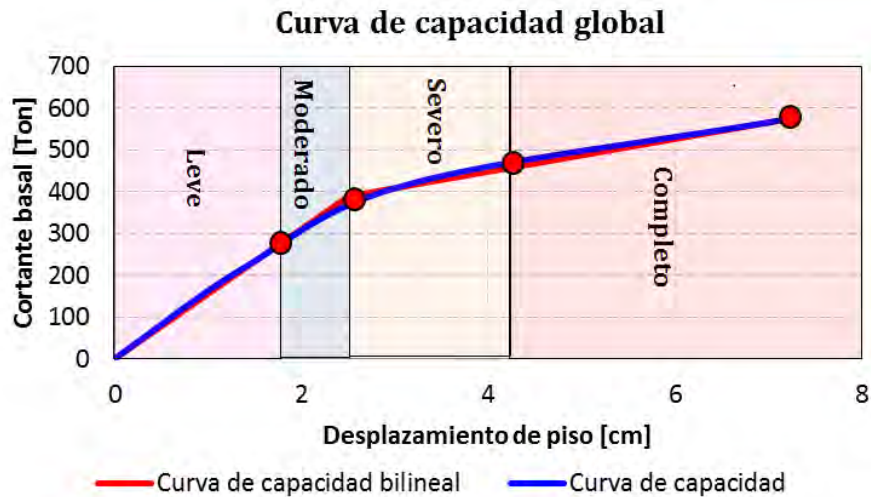


Figura 5.225. Curva de capacidad para la estructura tridimensional de concreto reforzado

Posteriormente definidos los umbrales asociados a los estados límite de daño, se procede al cálculo de la respuesta sísmica probabilista, utilizando el método de los estimadores puntuales.

Para obtener las respuestas sísmicas del sistema estructural, se utilizó el acelerograma del sismo del 25 de abril de 1989 de la estación CO56. Del registro original se escalonaron las aceleraciones para valores de PGA, de 0.025g, 0.05g, 0.075g, 0.1g, 0.1250g, 0.15g, 0.175g Y 0.2g. A diferencia del modelo anterior, con el que se generaron curvas de fragilidad, solamente se utilizaron 8 valores de PGA, dando como resultado 64 análisis de la respuesta sísmica de la estructura. El principal motivo de la disminución del número de análisis, radica en la complejidad del modelo estructural y la convergencia de la solución en el análisis dinámico no lineal, teniendo como un tiempo considerable en la ejecución de los análisis (p. e. 2.5hrs. aprox. para valores de PGA=0.1g y 27hrs para valores de PGA=0.2g), así como uso de memoria interna del computador de 36 gigas. Por lo tanto, antes de realizar un tipo de análisis de dichas características en un software comercial de análisis estructural con interfaz gráfica es recomendable contar con una buena capacidad de memoria interna, además del tiempo disponible para la programación de los análisis a realizar.

En la figura 5.35, se muestra la evolución del daño en lo elementos estructurales (muros), en la parte izquierda, la estructura comienza a entrar al intervalo inelástico, mientras que en la figura derecha, la estructura ya se encuentra fluyendo.

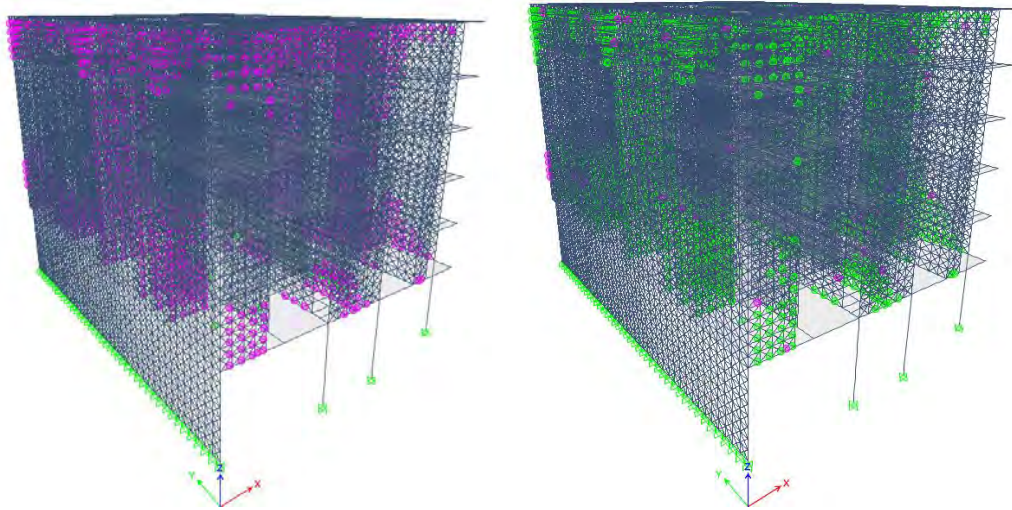


Figura 5.236. Mapeo de daño del modelo puntal-tensor en ETABS

Una vez determinadas las respuestas máximas del sistema y definidos los umbrales de desplazamiento asociados a los estados límite de daño, es posible estimar la probabilidad de alcanzar o exceder ciertos estados de daño.

En la figura 5.36 se muestran las curvas de fragilidad analíticas del modelo estructural tridimensional, para 3 estados límite de daño; leve, moderado y severo. Se observa que en este tipo de estructuras resultan ser menos vulnerables que las estructuras resueltas por marcos planos de concreto reforzado, por ejemplo, se observa que para sistemas estructurados con base en marcos planos de concreto reforzado, la probabilidad de que no se presenten daños en la estructura, cuando se encuentra sometida a una aceleración pico de terreno de $PGA=0.1g$, es igual al 50%, mientras que para estructuras con base en muros, la probabilidad de que no se presenten daños resulta ser mayor, 89%. Por otra parte, cuando la estructura se encuentra sometida a una aceleración de terreno de $PGA=0.2g$, las probabilidades de daño que se presentan en la estructura son las que se muestran en la tabla 5.7, matriz de probabilidad de daño.

Curvas de fragilidad analíticas

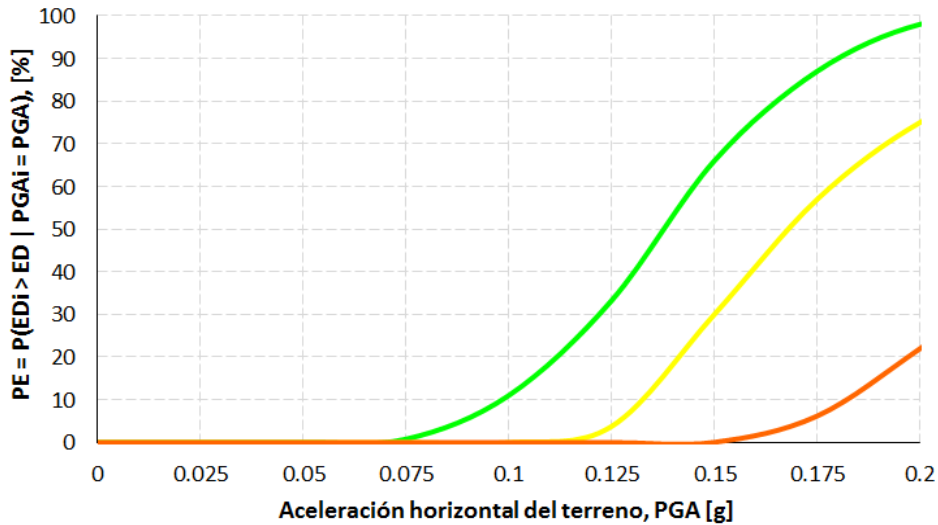


Figura 5.247. Curvas de fragilidad analíticas del modelo tridimensional

Como se mencionó anteriormente, en la tabla 5.7; se muestran las probabilidades de alcanzar o exceder estados discretos de daño en la estructura ante diferentes niveles de excitación sísmica.

Tabla 5.7 Matriz de probabilidad de daño del modelo tridimensional.

ESTADO DE DAÑO	-	I	II	III	IV	V	VI	VI - VII	
	PGA = 0	PGA = 0.025	PGA = 0.050	PGA = 0.075	PGA = 0.100	PGA = 0.125	PGA = 0.150	PGA = 0.175	PGA = 0.200
SIN DAÑO	100.00	100.00	100.00	99.22	89.00	66.76	34.00	13.00	2.00
LEVE	0.00	0.00	0.00	0.78	11.00	29.49	36.00	30.00	23.00
MODERADO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	29.97	50.80	53.00
SEVERO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	6.20	22.00

Comparando un edificio estructurado con base en marcos y uno de muros, se puede confirmar que el que mejor se comporta de los dos, es el estructurado con base en muros, ya que su daño se concentra en el estado leve-moderado, mientras que para una estructura con base en marcos resistentes a momento, se encuentra en los estados moderado-severo, por lo que en términos económicos, resultaría más barata la reparación después de un sismo con ciertas características a las planteadas aquí, de una estructura con base en muros que en una de marcos. Cabe mencionar que solamente resultaría ser válido en estructuras de pequeña a mediana altura desplantadas en suelos blandos, por lo que en estructuras altas se tendrían que realizar evaluaciones para cuantificar el nivel de desempeño que desarrollen durante un sismo.

Capítulo 6

Conclusiones

Como se ha descrito en el estado del arte, la utilización de las curvas de fragilidad no es actualmente una herramienta por la cual se recurra bastante en nuestro país para fines de estudios de vulnerabilidad sísmica, a comparación con muchos otros países donde su utilización es de manera exhaustiva.

