



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**INFLUENCIA EN LA CONFIABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL
DE LAS INCERTIDUMBRES EN LAS PROPIEDADES
MECÁNICAS DE LOS MATERIALES Y EN LAS CARGAS VIVAS
MÁXIMAS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

GERARDO RANGEL AGUILAR

TUTORA:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GOMEZ



JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto
Secretario: Dr. José Alberto Escobar Sánchez
Vocal: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez
1^{er} suplente: M.I. Octavio García Domínguez
2^o suplente: M.I. Ismael Vázquez Martínez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

TUTORA DE TESIS:

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez



CONTENIDO

CONTENIDO	i
RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABLAS	viii
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 Objetivo	2
1.2.1 General.....	2
1.2.2 Particulares.....	2
1.3 Organización del trabajo	2
1.4 Alcances y limitaciones.....	3
2 MARCO TEÓRICO	5
2.1 Incentidumbres.....	5
2.1.1 Cargas en edificios.....	5
2.1.1.1 Carga viva máxima instantánea	5
2.1.1.2 Carga muerta.....	5
2.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales.....	6
2.1.2.1 Resistencia a la compresión del concreto f_c	6
2.1.2.2 Comportamiento mecánico	6
2.1.2.3 Esfuerzo f_c	6
2.1.2.4 Aportación de la losa a la resistencia.....	6
2.1.2.5 Acero estructural	6
2.1.2.2.1 <i>Comportamiento mecánico</i>	6
2.1.2.2.2 <i>Esfuerzo de fluencia del acero f_y</i>	6
2.2 Análisis de riesgo sísmico.....	7
2.2.1 Selección de registros sísmicos.....	7
2.2.2 Peligro sísmico.....	7
2.2.3 Vulnerabilidad sísmica.....	8
2.3 Confiabilidad estructural.....	8
2.3.1 Modelo de comportamiento histerético y daño.....	8
2.3.1.1 Elementos de concreto reforzado.....	8
2.3.2 Demanda sísmica	9
2.3.3 Propiedades medias y nominales	10
3 ESTRUCTURAS ANALIZADAS.....	11
3.1 Características generales	11
3.2 Modelos estructurales.....	25
3.3 Casos de análisis	25



3.4 Periodos de Vibrar y Coeficientes Sísmicos	26
3.5 Valores Nominales, Medios e Inciertos de las Propiedades Mecánicas de los Materiales y de las Cargas Vivas Máximas Actuantes	26
3.5.1 Resistencia a compresión del concreto f'_c	26
3.5.2 Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo f_y	28
3.5.3 Cargas vivas máximas actuantes	29
3.6 Movimientos Sísmicos y Curvas de Peligro Sísmico	30
3.6.1 Selección de Acelerogramas	31
3.6.2 Procesamiento de las señales sísmicas	32
3.6.3 Análisis de formas espectrales	32
3.7 Escalamiento de registros sísmicos	35
3.7.1 Periodos de retorno	35
3.7.2 Factores de escala	35
3.7.2.1 Obtención del factor de escala	36
3.7.2.2 Criterio de escalamiento	37
3.7.3 Curvas de peligro sísmico	38
4 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL	40
4.1 Introducción	40
4.2 Generalidades	40
4.2.1. Parámetro indicativo de la respuesta sísmica estructural	40
4.2.3 Estados límite considerados	40
4.2.4 Niveles de intensidad sísmica considerados	41
4.3 Metodología utilizada para evaluar la confiabilidad sísmica estructural de los edificios analizados	41
4.3.1 Función de distribución de probabilidad supuesta para las DME	41
4.4 Edificio de 5 niveles	44
4.4.1 Modelo con propiedades nominales	44
4.4.1.2 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	46
4.4.1.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	47
4.4.1.4 Curvas de peligro de demanda estructural	49
4.4.2 Modelo con propiedades medias	50
4.4.2.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	51
4.4.2.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	53
4.4.2.4 Curvas de peligro de demanda estructural	54
4.4.3 Modelo con propiedades inciertas	55
4.4.3.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	58
4.4.2.5 Curvas de peligro de demanda estructural	60
4.4.4 Comparativa de los resultados obtenidos de los análisis	60
4.5 Edificio de 10 niveles	63
4.5.1 Modelo con propiedades nominales	63
4.5.1.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	63
4.5.1.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	64



4.5.1.4 Curvas de peligro de demanda estructural	66
4.5.2 Modelo con propiedades medias	67
4.5.2.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	67
4.5.2.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	68
4.5.2.4 Curvas de peligro de demanda estructural	70
4.5.3 Modelo que considera propiedades inciertas	70
4.5.3.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	70
4.5.3.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	72
4.5.3.4 Curvas de peligro de demanda estructural	73
4.5.3.5 Comparativa de los resultados obtenidos de los análisis	74
4.6 Edificio de 15 niveles	77
4.6.1 Modelo con propiedades nominales	77
4.6.1.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	77
4.6.1.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	78
4.6.1.3 Curvas de peligro de demanda estructural	80
4.6.2 Modelo con propiedades medias	81
4.6.2.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	82
4.6.2.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	83
4.6.2.3 Curvas de peligro de demanda estructural	84
4.6.3 Modelo con propiedades inciertas	85
4.6.3.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso	85
4.6.3.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)	86
4.6.3.3 Curvas de peligro de demanda estructural	88
4.6.4 Comparativa de los resultados obtenidos de los análisis	89
4.6.4.1 Curvas de peligro de demanda estructural	90
4.7 Comparación final de los resultados obtenidos para los tres edificios	91
4.7.1 Medianas y desviaciones estándar del logaritmo de DME	91
4.7.2 Curvas de peligro de demanda estructural de los edificios analizados	94
5 CONCLUSIONES	96
REFERENCIAS	98



RESUMEN

En este trabajo se obtienen la confiabilidad estructural medida en término de la tasa anual de excedencia de cierto nivel de distorsión máxima de entrepiso dada una cierta intensidad sísmica representada por curvas de peligro de demanda estructural (CPD) de tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004).