En los antecedentes de la Ciudad de México, se encontraron varios estudios que indican que hay una creciente preocupación por este tipo de temas. Por tal motivo, en este trabajo de investigación se pretendió dar impulso a la utilización de curvas de fragilidad como herramienta de evaluación de daños, de vulnerabilidad sísmica en grandes conglomeraciones urbanas, reforzamiento estructural, evaluación de sistemas estructurales así como de pérdidas económicas.

En tanto a la variabilidad en la señal sísmica, a pesar de que (Gómez Bernal et al. 2005 y Juárez García et al. 2004) plantean escenarios en Colonia Roma, los contenidos de frecuencia, energía y duración son muy similares por lo que se optó por utilizar el acelerograma del 25 de abril de 1989 de la estación Córdoba y se considera ser representativo de lo que ocurre en esta zona de la Colonia Roma.

El escalonamiento de registros de aceleración en terreno blando, en particular; Colonia Roma, Ciudad de México, el PGA puede oscilar entre 0.05 y 0.30 de g. (Zuñiga y otros 1997), y pudiera argumentarse que el PGA es un buen parámetro de escalonamiento para fines de análisis y diseño.

Uno de los principales problemas que se presentan cuando se realizan modelos estructurales, es precisamente cómo se concibe el sistema de piso; la flexibilidad del diafragma (Tena Colunga-2007). El problema de la flexibilidad de piso depende del sistema empleado, la geometría en planta y el tipo de material de dicho sistema, se llega a la conclusión de que la flexibilidad del diagrama afecta directamente en la capacidad global de la estructura así como las propiedades dinámicas (modificación del periodo fundamental de la estructura) y aspectos positivos en la ubicación de la excentricidad (disminución de efectos de torsión).

El uso de los estimadores puntuales (método de confiabilidad de nivel II), resulta ser muy práctico para considerar aspectos sobre variabilidad de los parámetros involucrados en la estimación de la probabilidad de falla en sistemas complejos, tal es el caso de edificaciones (modelos tridimensionales). Sin embargo no se descarta que existen métodos más refinados, como es el caso de las técnicas de simulación de Monte Carlo. Este tipo de técnicas muestran un gran limitante, debido a que únicamente son aplicables a modelos estructurales simplistas (pilas de puentes o análisis de crujeas de edificios más conocidos como marcos), aunque cabe mencionar que han tenido gran auge en trabajos relacionados con calibración de códigos de diseño sismorresistente, modelos de carga y resistencia.

Se definió un modelo adecuado para el comportamiento no lineal de elementos estructurales, especialmente en elementos donde las deformaciones a cortante son de gran importancia como es el caso en muros con relaciones de aspecto bajas.

Las calibraciones realizadas mediante el uso de programas especializados de análisis no lineal (Open-Sees y Drain 2DX), permitieron confirmar que existe programas de uso comercial por ejemplo; ETABS, que tienen la capacidad de analizar estructuras fuera del intervalo lineal, por lo que resulta sencillo realizar análisis no lineal en estructuras. Sin embargo presenta una fuerte limitación con respecto al tiempo de análisis, dado que en programas como, Drain 2DX, un análisis dinámico no lineal de un marco como el que se resolvió en este trabajo puede llevar pocos minutos de análisis (1 min aprox.), mientras que en ETABS, los tiempos de análisis incrementan drásticamente (9 min a 6hrs. aprox.).

Se estableció un método aproximado para la estimación probabilista de la respuesta sísmica de estructuras no lineales de edificios de múltiples grados de libertad y un método práctico para la evaluación de daños en edificaciones sometidas a movimientos sísmicos con niveles congruentes de confiabilidad y desempeño.

Uno de los aspectos observados, en la determinación de las curvas de fragilidad analíticas, se debe, a que en la gran mayoría de las investigaciones relacionadas con este tema, centran demasiado los estudios en el cálculo de la probabilidad de falla del sistema y en tanto al modelado y la definición de daños en la estructura, en muchas de las ocasiones se realizan consideraciones simplificadas, lo que conlleva a tener niveles bajos de confiabilidad en la evaluación del riesgo sísmico. Por tal motivo este trabajo de investigación se centró más en la parte estructural que en la probabilista.

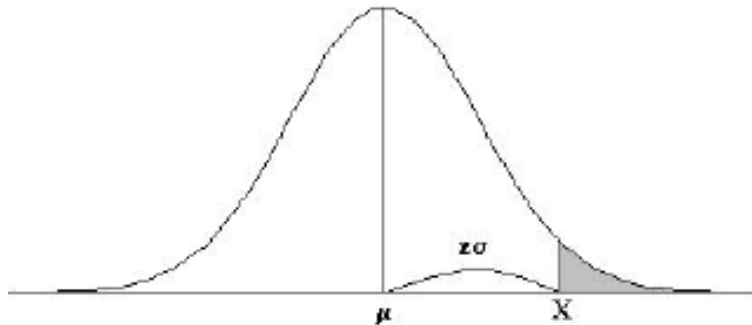
Se ha descrito una metodología basada en el comportamiento no lineal de la estructura, lo que permitió obtener umbrales de desplazamientos asociados a estados límite de daño y la respuesta sísmica probabilística en dos sistemas estructurales, para obtener finalmente curvas de fragilidad analíticas y matrices de probabilidad de daño para estructuras de concreto reforzado. Los resultados mostraron ser representativos en la estimación y cuantificación del daño estructural (desempeño estructural), por lo que se concluye que la metodología es la adecuada y aplicable a cualquier sistema estructural sin importar el grado de complejidad del modelo a estudiar.

Como se presentó al inicio de este trabajo, las curvas de fragilidad estudiadas solamente contemplaron la variabilidad en las propiedades de los materiales (rigidez). Sin embargo, se pretende que en futuros trabajos, se considere la variabilidad en las cargas que soporta la estructura (masa) y posibles efectos de amortiguamiento estructural, sobre todo cuando la estructura se somete a niveles severos de movimiento de terreno.

Algunos otros aspectos a considerar en trabajos futuros son; el impacto que tiene la interacción suelo-estructura, el ángulo de incidencia del sismo que somete a la estructura, y la evaluación de daños en elementos no estructurales y contenidos en estructuras esenciales (p. e. en estructuras sensibles a movimientos de terreno; hospitales), mediante el control de aceleraciones de piso (uso de sistemas con desempeño superior; aisladores de base).

APÉNDICE A

Áreas bajo la curva normal



Ejemplo:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

$$P[Z > 1] = 0.1587$$

$$P[Z > 1.96] = 0.0250$$

Desv. normal x	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010

APÉNDICE B

Modelo mesa 3D.

1. Propiedades geométricas y de material

Unidades (ton,cm, seg)

Columnas: bc := 40 dc := 60
Vigas: bv := 40 dv := 60

f c := 250 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ E := 126 $\frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$

Gr := (0.4·E) $\underline{\underline{H}} := 400$ $\underline{\underline{L}} := 400$

L1 := 600 t := 15

Iv := $\frac{bv \cdot dv^3}{12}$ Icx := $\frac{dc \cdot bc^3}{12}$ Icy := $\frac{dc^3 \cdot bc}{12}$

Iv = 7.2×10^5 Icx = 3.2×10^5 Icy = 7.2×10^5

2. Pesos por nivel (ton)

Pesos por nivel (Ton): w := 50

3. Matriz de rigidez, 4 grados de libertad, MARCO 2 crujiás

$$Kg1 := \begin{bmatrix} \left(\frac{4 \cdot E \cdot Icy}{H} \right) + \left(\frac{4 \cdot E \cdot Iv}{L1} \right) & \frac{2 \cdot E \cdot Iv}{L1} & 0 & \frac{6E \cdot Icy}{H^2} \\ \frac{2 \cdot E \cdot Iv}{L1} & \left(\frac{4 \cdot E \cdot Icy}{H} \right) + 2 \cdot \left(\frac{4 \cdot E \cdot Iv}{L1} \right) & \frac{2 \cdot E \cdot Iv}{L1} & \frac{6E \cdot Icy}{H^2} \\ 0 & \frac{2 \cdot E \cdot Iv}{L1} & \left(\frac{4 \cdot E \cdot Icy}{H} \right) + \left(\frac{4 \cdot E \cdot Iv}{L1} \right) & \frac{6E \cdot Icy}{H^2} \\ \frac{6E \cdot Icy}{H^2} & \frac{6E \cdot Icy}{H^2} & \frac{6E \cdot Icy}{H^2} & 3 \left(\frac{12E \cdot Icy}{H^3} \right) \end{bmatrix}$$

k11 := for i ∈ 1..3

for j ∈ 1..3

k11_{i,j} ← (Kg1_{i,j})

k12 := for i ∈ 1..3

for j ∈ 4

k12_{i,j-3} ← (Kg1_{i,j})

k21 := for i ∈ 4

for j ∈ 1..3

k12_{i-3,j} ← (Kg1_{i,j})

k22 := for i ∈ 4

for j ∈ 4

k12_{i-3,j-3} ← (Kg1_{i,j})

KD1 := k22 - (k21 · k11⁻¹ · k12)

$\underline{\underline{KD1}} := 33.633 \text{ Ton/cm}$

4. Matriz de rigidez, 3 grados de libertad, marco 2 crujiás.

$$K_g := \begin{bmatrix} \left(\frac{4 \cdot E \cdot I_{cx}}{H} \right) + \left(\frac{4 \cdot E \cdot I_v}{L} \right) & \frac{2 \cdot E \cdot I_v}{L} & \frac{6E \cdot I_{cx}}{H^2} \\ \frac{2 \cdot E \cdot I_v}{L} & \left(\frac{4 \cdot E \cdot I_{cx}}{H} \right) + \left(\frac{4 \cdot E \cdot I_v}{L} \right) & \frac{6E \cdot I_{cx}}{H^2} \\ \frac{6E \cdot I_{cx}}{H^2} & \frac{6E \cdot I_{cx}}{H^2} & 2 \left(\frac{12E \cdot I_{cx}}{H^3} \right) \end{bmatrix}$$

K11 := for i ∈ 1..2

for j ∈ 1..2

K11_{i,j} ← (Kg_{i,j})

K21 := for i ∈ 3

for j ∈ 1..2

K12_{i-2,j} ← (Kg_{i,j})

K12 := for i ∈ 1..2

for j ∈ 3

K12_{i,j-2} ← (Kg_{i,j})

K22 := for i ∈ 3

for j ∈ 3

K12_{i-2,j-2} ← (Kg_{i,j})

Matriz de rigidez lateral

$$KD2 := K22 - (K21 \cdot K11^{-1} \cdot K12)$$

$$KD2 := 12.528 \text{ Ton/cm}$$

5. Rigidez de muro y marco de una cruja.

La rigidez lateral del marco 3 está dada por: rigidez del marco 2 + flexión del muro + cortante del muro

factordeforma := 1.2

$$G := \frac{E}{2(1 + 0.25)} \quad G = 50.4$$

$$I_{muro} := \frac{400^3 \cdot 15}{12}$$

$$A_{cort} := \frac{400 \cdot 15}{\text{factordeforma}}$$

$$k_{flex} := \frac{3 \cdot E \cdot I_{muro}}{400^3}$$

$$k_{cort} := \frac{G \cdot A_{cort}}{400}$$

$$KD3 := KD2 + k_{flex} + k_{cort}$$

$$KD3 = 1115.028$$

6. Obtención de la matriz de rigidez del modelo 3D

$$\begin{array}{rcccl}
 & & \left(\frac{\pi}{2} \right) & & \\
 & & \frac{\pi}{2} & & (-600) \\
 (KD3) & & & & 0 \\
 KD2 & & & & \\
 \text{Rigideces} := \text{KD3} & \text{betaj} := & \frac{\pi}{2} & \text{rj} := & 600 \\
 KD1 & & \frac{\pi}{2} & & -200 \\
 (KD1) & & & & (200) \\
 & & 0 & & \\
 & & (0) & &
 \end{array}$$

numero de marcos: $\text{nm} := 5$

$$\begin{array}{l}
 \left[\begin{array}{ccc}
 \sum_{j=1}^{\text{nm}} (\text{Rigideces}_j \cdot \cos(\text{betaj}_j) \cdot \cos(\text{betaj}_j)) & \sum_{j=1}^{\text{nm}} (\text{Rigideces}_j \cdot \cos(\text{betaj}_j) \cdot \sin(\text{betaj}_j)) & \sum_{j=1}^{\text{nm}} \text{Rigideces}_j \cdot \cos(\text{betaj}_j) \cdot (\text{rj}_j) \\
 \sum_{j=1}^{\text{nm}} (\text{Rigideces}_j \cdot \cos(\text{betaj}_j) \cdot \sin(\text{betaj}_j)) & \sum_{j=1}^{\text{nm}} (\text{Rigideces}_j \cdot \sin(\text{betaj}_j) \cdot \sin(\text{betaj}_j)) & \sum_{j=1}^{\text{nm}} \text{Rigideces}_j \cdot \sin(\text{betaj}_j) \cdot (\text{rj}_j) \\
 \sum_{j=1}^{\text{nm}} \text{Rigideces}_j \cdot \cos(\text{betaj}_j) \cdot (\text{rj}_j) & \sum_{j=1}^{\text{nm}} \text{Rigideces}_j \cdot \sin(\text{betaj}_j) \cdot (\text{rj}_j) & \sum_{j=1}^{\text{nm}} \text{Rigideces}_j \cdot (\text{rj}_j)^2
 \end{array} \right] \\
 \underline{\underline{K}} := \\
 \left(\begin{array}{ccc}
 67.3 & 0 & 0 \\
 0 & 2242.6 & 0 \\
 0 & 0 & 805510800
 \end{array} \right)
 \end{array}$$

7. Matriz de masas

$\underline{\underline{g}} := 981$ $a := 400$ $b := 1200$

$$m1 := \frac{w}{g}$$

$$\underline{\underline{J}} := \frac{(a^2 + b^2)}{12}$$

$$m2 := \frac{w}{g}$$

$$J = 1.333 \times 10^5$$

$$m3 := \frac{(w \cdot J)}{g}$$

$$\underline{\underline{M}} := \begin{pmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{pmatrix} \qquad \underline{\underline{M}} = \begin{pmatrix} 0.051 & 0 & 0 \\ 0 & 0.051 & 0 \\ 0 & 0 & 6.796 \times 10^3 \end{pmatrix}$$

8. Cálculo de frecuencias y modos de vibrar

Frecuencias

$$\text{freq} := \sqrt{\text{genvals}(K, M)}$$

$$\text{freq} = \begin{pmatrix} 36.328 \\ 209.761 \\ 344.283 \end{pmatrix}$$

Periodos

$$T := \frac{(2 \cdot \pi)}{\text{freq}} \quad T = \begin{pmatrix} 0.17 \\ 0.03 \\ 0.02 \end{pmatrix}$$

Modos de vibrar

$$\text{modos} := \text{genvecs}(K, M)$$

$$\text{modos} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Modos normalizados

$$\tilde{n} := 1..3$$

$$m := \text{modos}^T \cdot M \cdot \text{modos}$$

$$mo^{\langle \tilde{n} \rangle} := \frac{\text{modos}^{\langle \tilde{n} \rangle}}{\sqrt{m_{\tilde{n}, \tilde{n}}}}$$

$$\Phi := mo$$

Comprobación de la ortogonalidad

$$mo^T \cdot M \cdot mo = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad \text{OK.}$$

$$mo^T \cdot K \cdot mo = \begin{pmatrix} 1319.76 & 0 & 0 \\ 0 & 43999.5 & 0 \\ 0 & 0 & 118530.9 \end{pmatrix} \quad \text{freq}^2 = \begin{pmatrix} 1319.76 \\ 43999.5 \\ 118530.9 \end{pmatrix} \quad \text{OK.}$$

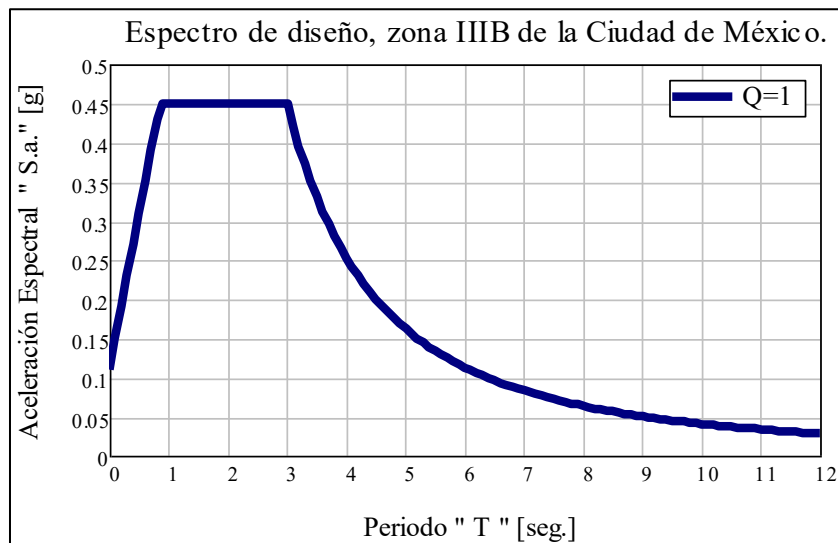
9. Determinación de fuerzas sísmicas

ESPECTRO DE DISEÑO

ZONA IIIb $c := .45$ $ao := 0.11$ $Ta := 0.85$ $Tb := 3$ $R := 2$

$$S_a(T) := \text{if} \left[T < Ta, ao + (c - ao) \cdot \frac{T}{Ta}, \text{if} \left[T > Tb, \left(\frac{Tb}{T} \right)^R \cdot c, c \right] \right]$$

$ii := 1..121$ $Tp_{ii} := \frac{ii - 1}{10}$ $acel_{ii} := S_a(Tp_{ii})$



Coefficientes espectrales

$i := 1..np$

$$S_{a_i} := S_a(T_i) \quad \begin{pmatrix} 0.179 \\ 0.122 \\ 0.117 \end{pmatrix} \quad sa := S_a = \begin{pmatrix} 0.179 \\ 0.122 \\ 0.117 \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} 0.179 \\ 0.122 \\ 0.117 \end{pmatrix} \quad \text{freqq} := \begin{pmatrix} \text{freq}_{3,1} \\ \text{freq}_{2,1} \\ \text{freq}_{1,1} \end{pmatrix}$$

Coefficientes de participación

$r := 1..np$ $I := \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$ $g := 981$

$$S_r := sa_{np-r+1} \quad sa := S$$

$wl_r := \text{freqq}_{np-r+1}$ $w := wl$

$$c_r := \sum_{i=1}^{np} (\Phi^T)_{i,r} \cdot M_{i,i} \cdot (I_{i,i}) \quad c = \begin{pmatrix} 0.226 \\ 0.226 \\ 82.437 \end{pmatrix}$$

Desplazamientos espectral.