Los edificios fueron diseñados por reconocidas firmas de Ingeniería Estructural de la Ciudad de México. Para la obtención de las demandas sísmicas, los edificios se modelan como marcos planos de múltiples grados de libertad, donde las distorsiones relativas máximas de entrepiso (DME) son los parámetros representativos del daño en los edificios. Las estructuras se ubican en la zona IIIb del valle de México. Para el análisis se usan movimientos de banda angosta originados en la zona de subducción del Pacífico Mexicano y registrados en la estación SCT. Los registros son escalados a periodos de retorno asociados a distintos niveles de intensidad sísmica.

Se aplica el método de integración para obtener las tasas anuales de excedencia de un cierto nivel de DME dada una intensidad sísmica. Finalmente se comparan las tasas de excedencia de los edificios suponiendo valores a) nominales, b) medios y c) inciertos de las propiedades mecánicas de los materiales y de las cargas vivas máximas instantáneas.



ABSTRACT

In this work the influence of parameters uncertainties on the seismic reliability of several structural reinforced concrete buildings is analysed. The seismic reliability is represented by means of seismic demand hazard curves. Seismic demand hazard curves are obtained for three reinforced concrete 5-10- and 15- story buildings designed in accordance with the Mexico City Building Code (2004), by three well recognized Mexican engineering firms.

The structures are located in Zone IIIb in the valley of Mexico. Narrow-band motions recorded on SCT station are used for the analysis, and correspond to subduction events. These ground motions were scaled to different return intervals, associated with different levels of seismic intensity. The damage parameter used in this work is the peak story drift. Each building is modeled by plane frames.

The seismic demand hazard curves corresponding to buildings with a) nominal, b) mean and c) uncertain values of their material mechanical properties and maximum instantaneous sustained live loads, are compared.



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Modelo de comportamiento histerético para vigas de concreto reforzado adaptada de Campos y Esteva (1997)	9
Figura 3.1 Mapa de zonificación del D.F. para fines de diseño sísmico	12
Figura 3.2 Elevación y planta de los edificios analizados	12
Figura 3.3 Secciones estructurales del edificio de 5 niveles	13
Figura 3.4 Secciones estructurales del edificio de 10 niveles	16
Figura 3.5 Secciones estructurales del edificio de 15 niveles	21
Figura 3.6 Modelo estructural empleado en los análisis	25
Figura 3.7 Histograma y distribución de probabilidad Gaussiana correspondiente al esfuerzo de compresión del concreto; (a) $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$; (b) $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$	27
Figura 3.8 Histograma y distribución de probabilidad Gaussiana correspondiente al esfuerzo de fluencia, f_y	29
Figura 3.9 Histograma y distribución de probabilidad tipo Gamma correspondientes a $W_{vm\acute{a}x}$...	30
Figura 3.10 Localización de los epicentros de los sismos considerados	32
Figura 3.11 Espectros de respuesta lineal para $\xi=5\%$ de los 14 movimientos listados en la tabla 3.11, registrados en la estación SCT	33
Figura 3.12 Espectros de pseudoaceleración normalizados respecto a la máxima aceleración del terreno.	34
Figura 3.13 Gráfica Magnitud-Ts para los sismos registrados en la estación SCT	34
Figura 3.14 Movimientos sin escalar y movimientos escalados	36
Figura 3.15. S_a/g obtenida de una curva de peligro sísmico, asociada a un periodo de retorno especificado	36
Figura 3.16 S_a/g obtenida de un espectro de respuesta	37
Figura 3.17 Curvas de peligro sísmico, en sitio SCT	38
Figura 3.18 Espectros de pseudo-aceleración de los movimientos sísmicos. $\xi=5\%$, $TR= 50$ años (a) $T_0 = 0.67 \text{ s}$; (b) $T_0 = 1.17 \text{ s}$; y (c) $T_0 = 1.65 \text{ s}$	39
Figura 4.1 Niveles de distorsión de entrepiso demandados vs intensidad sísmica (MN5)	45
Figura 4.3 DME para distintos niveles de intensidad, MN5	46
Figura 4.4 Desviaciones estándar del $\ln(\text{DME})$, MN5	47
Figura 4.5 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MN5	48
Figura 4.6 Curva de peligro de demanda νD para MN5	49
Figura 4.7 Niveles de distorsión de entrepiso demandados vs intensidad sísmica, MM5	51
Figura 4.8 DME para distintos niveles de intensidad, MM5	52
Figura 4.9 Desviaciones estándar del $\ln(\text{DME})$, MM5	52
Figura 4.10 Curvas de vulnerabilidad sísmica para, MM5	54
Figura 4.11 Curva de peligro de demanda νD para MM5	55
Figura 4.12 Niveles de distorsión de entrepiso demandados vs intensidad sísmica, MI5	56
Figura 4.12 DME para distintos niveles de intensidad, MI5	57
Figura 4.13 Desviaciones estándar del $\ln(\text{DME})$, MI5	58
Figura 4.14 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MI5.	59
Figura 4.15 Curva de peligro de demanda νD , MI5	60