$$Sd_r := \frac{c_r \cdot Sa_r \cdot g}{(w_r)^2} \quad \begin{pmatrix} 0.03 \\ \\ 0.08 \end{pmatrix}$$

$$Sd = 6.14 \times 10^{-4}$$

Desplazamientos debidos a cada modo

$$x^{(r)} := Sd_r \cdot \Phi^{(r)}$$

$$x = \begin{pmatrix} 0.133 & 0 & 0 \\ 0 & 2.72 \times 10^{-3} & 0 \\ 0 & 0 & 9.708 \times 10^{-4} \end{pmatrix}$$

Desplazamiento total debido a sismo

$$\delta_{total_r} := \sqrt{\sum_{i=1}^{np} (x_{r,i})^2}$$

$$\delta_{total} = \begin{pmatrix} 0.13319 \\ 0.00272 \\ 0.00097 \end{pmatrix}$$

Fuerzas modales

$$F_r^{(r)} := (w_r)^2 \cdot M \cdot x^{(r)}$$

$$F = \begin{pmatrix} 8.959 & 0 & 0 \\ 0 & 6.099 & 0 \\ 0 & 0 & 7.82 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Fuerzas totales SRSS

$$F_{total_r} := \sqrt{\sum_{i=1}^{np} (F_{r,i})^2}$$

$$F_{total} = \begin{pmatrix} 8.96 \\ 6.1 \\ 7.82 \times 10^5 \end{pmatrix} \quad \begin{matrix} FX \\ FY \\ M \end{matrix}$$

Desplazamientos laterales

Para cada marco

$$d := K^{-1} \cdot F_{total}$$

$$\begin{pmatrix} 0.13319 \\ 0.00272 \\ 0.00097 \end{pmatrix} \begin{matrix} u \\ v \\ r \end{matrix}$$

$$beta_j := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{\pi}{2} \\ \frac{\pi}{2} \\ \frac{\pi}{2} \\ \frac{\pi}{2} \end{pmatrix} \quad r_j := \begin{pmatrix} 200 \\ -200 \\ 600 \\ 0 \\ -600 \end{pmatrix}$$

$$d1a1 := d_{1,1} \cdot \cos(beta_{j_{1,1}}) + d_{2,1} \cdot \sin(beta_{j_{1,1}}) + d_{3,1} \cdot r_{j_{1,1}} = 0.327$$

$$d1b1 := d_{1,1} \cdot \cos(beta_{j_{2,1}}) + d_{2,1} \cdot \sin(beta_{j_{2,1}}) + d_{3,1} \cdot r_{j_{2,1}} = -0.061$$

$$d21 := d_{1,1} \cdot \cos(beta_{j_{4,1}}) + d_{2,1} \cdot \sin(beta_{j_{4,1}}) + d_{3,1} \cdot r_{j_{4,1}} = 0.00272$$

$$d3a1 := d_{1,1} \cdot \cos(beta_{j_{3,1}}) + d_{2,1} \cdot \sin(beta_{j_{3,1}}) + d_{3,1} \cdot r_{j_{3,1}} = 0.5852$$

$$d3b1 := d_{1,1} \cdot \cos(beta_{j_{5,1}}) + d_{2,1} \cdot \sin(beta_{j_{5,1}}) + d_{3,1} \cdot r_{j_{5,1}} = -0.5798$$

Fuerzas laterales=Klat*Desplazamientos Laterales

$$F_{total} = \begin{pmatrix} 8.96 \\ 6.1 \\ 7.82 \times 10^5 \end{pmatrix} \quad r_j := \begin{pmatrix} 200 \\ -200 \\ 600 \\ 0 \\ -600 \end{pmatrix} \quad K_{lat} := \begin{pmatrix} 33.6034 \\ 33.6034 \\ 1115.028 \\ 12.528 \\ 1115.028 \end{pmatrix}$$

$$\begin{array}{rcc}
 \begin{pmatrix} 8.96 \\ 6.1 \\ 7.82 \times 10^5 \end{pmatrix} & r_j := \begin{pmatrix} 200 \\ -200 \\ 600 \\ 0 \\ -600 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 33.6034 \\ 33.6034 \\ 1115.028 \\ 12.528 \\ 1115.028 \end{pmatrix} \\
 F_{\text{total}} = & & \text{Klat} :=
 \end{array}$$

Distribución de cortantes de entrepiso Ton, m.

$$F1a := \text{Klat}_{1,1} \cdot d1a1 = 11$$

$$F2 := \text{Klat}_{4,1} \cdot d21 = 0.034$$

$$F1b := \text{Klat}_{2,1} \cdot d1b1 = -2.05$$

$$F3a := \text{Klat}_{3,1} \cdot d3a1 = 652.523$$

$$\text{FX} := F1a + F1b = 8.95$$

$$F3b := \text{Klat}_{5,1} \cdot d3b1 = -646.458$$

$$\text{FY} := F3a + F3b = 6.1$$

$$M := F1a \cdot r_{j,1} + F1b \cdot r_{j,2} + F3a \cdot r_{j,3} + F2 \cdot r_{j,4} + F3b \cdot r_{j,5}$$

$$M = 7.82 \times 10^5$$

APÉNDICE C

```

*START
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
  Marco      0      0 0 1 1      Marco de 5 Pisos
!-----!
! "Coordenadas globales" [UNIDADES kg-cm-seg]
!-----!
! "ANÁLISIS DINÁMICO"
!-----!
*NODECOORDS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
C      1      0.0      0.0
C      2      600.0      0.0
C      3      1200.0      0.0
C      4      1800.0      0.0
C      5      0.0      440.0
C      6      600.0      440.0
C      7      1200.0      440.0
C      8      1800.0      440.0
C      9      0.0      790.0
C     10      600.0      790.0
C     11      1200.0      790.0
C     12      1800.0      790.0
C     13      0.0      1140.0
C     14      600.0      1140.0
C     15      1200.0      1140.0
C     16      1800.0      1140.0
C     17      0.0      1490.0
C     18      600.0      1490.0
C     19      1200.0      1490.0
C     20      1800.0      1490.0
C     21      0.0      1840.0
C     22      600.0      1840.0
C     23      1200.0      1840.0
C     24      1800.0      1840.0
!-----!
! ***** "REESTRICCIONES EN LA BASE" *****
!-----!
*RESTRAINTS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
S 111      1
S 111      2
S 111      3
S 111      4
!-----!
! ***** "DIAFRAGMA DE PISO" *****
!-----!
*SLAVING
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
S 100      5      6      8      1
S 100      9      10     12     1
S 100     13     14     16     1
S 100     17     18     20     1
S 100     21     22     24     1
!-----!
! ***** "MASAS DE ENTREPISO" *****
!-----!
*MASSES
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
S 100 11.467890      5      1.0 0.0
S 100 11.467890      6      1.0 0.0
S 100 11.467890      7      1.0 0.0
S 100 11.467890      8      1.0 0.0
S 100 11.467890      9      1.0 0.0
S 100 11.467890     10      1.0 0.0
S 100 11.467890     11      1.0 0.0
S 100 11.467890     12      1.0 0.0
S 100 11.467890     13      1.0 0.0
S 100 11.467890     14      1.0 0.0
S 100 11.467890     15      1.0 0.0
S 100 11.467890     16      1.0 0.0
S 100 11.467890     17      1.0 0.0
S 100 11.467890     18      1.0 0.0
S 100 11.467890     19      1.0 0.0
S 100 11.467890     20      1.0 0.0
S 100 11.467890     21      1.0 0.0
S 100 11.467890     22      1.0 0.0
S 100 11.467890     23      1.0 0.0
S 100 11.467890     24      1.0 0.0
!-----!
! ***** "DEFINICIÓN DE PROPIEDADES DE COLUMNAS Y VIGAS" *****
!-----!
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
*ELEMENTGROUP
  2      1      1      .001567      - Viga - Columna -
  4      0      4
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
! Ele ME. EPD. AST. MI. K11 K22 K12 ASTC RP. M
  1 221359.43 0.000 1250 260416.7 4.0 4.0 2.0 1041.7 0.2 1.0
  2 221359.43 0.000 3600 1080000 4.0 4.0 2.0 3000 0.2 1.0
  3 221359.43 0.000 1250 260416.7 4.0 4.0 2.0 1041.7 0.2 1.0
  4 221359.43 0.000 3025 762552.1 4.0 4.0 2.0 2520.8 0.2 1.0
!-----!
! Ele B-C My+ My-
  1 1 6297812 6297812
  2 1 9759621 9759621
  3 1 5500000 5500000
  4 1 6989853 6989853

```

1	5	6	1	1	0	1	1
2	6	7	1	1	0	1	1
3	7	8	1	1	0	1	1
4	9	10	1	1	0	1	1
5	10	11	1	1	0	1	1
6	11	12	1	1	0	1	1
7	1	5	1	2	0	2	2
8	2	6	1	2	0	2	2
9	3	7	1	2	0	2	2
10	4	8	1	2	0	2	2
11	13	14	1	3	0	3	3
12	14	15	1	3	0	3	3
13	15	16	1	3	0	3	3
14	17	18	1	3	0	3	3
15	18	19	1	3	0	3	3
16	19	20	1	3	0	3	3
17	21	22	1	3	0	3	3
18	22	23	1	3	0	3	3
19	23	24	1	3	0	3	3
20	5	9	1	4	0	4	4
21	6	10	1	4	0	4	4
22	7	11	1	4	0	4	4
23	8	12	1	4	0	4	4
24	9	13	1	4	0	4	4
25	10	14	1	4	0	4	4
26	11	15	1	4	0	4	4
27	12	16	1	4	0	4	4
28	13	17	1	4	0	4	4
29	14	18	1	4	0	4	4
30	15	19	1	4	0	4	4
31	16	20	1	4	0	4	4
32	17	21	1	4	0	4	4
33	18	22	1	4	0	4	4
34	19	23	1	4	0	4	4
35	20	24	1	4	0	4	4

```

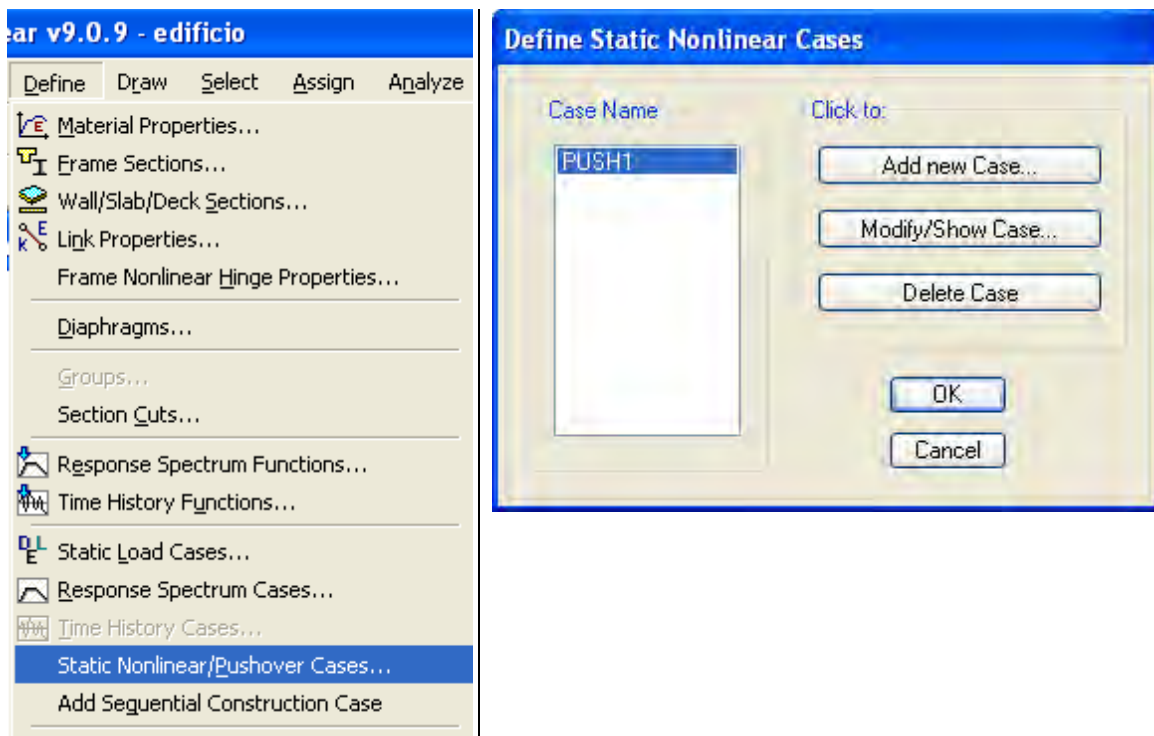
-----
***** "RESULTADOS" *****
-----
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
*RESULTS
NSD 001 24 24 1
E 001
GD 001
-----
***** "CARGAS GRAVITACIONALES EN LOS ELEMENTOS" *****
-----
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
*ELEMLOAD
GRAV Cargas verticales
G 1 1
1 1 0 1.0 0.0 7500 750000 0.0 7500 -750000
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1 6 1 1 1.0
11 19 1 1 1.0
-----
***** "REGISTRO ACELEROGRAFICO" *****
-----
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
*ACCNREC
SISA CibeleS.ew (14x,e14,6)
4096 1 0 1 1.00 1.0 0.01 0.01
-----
***** "PARAMETROS DEL ANALISIS" *****
-----
*PARAMETERS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
F 0.005 0.005
OS 1 0 0 0 0
OD 0 0 0 0 0.0 2 0.04 0 0.0 0 0.0
DC 1 1 1 -100
-----
***** "ANÁLISIS ESTÁTICO GRAVITACIONAL [CV +CV]" *****
-----
*GRAV GRAVITY LOADS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
E GRAV 1.0
-----
***** "ANÁLISIS MODAL" *****
-----
*MODE
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
0 0 1
-----
***** "ACELEROGRAMA CIBELES 25/ABRIL/1989" *****
-----
*ACCN SISMO NS
100.00 5000 1 0.01
1 SISA 5 1.0
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
-----
*****
*STOP

```

Apéndice D

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, ASIGNACIÓN DEL PUSH-OVER EN ETABS.

En el programa de ETABS vamos al menú DEFINE – STATIC NONLINEAR/PUSHOVER CASES en la ventana presionamos ADD NEW CASE.



En la ventana desplegada llenaremos de la siguiente forma:

1.- Ingresaremos el 4% de la altura del edificio en el área de OPTIONS en PUSH TO DISP. MAGNITUDE $0,04 \times 100 = 4$

2.- Además se debe definir el nudo de control, según el Código FEMA 273 establece que el nudo de control debe estar localizado en el último piso en el centro de rigideces considerando que éste no se encontrará en una azotea que no sea parte de la estructura para este caso estará en STORY 1 nudo 2.

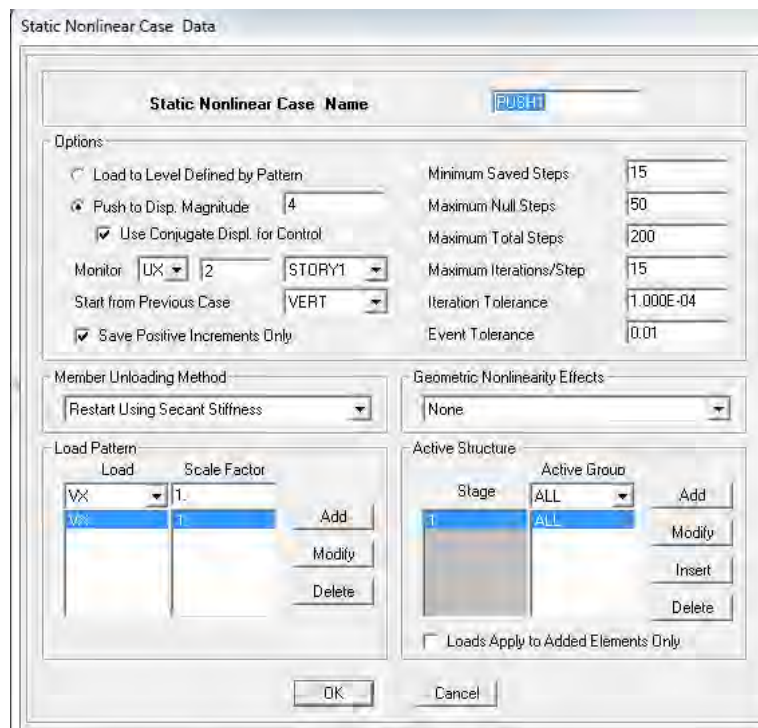
3.- En la opción “MEMBER UNLOADING METHOD”, existen 3 alternativas que considera ETABS para los ciclos de carga y descarga de la estructura, estas alternativas son:

- UNLOAD ENTIRE STRUCTURE
- APPLY LOCAL REDISTRIBUTION
- RESTART USING SECCANT STIFFNESS

FEMA 273 establece que, cualquier método que considere inercia agrietada para cada paso de los ciclos de carga y descarga de la estructura es adecuado para el análisis, y que la redistribución de las cargas en cada elemento dependerá del patrón de cargas que se asume para cada modelo matemático. Los tres anteriores consideran por defecto del consumo de energía durante los ciclos de histéresis, la acumulación de deformación plástica irreversible a lo largo de los ciclos de carga y la reducción de la rigidez con los ciclos de descarga y recarga, pero el hecho de utilizar el método reiniciar los ciclos de carga y descarga usando la rigidez secante (RESTART USING SECCANT STIFFNESS) representa una mejor aproximación para el modelo.

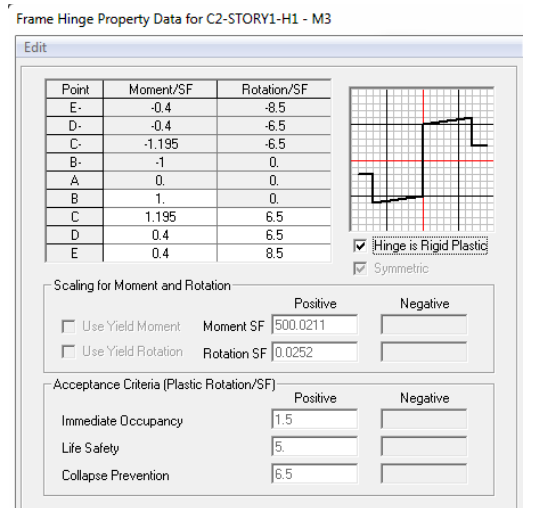
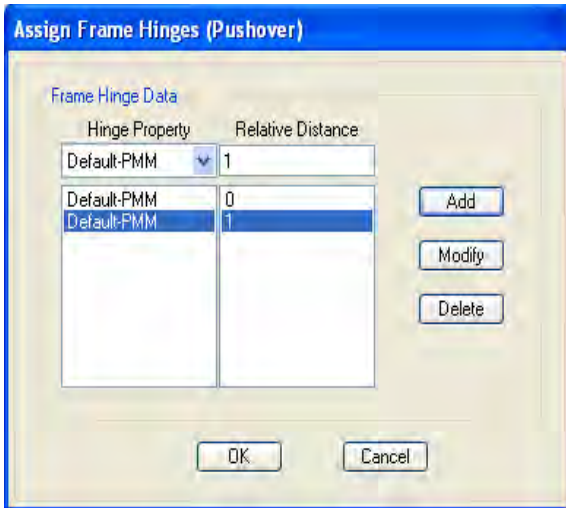
4.- En el área de LOAD PATTERN seleccionamos los sismos con escala 1; ETABS se encarga de la distribución de la fuerza sísmica con el coeficiente de aceleración que ya se ingresó a partir del coeficiente sísmico o un patrón de carga definido por el usuario (carga estática equivalente).