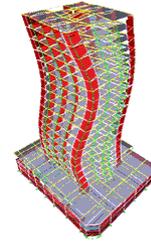
Figura 4.16 Medianas de la DME: MN5, MM5 y MI5	61
Figura 4.17 Desviación estándar del $\ln(DME)$: MN5, MM5 y MI5	61
Figura 4.18 Curvas de peligro de demanda estructural	62
Figura 4.19 DME para distintos niveles de intensidad, MN10	63
Figura 4.20. Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MN10	64
Figura 4.21 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MN10	65
Figura 4.22 Curva de peligro de demanda νD para MN10	66
Figura 4.23 DME para distintos niveles de intensidad, MM10	67
Figura 4.24 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MM10	68
Figura 4.25 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MM10	69
Figura 4.26 Curva de peligro de demanda νD para MM10	70
Figura 4.27 DME para distintos niveles de intensidad, MI10	71
Figura 4.28 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MI10	71
Figura 4.29 Curvas de vulnerabilidad sísmica para MI5	73
Figura 4.30 Curvas de peligro de demanda para MI5	74
Figura 4.31 Medianas de la (DME), MN10, MM10 y MI10	74
Figura 4.32 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MN10, MM10 y MI10	75
Figura 4.33 Curvas de peligro de demanda estructural	76
Figura 4.34 Distorsiones de entrepiso para dos niveles de intensidad MN15	77
Figura 4.35 DME para distintos niveles de intensidad, MN15	78
Figura 4.36 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MN15	78
Figura 4.37 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MN15	80
Figura 4.38 Curva de peligro de demanda νD para MN15	81
Figura 4.39 Distorsiones de entrepiso para dos niveles de intensidad, MM15	81
Figura 4.40 DME para distintos niveles de intensidad, MM15	82
Figura 4.41 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MM15	82
Figura 4.42 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MM15	84
Figura 4.43 Curva de peligro de demanda νD para MM15	84
Figura 4.44 Distorsiones de entrepiso para dos niveles de intensidad, MI15	85
Figura 4.45 DME para distintos niveles de intensidad, MI15	86
Figura 4.46 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MI15	86
Figura 4.47 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MI15	88
Figura 4.48 Curva de peligro de demanda νD para MI15	88
Figura 4.49 Medianas (DME) MN15, MM15 y MI15	89
Figura 4.50 Desviaciones Estándar del $\ln(DME)$ MN15, MM15 y MI15	89
Figura 4.51 Curvas de peligro de demanda estructural para MN15, MM15 y MI15	90
Figura 4.52(a)-(b) Mediana y desviaciones estándar del logaritmo de las DME	91
Figura 4.53 Curvas de comportamiento histerético debidas al sismo del 19/09/1985, SCT	93
Figura 4.56 Curvas de peligro de demanda estructural	94
Figura 4.55 Curvas de probabilidad de excedencia en 50 años para los edificios en estudio	95

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Secciones nominales del edificio de 5 niveles (Granados, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)	24
Tabla 3.2 Secciones nominales del edificio de 10 niveles	24
Tabla 3.3 Secciones nominales del edificio de 15 niveles.....	24
Tabla 3.4 Periodos fundamentales nominales y medios de vibración y coeficientes sísmicos resistentes de los modelos considerados.	26
Tabla 3.5 Parámetros estadísticos correspondientes a $f'c$	27
Tabla 3.6 Valores de $f'c$ utilizados en el análisis de los marcos (kg/cm^2)	28
Tabla 3.7 Valores medios de f_y	28
Tabla 3.8 Valores de f_y utilizados en el análisis de los marcos (kg/cm^2)	29
Tabla 3.9 Parámetros estadísticos correspondientes a $W_{m\acute{a}x}$, (kg/m^2)	30
Tabla 3.10 Valores de $W_{m\acute{a}x}$ utilizados en el análisis de los marcos (kg/m^2)	30
Tabla 3.11 Registros sísmicos utilizados	31
Tabla 4.1 Mediana y Desviaciones estándar de los $\ln(DME)$, MN5	46
Tabla 4.2 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MN5	47
Tabla 4.3 Mediana y Desviaciones estándar de los $\ln(DME)$, MM5	52
Tabla 4.4 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MM5.....	53
Tabla 4.5 Mediana y Desviaciones estándar de los $\ln(DME)$, MI5.....	57
Tabla 4.6 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MI5	58
Tabla 4.7 Mediana y Desviaciones estándar de las DME , MN10	63
Tabla 4.8 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MN10	64
Tabla 4.9 Mediana y Desviaciones estándar de las DME , MM10	67
Tabla 4.10 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$,MM10.....	68
Tabla 4.11 Mediana y Desviaciones estándar de las DME , MI10.....	71
Tabla 4.12 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MI10.....	72
Tabla 4.12 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MI10.....	72
Tabla 4.13 Mediana y Desviaciones estándar de las DME , MN15	77
Tabla 4.2 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$ MN15	79
Tabla 4.15 Mediana y Desviaciones estándar de las DME , MM15	82
Tabla 4.16 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MM15.....	83
Tabla 4.17 Mediana y Desviaciones estándar de las DME , MI15.....	85
Tabla 4.18 Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MI15	87



CAPÍTULO 1



1 INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico en nuestro país, al igual que en la mayoría de los países del mundo, se ha realizado mediante el método de resistencias (método que se encuentra implícito en el texto principal del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF (2004)). Para ello se utilizan espectros de aceleración de diseño sísmico que se reducen por efecto del comportamiento no-lineal que presentan los elementos estructurales y se determinan las solicitaciones esperadas, a que se verá sujeta una estructura con ciertas características. Posteriormente, se proponen secciones de los elementos para resistir las solicitaciones a las que estarán sometidas, además de verificar que se cumplan ciertas condiciones de detallado del refuerzo para lograr un preestablecido nivel de ductilidad. Finalmente se verifica que se satisfagan ciertos requisitos de desplazamiento relativo máximo de los entrepisos, si el nivel de desplazamientos sobrepasa un límite establecido, se proponen otras secciones de los elementos hasta que se cumpla el nivel de desplazamiento permitido por el código.

En el proceso anterior se encuentra de forma implícita que tanto las cargas como las resistencias tienen incertidumbres (cubiertas mediante factores de carga y de resistencia).

Con este procedimiento se diseñan estructuras que presentan una confiabilidad que no es uniforme para todas las estructuras de cierto tipo, ni para los estados límite a los que se refiere el reglamento (estos son los estados límites de servicio y de falla). Dicha confiabilidad no es uniforme porque durante el proceso de diseño no se establece la condición de que las estructuras de cierto tipo o grupo tengan la misma confiabilidad, cuando se someten a sismos de una determinada intensidad.

En la práctica profesional el ingeniero diseñador no está obligado a evaluar cuantitativamente la confiabilidad estructural. En general, el diseñador cumple con las recomendaciones del reglamento y con eso garantiza que su diseño cuenta con cierta confiabilidad. Es decir, que tiene cierta seguridad contra el colapso ante sismos fuertes, contra daños intensos ante sismos moderados, y contra daños menores ante sismos de pequeña intensidad.

De lo anterior se desprende que es necesario conocer la confiabilidad estructural implícita en construcciones diseñadas de acuerdo al reglamento, contar con metodologías que permitan su evaluación de forma práctica, y que además aseguren una mayor uniformidad en la confiabilidad para estructuras de un mismo tipo o grupo y para los estados límite a que se hace referencia en el reglamento.