5.- En el área de GEOMETRIC NONLINEARITY EFFECTS seleccionamos NONE no tomaremos en cuenta el efecto P-DELTA dentro de la definición del caso de carga PUSH1, este efecto debe considerarse por fuera del caso de carga, a partir de la iteración de la masa de la estructura.



ASIGNAR ROTULAS PLÁSTICAS O BISAGRAS A VIGAS Y COLUMNAS

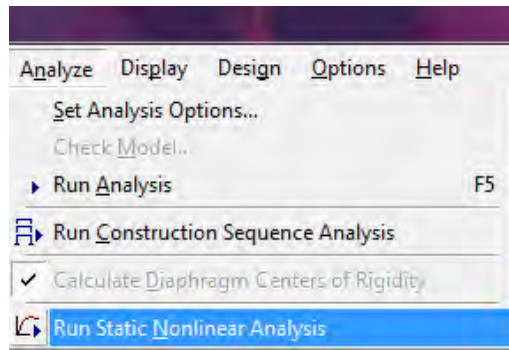
Para asignar las rotulas plásticas en las columnas seleccionamos todas las columnas y vamos al menú ASSIGN – FRAME/LINE – FRAME NONLINEAR HINGES una de las consideraciones que se tiene en el diseño de las columnas es que estas trabajan a carga axial y momento (PMM), también lo que hay que considerar en el programa, es el ingreso de las distancias relativas donde se ubican las articulaciones; en el inicio (0) y fin (1) de los elementos de la siguiente manera;



De la misma forma se hará para las vigas, seleccionando esta vez todas las vigas pero sabiendo que estas solo trabajan para momento M3 también se tiene que colocar las propiedades de las articulaciones al principio y al fin.

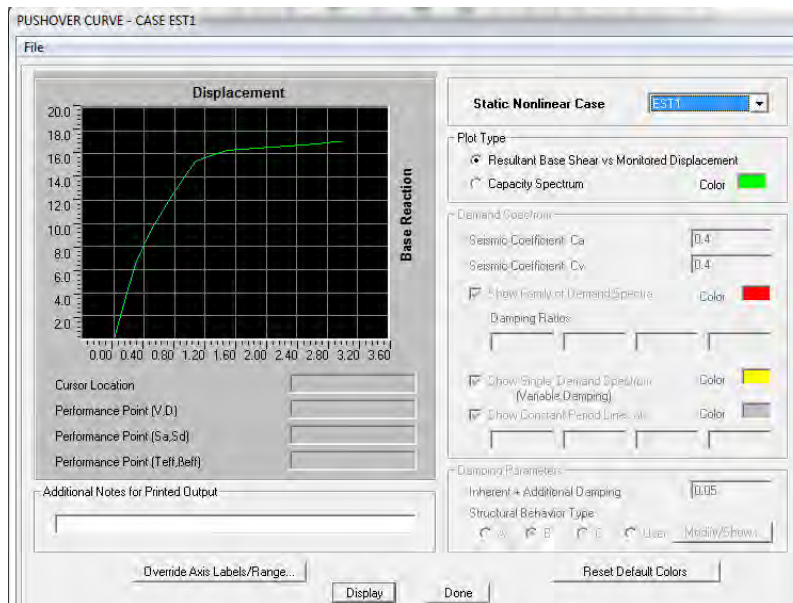
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Una vez que ya se han definido los parámetros del método Pushover, se debe ejecutar el programa como un análisis normal, es decir se tiene que realizar primero un análisis elástico. Cuando se ha realizado esto, se debe ejecutar el análisis estático no lineal ingresaremos al menú ANALYZE – RUN STATIC NONLINEAR ANALYSIS.



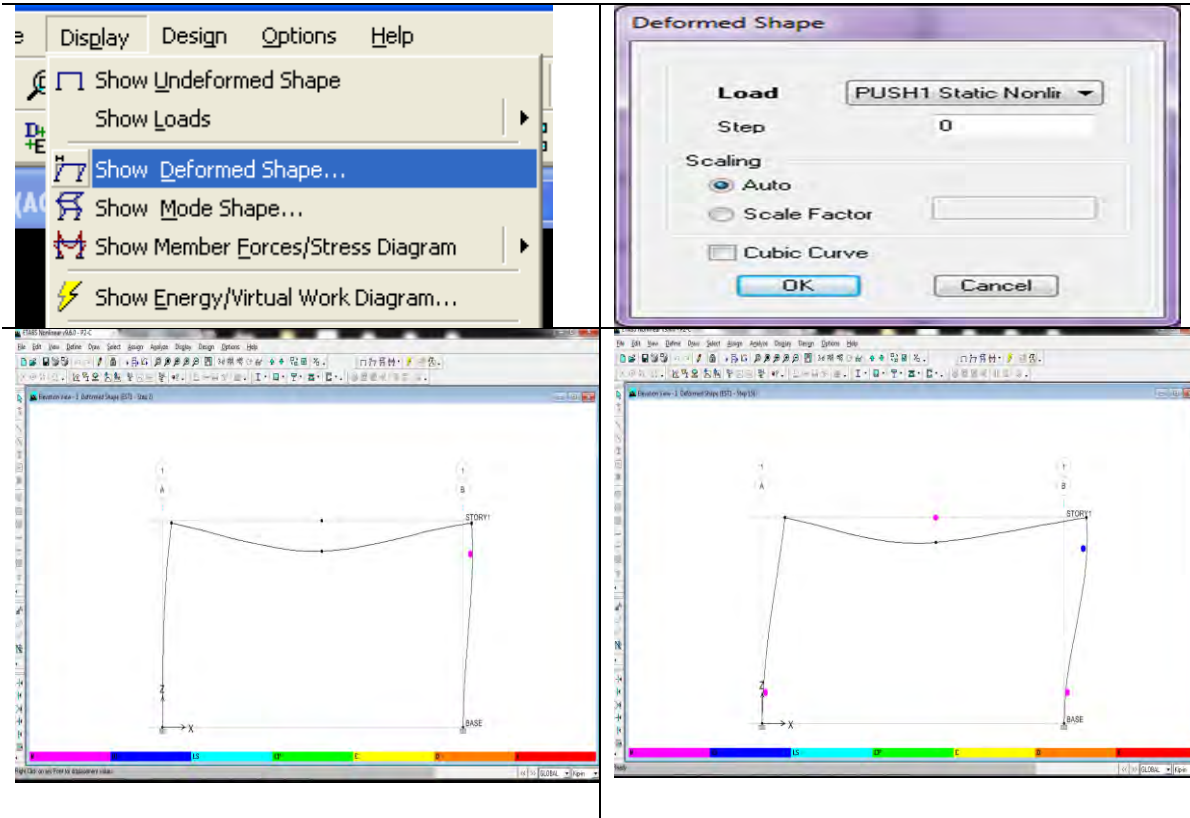
CURVA DE PUSHOVER.-

Luego de haber ejecutado el Análisis No lineal Estático, ETABS nos provee de una herramienta muy útil que es SHOW STATIC PUSHOVER CURVE, la cual nos presenta la curva de capacidad es decir una gráfica Cortante Basal vs. Desplazamiento Controlado.



RESULTADOS DE DEFORMACIONES; PUSHOVER.

Para ver la deformación de la estructura por el método Pushover vamos al menú DISPLAY - SHOW DEFORMED SHAPE y en cuadro escogemos la carga de PUSH1 para que nos muestre la deformación de la estructura por el análisis de PUSHOVER



MODELO DRAIN 2DX

Se realiza un modelo de Análisis Estático no Lineal en el programa Drain 2Dx para la estructura planteada, a continuación se define el modelo y los resultados de la misma.

```
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*START
*START
Ej001 0 0 0 1 Plantilla para el ejemplo 01. Kip.in.seg
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*NODEC
OORDS
*NODECOORDS
C 1 0.0 0.0
C 2 200 0.0
C 3 0.0 100
C 4 200.0 100
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*RESTRA
INTS
*RESTRAINTS
```