1.2 Objetivo

1.2.1 General

Evaluar y comparar la confiabilidad estructural medida en términos de las tasas medias anuales de excedencia de distintos niveles de distorsión relativa máxima de entrepiso (DME), de tres edificios de concreto reforzado (de 5, 10 y 15 niveles y tres crujiás) diseñados de acuerdo con el RCDF, (2004), sujetos a sismos registrados en la zona III b del valle de México, considerando a) valores nominales, b) medios, c) inciertos de las propiedades mecánicas de los materiales, y en las cargas vivas máximas actuantes.

1.2.2 Particulares

- Obtener las demandas sísmicas del parámetro de respuesta DME para los edificios y casos en estudio sometidos a sismos de banda ancha originados en la zona de subducción del pacífico mexicano escalados a distintos periodos de recurrencia.
- Determinar la vulnerabilidad sísmica de los edificios y casos en estudio medida en términos de la probabilidad de excedencia de un cierto nivel de DME dado que se ha presentado un determinado nivel de intensidad sísmica asociado a su vez a un periodo de recurrencia.
- Determinar las tasas medias anuales de excedencia de un cierto nivel de DME para los edificios y casos en estudio, además de comparar los resultados y emitir recomendaciones de acuerdo a ellos.

1.3 Organización del trabajo

En el **Capítulo 2** se presentan las bases teóricas necesaria para realizar a) Análisis de las incertidumbres en la propiedades mecánicas y de las cargas vivas máximas instantáneas actuantes en las estructuras analizadas para poder así simularlas, b) Análisis de confiabilidad con los sismos registrados en la zona de interés y con las estructuras simuladas.

En el **Capítulo 3** se describen las estructuras que se consideran en el análisis, mencionando sus principales características. Se describe el modelo estructural utilizado en la representación de las estructuras en estudio. Se exponen los casos de análisis a considerar en el estudio. Se muestra el modelo de comportamiento histerético empleado para los análisis (que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia en los elementos de concreto reforzado). Finalmente, se presentan los modelos para representar el comportamiento del acero y concreto bajo la acción de cargas sísmicas. Además se describe el manejo de las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales, así como de la carga viva instantánea máxima. Además se presentan los registros de los movimientos sísmicos seleccionados y sus características. Se describe el procesamiento que se aplicó a los acelerogramas para eliminar errores de digitalización. Además, se menciona el procedimiento utilizado para recortar el tiempo de duración de los acelerogramas y tener en cuenta solo la parte intensa del movimiento, reduciendo con ello el tiempo de cómputo en el análisis estructural. Se estudian las características de las formas espectrales de los sismos seleccionados. Finalmente se plantea el criterio empleado para escalar los sismos seleccionados para el análisis. Se



explica cómo se determinan los factores de escala para cada sismo y para distintos periodos de retorno obtenidos a partir de usar curvas de peligro sísmico.

En el **Capítulo 4** se menciona la medida de respuesta estructural que se considera en el estudio y el procesamiento estadístico que se le da en este trabajo (DME). Se determinan las demandas ese parámetro para distintas intensidades sísmicas. Se obtienen funciones de vulnerabilidad sísmica para los casos de estudio. Finalmente se da una explicación del método de propuesto por Esteve (1968) para evaluar la confiabilidad estructural, y se presenta la expresión con la cual se obtiene la tasa anual de excedencia de un cierto nivel de DME para cada uno de los casos de estudio. La metodología se aplica a tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles. Se comparan los resultados.

En el **Capítulo 5** se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas del presente estudio al considerar a) valores nominales, b) medios, y c) inciertos de las propiedades mecánicas y geométricas, así como en los valores de la carga viva máxima instantánea, en la determinación de la confiabilidad sísmica estructural de los edificios en estudio.

1.4 Alcances y limitaciones

Se estudia la influencia que en la confiabilidad sísmica estructural tiene el considerar valores nominales, medios inciertos en las propiedades mecánicas de los materiales, así como en las cargas vivas máximas actuantes.

Se analizan tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles diseñados de acuerdo al RCDF, (2004). Los edificios se ubican en zona IIIb del valle de México. Los edificios son simétricos tanto en planta como en elevación y se modelan mediante marcos planos de múltiples grados de libertad. Se caracterizan y simulan las incertidumbres en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, así como en las cargas. Posteriormente se realizan análisis paso a paso con señales de sismos reales escalados a distintos periodos de recurrencia que se originaron en la zona de subducción del Pacífico mexicano y que se registraron en la estación SCT. Los sismos son escalados a distintos periodos de recurrencia utilizando curvas de peligro sísmico asociadas a los periodos fundamentales de vibrar de los edificios. En el análisis se considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos de concreto reforzado por medio de un modelo de comportamiento histerético.

Para cada edificio se consideran los siguientes casos de análisis: caso a) un modelo que considera propiedades nominales, caso b) un modelo que considera valores medios y caso c) ocho modelos con valores simulados de las propiedades mecánicas de los materiales, así como en las cargas vivas máximas actuantes en las estructuras.

En este trabajo, se considera a la distorsión relativa máxima de entrepiso (DME) como el parámetro indicativo de la respuesta estructural. Del análisis paso a paso se obtienen las demandas DME para distintos niveles de intensidad sísmica que a su vez están relacionadas a distintos periodos de recurrencia. Se evalúa la vulnerabilidad sísmica de los 10 modelos y finalmente se determinan las tasas de excedencia de cierto nivel de distorsión que puede estar relacionando a un cierto nivel de desempeño. Se comparan los resultados para los casos en estudio.

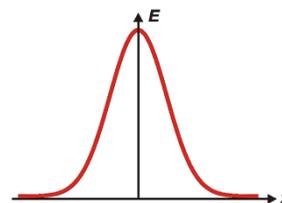


No se consideran efectos de interacción suelo-estructura, por lo que los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos. Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano. No se consideran efectos de excentricidades accidentales, ni efectos bidireccionales de las fuerzas sísmicas. La estructura se analiza como marco plano, tomando en cuenta sólo los efectos de la carga axial producto de los marcos transversales. Esta hipótesis resulta aceptable si se considera la simetría en planta y elevación del edificio en estudio. No se incluyen efectos P-Delta en el análisis estructural.