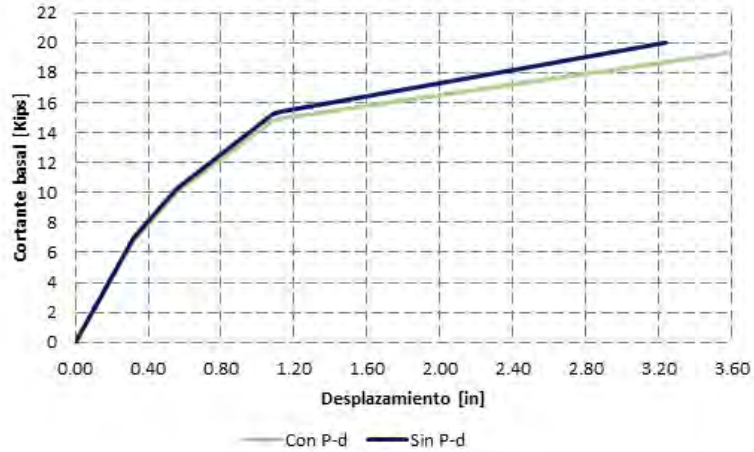


```

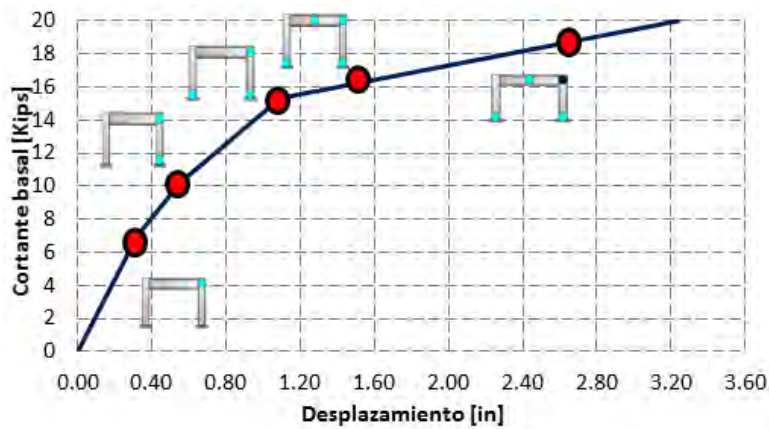
S 111 1
S 111 2
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*SLAVING
S 100 3 4 4 1
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*ELEMENTGROUP
2 1 1 0.000 - Columna-Marcos -
2 0 2
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
1 29000 0.01 .10 77.5862 4 4 2 0 0 1
2 29000 0.01 .10 51.7241 4 4 2 0 0 1
1 1 800 800
2 1 500 500
1 3 4 1 1 0 1 1
2 1 3 1 2 0 2 2
3 2 4 1 2 0 2 2
*RESULTS
NSD 001 2 4 2
E 001
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*ELEMLOAD
GRA C.M+C.V. en traves
G 1 1
1 0 1 0 20 500 0.00 20 -500
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
1 1 1 1 1.0

!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*NODALOAD
NTC Carga de NTC
S 2 0 0 3
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*PARAMETERS
F 0.500 0.005
OS 0 0 1 0
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*GRAV
E GRA 1.0
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*STAT PUSH-OVER
N NTC 1.0
L 0.100 10.0 9000
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890*
*STOP

```



Curva cortante basal – desplazamiento lateral, Drain 2Dx



Mapeos de daño estructural

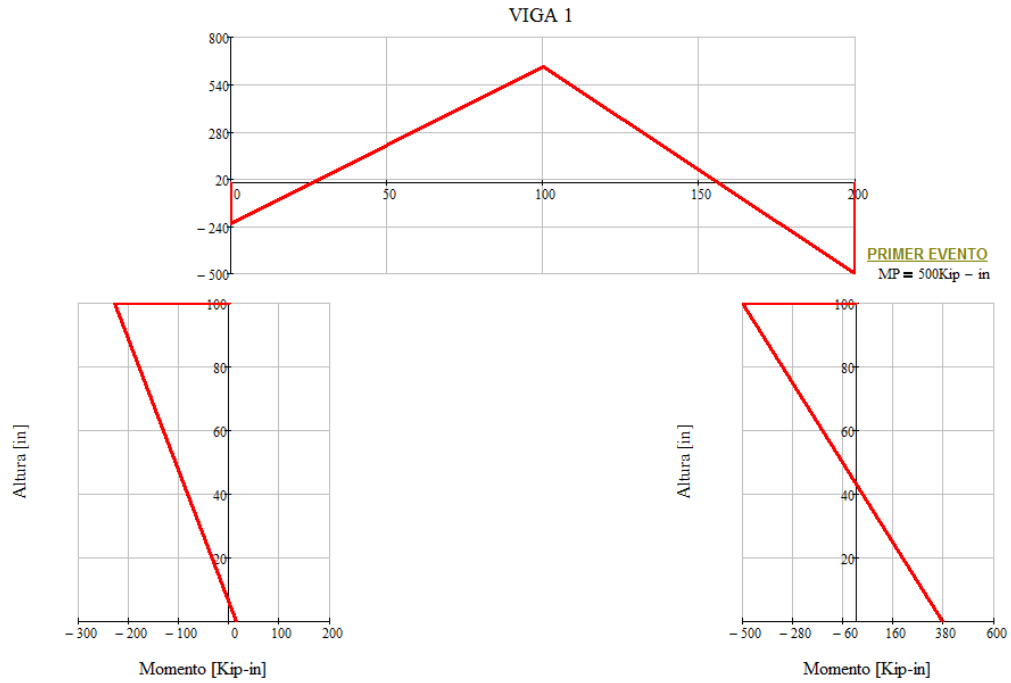
MODELO EVENTO A EVENTO [MATHCAD]

Matriz de rigidez (elemento viga)

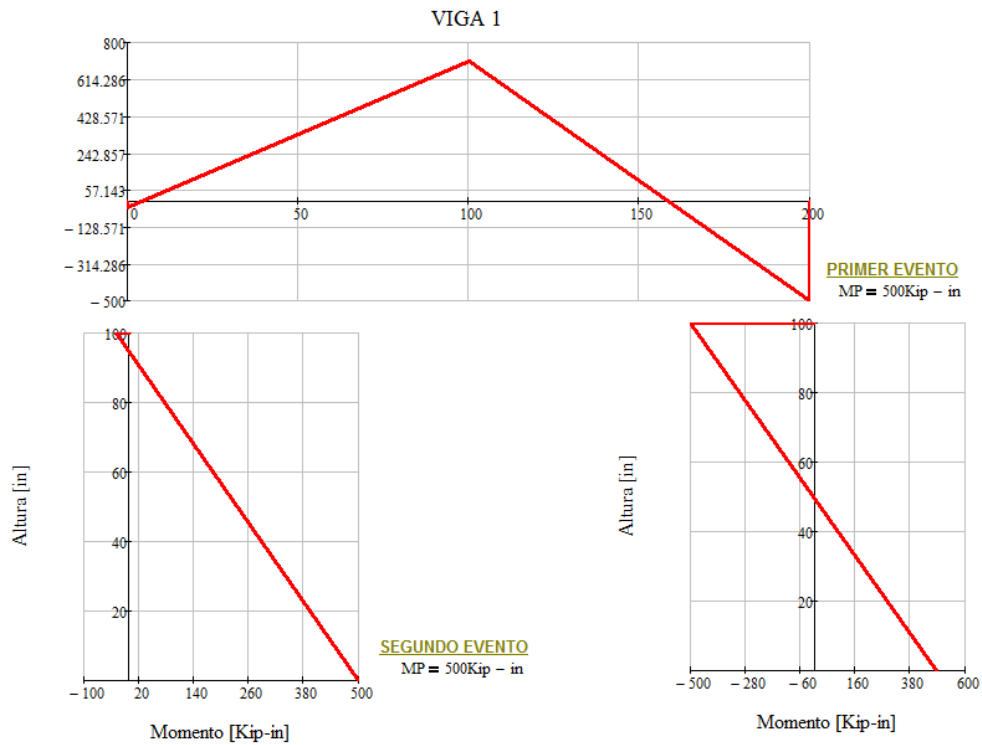
$$k(E, I, A, L) := M \leftarrow \begin{bmatrix} \frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 & -\frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & 0 & -\frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{E \cdot I \cdot (2)}{L} \\ -\frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 & \frac{E \cdot A}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} \\ 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{E \cdot I \cdot (2)}{L} & 0 & -\frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2} & \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \end{bmatrix} \leftarrow M$$

Matriz de continuidad

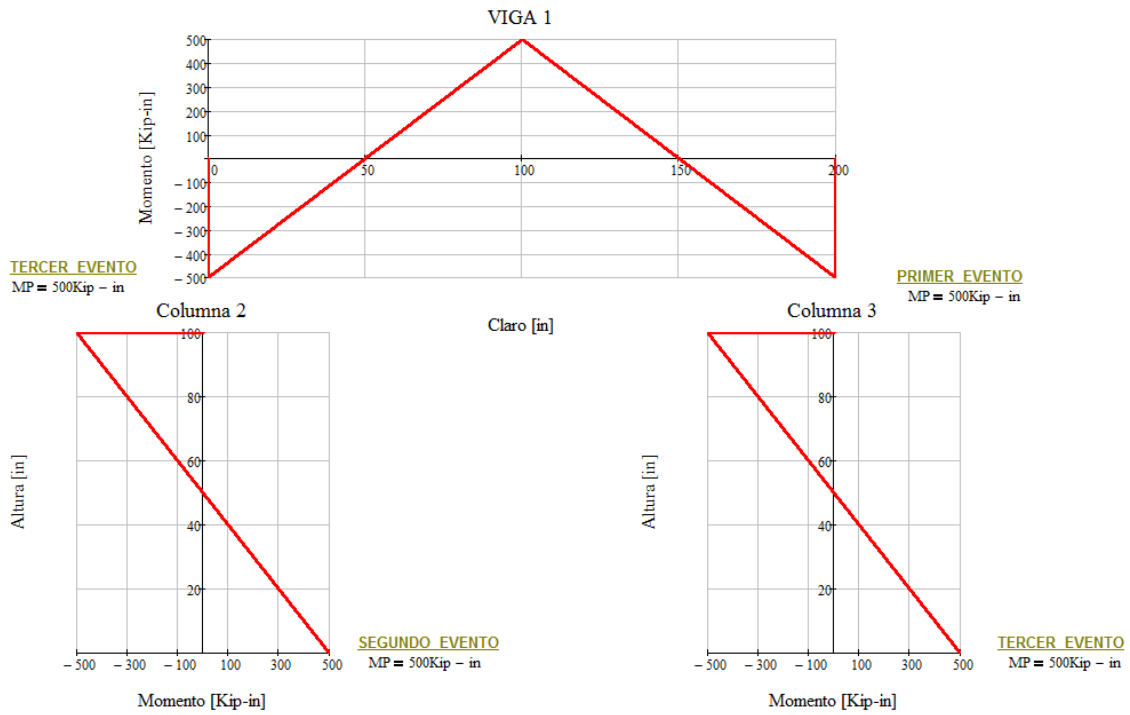
$$\alpha(c, s) := \begin{pmatrix} c & s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c & s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$