CAPÍTULO 2

2 MARCO TEÓRICO



2.1 Incertidumbres

A continuación se presenta una síntesis de las incertidumbres en los materiales, y cargas vivas máximas que se consideran en el estudio.

2.1.1 Cargas en edificios

Se presentan las ecuaciones que proporcionan los valores medios de la carga viva y muerta en función de sus valores nominales y su coeficiente de variación.

2.1.1.1 Carga viva máxima instantánea

La incertidumbre en la intensidad de la carga viva máxima instantánea se basa en el modelo probabilista de carga viva propuesto por Pier y Cornell (1973) [20] para obtener la variabilidad espacial de la intensidad instantánea de la carga gravitacional que actúa sobre los diferentes niveles de un edificio mediante simulación de Monte Carlo Fisman S G., (1996) [18], y quienes establecen que la intensidad de la carga viva instantánea pueden ser modelada por una función de distribución de probabilidad Gamma). Los parámetros estadísticos de las cargas vivas representativas de edificios de oficinas construidos en la ciudad de México son tomados del estudio de Ruiz y Soriano (1997) [28] quienes verifican que la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta en la estimación de la carga viva instantánea es la distribución Gamma, además obtienen un valor medio de la carga viva igual a 75.1 kg/m^2 , y un coeficiente de variación de 0.3 (obtenido al considerar un valor de área de 37.16 m^2).

2.1.1.2 Carga muerta

La carga muerta se calcula teniendo en cuenta el peso de la losa y todos los elementos que gravitan sobre ella e incluye el peso propio de columnas, traveses principales y traveses secundarios. Dado que se cuenta con información disponible referente a la variabilidad de los pesos específicos de los materiales y las dimensiones de los elementos estructurales, es posible estimar en forma aproximada las cargas muertas actuantes sobre las estructuras. Meli (1976) [15] propone una expresión, que relaciona el valor nominal y medio de la carga muerta mediante un coeficiente de variación, al cual le ha asignado un valor típico.



2.1.2 Propiedades mecánicas de los materiales

2.1.2.1 Resistencia a la compresión del concreto f'_c

La resistencia a compresión del concreto está sujeta a fluctuaciones debidas a factores diversos implícitos en el proceso de fabricación del mismo, lo que introduce variabilidad en la resistencia final que presentan los elementos estructurales fabricados con este material.

2.1.2.2 Comportamiento mecánico

Algunos estudios han mostrado que el confinamiento provisto por el acero lateral aumenta la resistencia y ductilidad de la zona de concreto confinada. Para tener en cuenta ese hecho, aquí se empleó el modelo para concreto confinado de Kent y Park modificado (1982) [22], el cual supone que el corazón de concreto confinado está cubierto por estribos transversales.

2.1.2.3 Esfuerzo f'_c

Meli y Mendoza (1991) [16] representan mediante una función de distribución normal el comportamiento de la resistencia nominal del concreto y la asocian con el valor medio obtenido de ensayos de cilindro en el laboratorio. En este estudio se consideran los estudios experimentales de especímenes fabricados en la ciudad de México cuya resistencia nominal es f'_c de 250 y 300 kg/cm^2 .

2.1.2.4 Aportación de la losa a la resistencia

Se tiene en cuenta la aportación de la losa en la resistencia de las traveses considerando traveses con sección T y con una sección L (según corresponda). Las dimensiones equivalentes se obtienen atendiendo las recomendaciones de las NTCC, (2004).

2.1.2.5 Acero estructural

Para el caso de elementos de concreto sub-reforzados (la condición de fluencia del acero se alcanza antes que la condición de falla por compresión del concreto), su comportamiento, y por ende el de la estructura en su conjunto, estará definido por la resistencia y la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en dichos elementos. De aquí su importancia en caracterizar su comportamiento.

2.1.2.2.1 Comportamiento mecánico

Rodríguez y Botero (1996) [27] a partir de ensayos de probetas de aceros en laboratorio estudian el comportamiento esfuerzo-deformación de varillas producidas en el país y caracterizan su comportamiento mediante tres zonas: a) elástica, b) plástica y c) de endurecimiento por deformación, la cual se representa mediante la expresión dada por Mander *et al.* (1984) [14].

2.1.2.2.2 Esfuerzo de fluencia del acero f_y

Rodríguez y Botero (1994) [27] en su investigación sobre las propiedades estadísticas de aceros producidos en México recomiendan usar una función de distribución tipo normal para modelar el comportamiento incierto de f_y .



2.2 Análisis de riesgo sísmico

El riesgo se define como la interacción de dos componentes: uno externo (Peligro) y otro interno (Vulnerabilidad) a la que se somete un sujeto, elemento o sistema y puede definirse de la siguiente manera: $\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$.

En este estudio, el peligro está asociado a fenómenos naturales y puede ser expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto período de tiempo. Por otra parte, la vulnerabilidad es la predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño debido a posibles acciones externas. En este trabajo, se relacionan los niveles de intensidad del agente perturbador con niveles de respuesta estructural en términos de la distorsión relativa máxima de entrepiso del sistema.

Los fenómenos naturales que pueden producir peligro son los sismos, los maremotos, los huracanes, los tornados, etc. En este trabajo, se concentrará en el primero de ellos, el peligro sísmico.

No es posible predecir “a priori”, sin incertidumbre, las intensidades de los eventos perturbadores que pueden ocurrir y los daños que pueden sufrir las construcciones ante una intensidad dada. Por ello, las funciones de peligro, vulnerabilidad y riesgo se determinan empleando conceptos de la teoría de probabilidades.

2.2.1 Selección de registros sísmicos

Los sismos de subducción son los que más afectan al sur de la República Mexicana y los que históricamente han tenido las más severas consecuencias para las estructuras en el valle de México. Estos sismos no solo se producen con mayor frecuencia, sino que también son los mayores sismos registrados en México.

Recientemente se han realizado trabajos sobre el efecto que en estructuras desplantadas en terreno blando y duro de la Ciudad de México tienen sismos cuyo origen es de tipo normal que aunque se originan con menor frecuencia que los de subducción pueden originar desplazamientos mayores que los observados por efecto de sismos de subducción sobre todo para estructuras de periodo corto ($< 1s$), jaimes y Reinoso (2006) [29].

Para el análisis sísmico de los edificios que interesan en el presente estudio se seleccionaron sismos generados en la zona de subducción registrados en la estación ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la ciudad de México. Las dos componentes horizontales este-oeste (EW) y norte-sur (NS) del movimiento del terreno se consideraran como independientes.

2.2.2 Peligro sísmico

Para la obtención de la función de peligro sísmico para el sitio, se emplea las tasas de excedencia de intensidades, $v_y(y)$, mediante la ecuación propuesta por Esteva (1968) [10]:

$$v_y(y) = K \cdot y^{-r} \left[1 - \left(\frac{y}{y_M} \right)^\epsilon \right], \text{ si } y < y_M$$
$$v_y(y) = 0, \text{ si } y \geq y_M$$



Aquí, y es la intensidad del sismo, medida por la ordenada del espectro de respuesta de pseudo-aceleración para el periodo fundamental del periodo del sistema de interés, y_M es la máxima intensidad probable alcanzada en el sitio de interés, K , r y ε son parámetros que toman en cuenta la información geofísica relacionada con las fuentes sísmicas potenciales cercanas al sitio, así como en la información estadística en dichas fuentes.

2.2.3 Vulnerabilidad sísmica

Se entiende por vulnerabilidad sísmica como la predisposición intrínseca de una estructura a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. En este trabajo, se relacionan los niveles de intensidad del agente perturbador con niveles de respuesta estructural en términos de la distorsión relativa máxima de entrepiso esperados del sistema.

2.3 Confiabilidad estructural

En este estudio se obtiene la confiabilidad estructural en términos de la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de distorsión máxima de entrepiso (DME).

$$v_D(d) = \int -\frac{dv(y)}{dy} (P(D \geq d|y)) dy \quad 2.1$$

donde:

$v_D(d)$ es la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de DME

$v(y)$ es la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de intensidad (y)

$P(D) \geq d|y$ representa la probabilidad condicional de que un nivel de $DME = (D)$ exceda un valor de (d) dado que se ha presentado una intensidad (y). En este estudio la intensidad (y) se maneja como la pseudo-aceleración normalizada respecto a la gravedad (S_a/g).

2.3.1 Modelo de comportamiento histerético y daño

Ante la necesidad de estimar la respuesta no-lineal de elementos estructurales que considere degradación de rigidez y resistencia ante ciclos de carga alternados, como pueden ser las respuestas ante excitaciones sísmicas, se han desarrollado modelos analíticos de histéresis.

Los modelos aquí descritos se basan en el concepto de daño acumulado, que es función de la suma de las amplitudes máximas alcanzadas en cada ciclo de carga por el elemento de estudio propuesto por Wang y Shah (1987) [33].

2.3.1.1 Elementos de concreto reforzado

Campos y Esteva (1997) [5] desarrollan un modelo para vigas de concreto reforzado, considerando que el deterioro se concentra en secciones extremas del elemento y que el máximo daño corresponde a la pérdida total de rigidez y resistencia de la dicha sección, dando lugar a la formación de la articulación completa. Los autores proponen una curva envolvente bi-lineal y reglas de comportamiento histerético para los ciclos de carga y descarga.



Dicho modelo ha sido incluido en el programa de computo DRAIN-2D (Powell 1973) [21] como un nuevo elemento.

En la Figura 2.1 se presenta de manera esquemática el modelo para las secciones en los extremos de las vigas; se observa la degradación de rigidez y la forma en que el momento puede alcanzar a la curva bi-lineal (sí fuese el caso) para cada ciclo de carga-descarga.

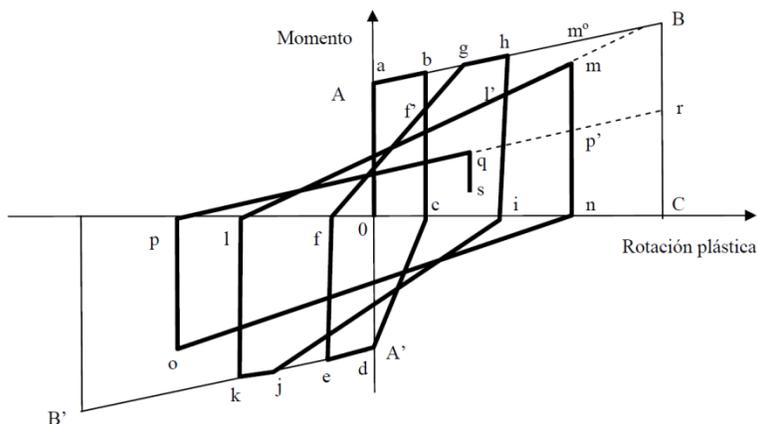


Figura 2.1 Modelo de comportamiento histerético para vigas de concreto reforzado adaptada de Campos y Esteva (1997)

2.3.2 Demanda sísmica

La demanda sísmica del sistema estructural se obtendrá por medio de análisis paso a paso de SMGL, de ahí se obtendrán las distorsiones locales y globales del sistema y de este modo la demanda sísmica, D , de la ecuación 2.1.

El análisis dinámico se realiza con el programa Drain 2D en este programa la estructura se idealiza como un ensamble de elementos planos discretos, los cuales pueden formar configuraciones variables. El análisis se realiza por medio del método directo de rigidez, con los desplazamientos nodales como incógnitas. Cada nodo posee tres grados de libertad, como en un análisis común de marco plano; sin embargo, se pueden combinar o borrar grados de libertad, tal que el número total de incógnitas puede ser mucho menor que el número de nodos por tres. Debido a que algún grado de libertad puede especificarse como completamente restringido (tener desplazamiento cero con respecto al terreno por ejemplo “empotrado”). Por otro lado, los desplazamientos rotacionales o traslacionales de un grupo de nodos puede ser declarado a tener un mismo valor de desplazamiento. La masa de la estructura se define como concentrada en los nodos y como consecuencia la matriz de masa es diagonal. La excitación sísmica es definida por medio de acelerogramas que pueden ser diferentes en la dirección horizontal y vertical.