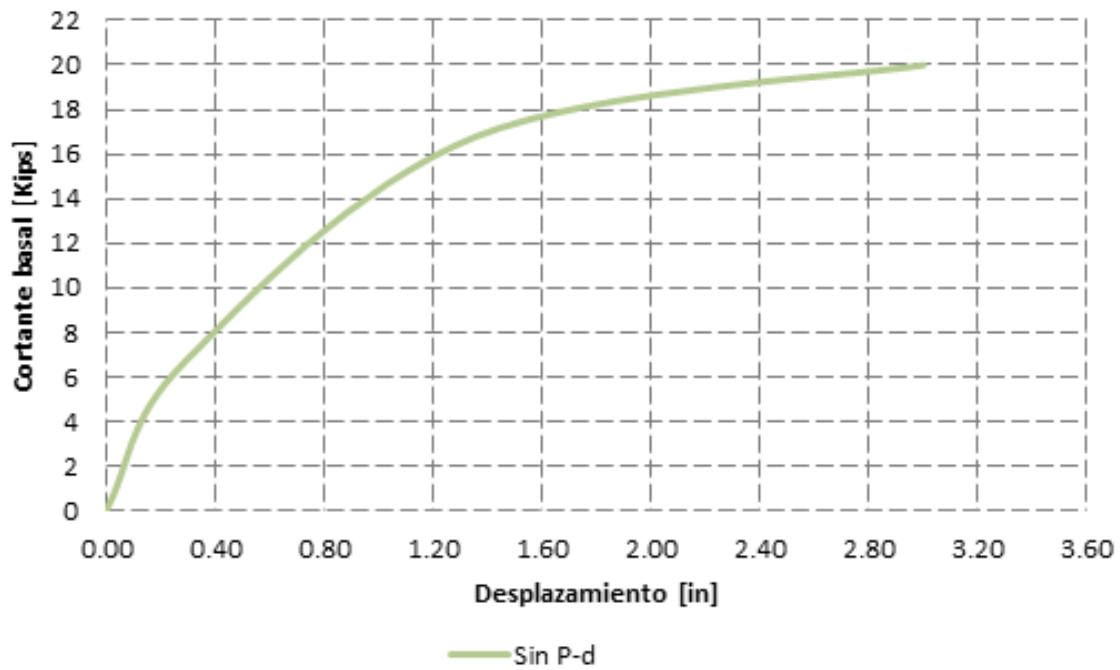
Primer evento, rotula plástica en conexión superior derecha



Segundo evento, rotula plástica en apoyo inferior izquierdo



Tercer evento, rotula plástica en apoyo inferior derecho y conexión superior de izquierda



Curva cortante basal – desplazamiento lateral, análisis evento a evento, mathcad

REFERENCIAS

Aguilar, Meléndez, C. (2011). “Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.

Arellano, E. (2005). “Vulnerabilidad Sísmica en Chilpancingo y la Colonia Roma”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

ATC-13. (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California.

Bazán, T. E. y Meli, P. R. (1999). Diseño sísmico de edificios, primera edición, Limusa, México.

Bermúdez, Mejía, C. (2010). “Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.

Bonett, R. (2003). “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.

Briseida G. (2005). “Vulnerabilidad sísmica de edificios por muestreo estadístico”, Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México DF.

Chopra K. A. (2014). Dinámica de estructuras, Cuarta edición, Pearson educación, México.

CSI-2005 (2013), “CSI analysis reference manual for ETABS and SAFE”, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, Estados Unidos, octubre.

Dowrick, D. (2009). Earthquake Resistant Design and Risk Reduction, second edition, John Wiley & Sons, Ltd.

Federal Emergency Management Agency FEMA. 1999. HAZUS, Earthquake Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., United States.

Godínez D. E., Tena C. A., Pérez R. L. (2005) “Mapas de vulnerabilidad esperados para el sismo del 19 de septiembre de 1985 para estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal”, Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ciudad de México, CDROM, Artículo No. II-08.

Godínez G. E. (2005). “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en el Distrito Federal. El caso específico del sismo del 19 de septiembre de 1985”, Tesis de

Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México DF.

Gómez B. A., Arellano M. E., Huarte T. C., Juárez G. H., Cruz M. E. y Rangel N. J. L. (2005) “Riesgo Sísmico y escenarios de daño en la Colonia Roma”, Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ciudad de México, CDROM, Artículo No. II-19.

Gómez S., Gómez B., Gonzales C., Terán G. y Ruiz S. (2009). “Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal”, Reporte de investigación, Secretaria de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal.

Gómez Soberón C. (2012) “Recomendaciones para inspección y mantenimiento en función de curvas de fragilidad de puentes carreteros en México”, Memorias, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero.

Gomez. B., Iglesias y Juarez H. (1998) “Mapas de isosistaz

González, C. O. y Robles, F. (2005). Aspectos fundamentales del concreto reforzado, cuarta edición, Limusa, México.

Hernández, M. (2005). “Determinación del Grado de Daño de Estructuras Típicas de Mampostería de la Colonia Roma de la Ciudad de México”, Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México DF.

Johnson, A. R. (1997). Probabilidad y estadística para ingenieros de Miller y Freund, quinta edición, Prentice Hall.

Juárez G. H., Gómez B. A., Arellano M. E. y Sordo Z. E. (2004) “ Seismic vulnerability assessment for Colonia Roma in Mexico City”, Memorias, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Paper No. 945.

Juárez, G. H. (2010). “Multi-Hazard Risk Assessment: An Interdependency Approach”, Thesis Doctor of Philosophy, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Juárez-García, H. (2012). “Temas selectos de ingeniería estructural”, Notas de clase, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.

Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, 1 st Edition, Prentice Hall.

Lee V. (1992). “On strong-motion uniform risk functionals computed from general probability distributions of earthquake recurrences”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 11.

Lopez L. A., de León E. D., Vilar R. J., y Cordero C. (2008) “Vulnerabilidad de estructuras mayores de subestaciones eléctricas y de líneas de transmisión ante riesgos naturales de viento y sismo”, Memorias, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver.

Marinilli Angelo (2008). "Simplified stochastic analysis of reinforced concrete frame under seismic loads", The 14th World Conference On Earthquake Engineering, Beijing, China.

Martínez, Alfaro, J. (2012). "Caracterización de la vulnerabilidad sísmica utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para algunas tipologías estructurales de hormigón armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de los Ríos", Tesis de ingeniería, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile.

McGuire W., Gallagher R., Ziemian R. (2000). Matrix Structural Analysis, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc. USA.

McGuire, R. K. (2004). Seismic Hazard and Risk Analysis, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA

Meli, P. R. (2011). Diseño Estructural, segunda edición, Limusa, México.

Moreno, R. (2006). "Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación a Diversos Escenarios Sísmicos de Barcelona", Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.

Noreña F., Castañeda C. e Iglesias J. (1989). "The Mexico earthquake of September 19, 1985 evaluation of the seismic capacity of buildings in Mexico City", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1.

NTCC-04 (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS.

NTCCA-04 "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS.

NTCS-04 (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS.

Otani S. y Umemura H. (1989). "Damage of reinforced concrete buildings from the 1885 Mexico earthquake", UACH, 5ª serie, No. 21, p.p. 337-374.

Paulay, T. y Priestley M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc.

Powel G. H., Prakash V. y Campbell S. (1993). "Drain-2DX, Based Program Description and User Guide", Department of Civil Engineering University of California, Version 1.10, Berkeley, California.

Powel G. H., Prakash V. y Campbell S. (1993). "Drain-2DX, Element description and user guide for element type01, type02, type04, type06, type09 and type15", Department of Civil Engineering University of California, Version 1.10, Berkeley, California.

- Quizanga, M. D., (2006). “Curvas de fragilidad para las diferentes zonas sísmicas del Ecuador e influencia del acero transversal”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejercito.
- Rojas, G. R., (2010). “Curvas de fragilidad sísmicas para edificios aporticados de concreto reforzado de poca altura”, Universidad Central de Venezuela.
- Rosenblueth, E. (1981). “Two-point estimates in probabilities”, ipc science and technology press, Applied Mathematical Modelling, Vol. 5.
- Safina, S. (2002). “Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales. Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.
- SMIE (2012). Guía de Análisis de Estructuras de Mampostería.
- Tena-Colunga, A. (2007). Análisis Estructural con Métodos Matriciales, primera edición, Limusa, México.
- Tena-Colunga, A., Chinchilla, P. K. y Juárez L. G. (2013). “Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 89, pp. 135-166.
- Terán, G. A. (2010). “Diseño de estructuras de concreto”, Notas de clase, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
- Vacareanu, D. L. y Arion C. (2012) “Seismic Fragility Functions for Masonry Buildings in Romania”, 15 WCEE, Lisboa.
- Vargas Alzate Y. (2013). “Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño.”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Velásquez, V. J., (2006). “Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas”, Tesis de maestría, Escuela de graduados, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Vielma, J. (2008). “Caracterización del Comportamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado Mediante la Respuesta No Lineal”, Tesis de Doctorado, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Zúñiga R., Suárez G., Ordaz M. y García-Acosta V. (1997). “Peligro Sísmico en Latinoamérica y el Caribe”, Proyecto 89-0190/PIGH, Centro Internacional de Investigaciones para el Desarrollo, Ottawa, Canada.