Todos los puntos de soporte se supone que se mueven en fase (diafragmas rígidos). Las cargas estáticas pueden aplicarse con anterioridad a las cargas dinámicas, pero no es permitida la fluencia de los elementos bajo cargas estáticas. Los elementos estructurales pueden ser de tipo virtual, se pueden incluir nuevos elementos si se desea. Es decir que las subrutinas de las que el programa está compuesto pueden ser enriquecidas con otras, haciendo el programa muy versátil. Los tipos de elementos base que maneja el programa son:



1. Armaduras que pueden fluir en tensión y/o pandearse elásticamente y fluir inelásticamente en compresión.
2. Elementos viga-columna, que pueden ser de sección variable y que fluyen debido a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de dichos elementos. La interacción entre fuerzas axiales y momentos se puede tener en cuenta para secciones de acero o concreto reforzado. Los valores de fuerzas y momentos pueden especificarse. Los efectos $P-\Delta$ se pueden tener en cuenta incluyendo una rigidez geométrica basada en las fuerzas axiales bajo cargas estáticas.
3. Conexiones semi-rígidas, con relaciones momento-rotación bilineal.

La respuesta dinámica se determina por integración paso a paso, con la suposición de aceleración constante dentro de un paso.

2.3.3 Propiedades medias y nominales

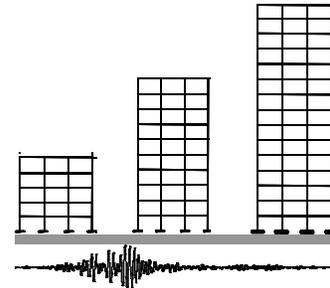
Tanto las cargas como las resistencias de materiales y elementos estructurales pueden considerarse como variables aleatorias y caracterizarse por función de densidad de probabilidades por medio de sus dos primeros momentos estadísticos (media y desviación estándar). Dichas propiedades medias podrán ser obtenidas de muestras de laboratorio de uno o varios lotes y/o por mediciones físicas.

Por cuestiones de seguridad, para el diseño se emplean propiedades nominales, los cuales son valores conservadores, mayores para el caso de las cargas y menores en el de las resistencias.

En este estudio cuando se tratan de propiedades nominales se supondrá que se trabaja con los valores de referencia de algún código o reglamento, cuando se mencionen propiedades medias se referirá a aquellas que han sido caracterizadas por su valor medio y su desviación estándar, y finalmente cuando se hable de propiedades inciertas se referirá a aquellas simuladas mediante sus funciones de distribución de probabilidad asociadas, utilizando el método de Monte Carlo.



CAPÍTULO 3



3 ESTRUCTURAS ANALIZADAS

3.1 Características generales

En este trabajo se realiza el análisis de confiabilidad sísmica estructural de tres edificios de concreto reforzado (de 5, 10 y 15 niveles y tres crujías) diseñados de acuerdo con la práctica profesional en México con el RCDF (2004).

Los tres edificios de 5, 10 y 15 fueron diseñados altruistamente por reconocidas firmas de ingeniería estructural: PROYECT, cuyo Gerente General es el Ing. Raúl Granados Granados, GARCÍA JARQUE INGENIEROS, S.C., representado por el Ing. Francisco García Jarque, y ALONSO Y ASOCIADOS, cuyo Gerente es el M.I. Javier Alonso García.

Los edificios se diseñaron de acuerdo con el texto principal del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2004) así como sus Normas Técnicas Complementarias (2004), para uso de oficinas (Grupo B). Se suponen ubicados cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT, zona IIIb) (ver figura 3.1.). Se usó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$ y un coeficiente sísmico de diseño elástico $C_s = 0.45$. Se utilizó concreto clase I. Las distorsiones de entrepiso se limitaron a $\delta/h = 0.012$. Los edificios se estructuran a base de marcos de concreto reforzado, y presentan una planta cuadrada de 30 x 30 m., formada por tres crujías separadas por una distancia de 10 m., con alturas de entrepiso de 4m, además se diseñaron para cumplir con los requisitos de regularidad marcados en las (NTCS, 2004) por lo que se consideran estructuras regulares. Las características geométricas nominales en planta y elevación de los edificios se muestran en la figura 3.2. Las secciones de diseño para marcos exteriores e interiores se muestran en las figura 3.3, 3.4, y 3.5. En las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 se presentan los valores nominales de las secciones de las traveses y de las columnas de los tres edificios. En estas tablas también se señalan los esfuerzos nominales resistentes del concreto y el acero de refuerzo.

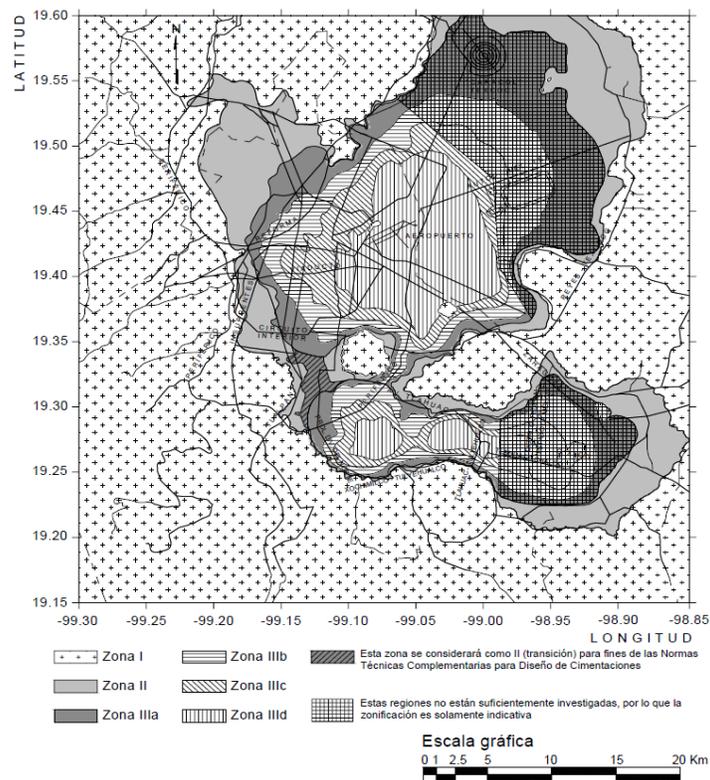


Figura 3.1 Mapa de zonificación del D.F. para fines de diseño sísmico

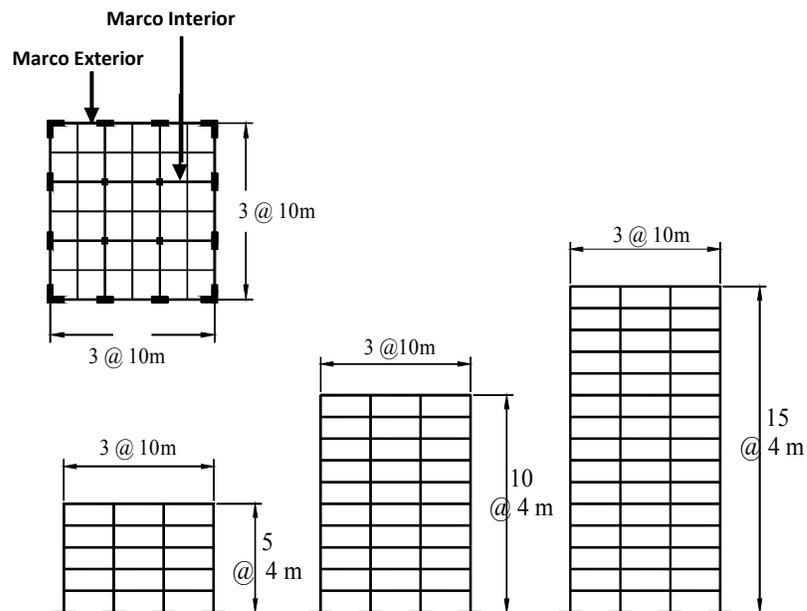


Figura 3.2. Elevación y planta de los edificios analizados

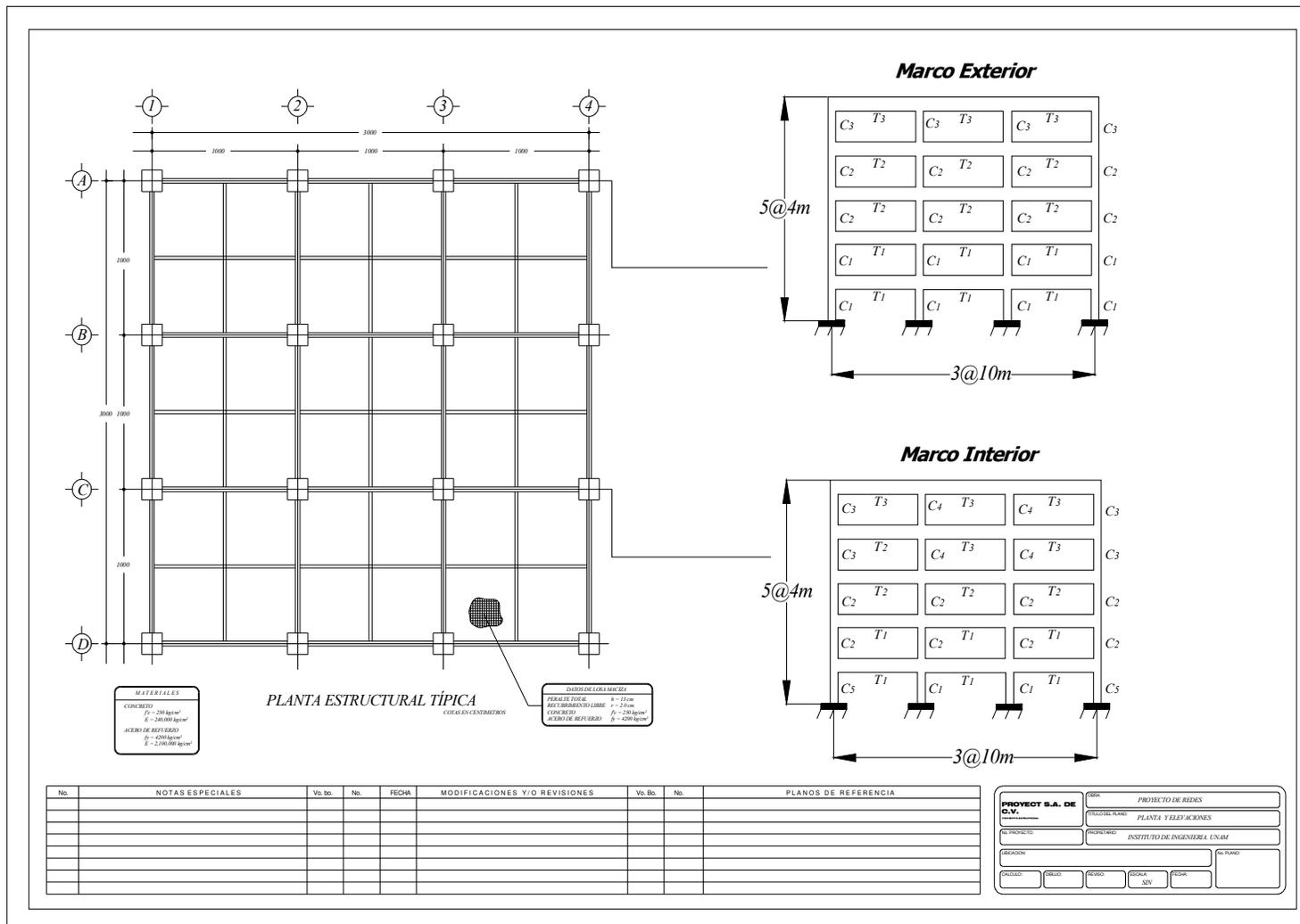


Figura 3.3. Secciones estructurales del edificio de 5 niveles

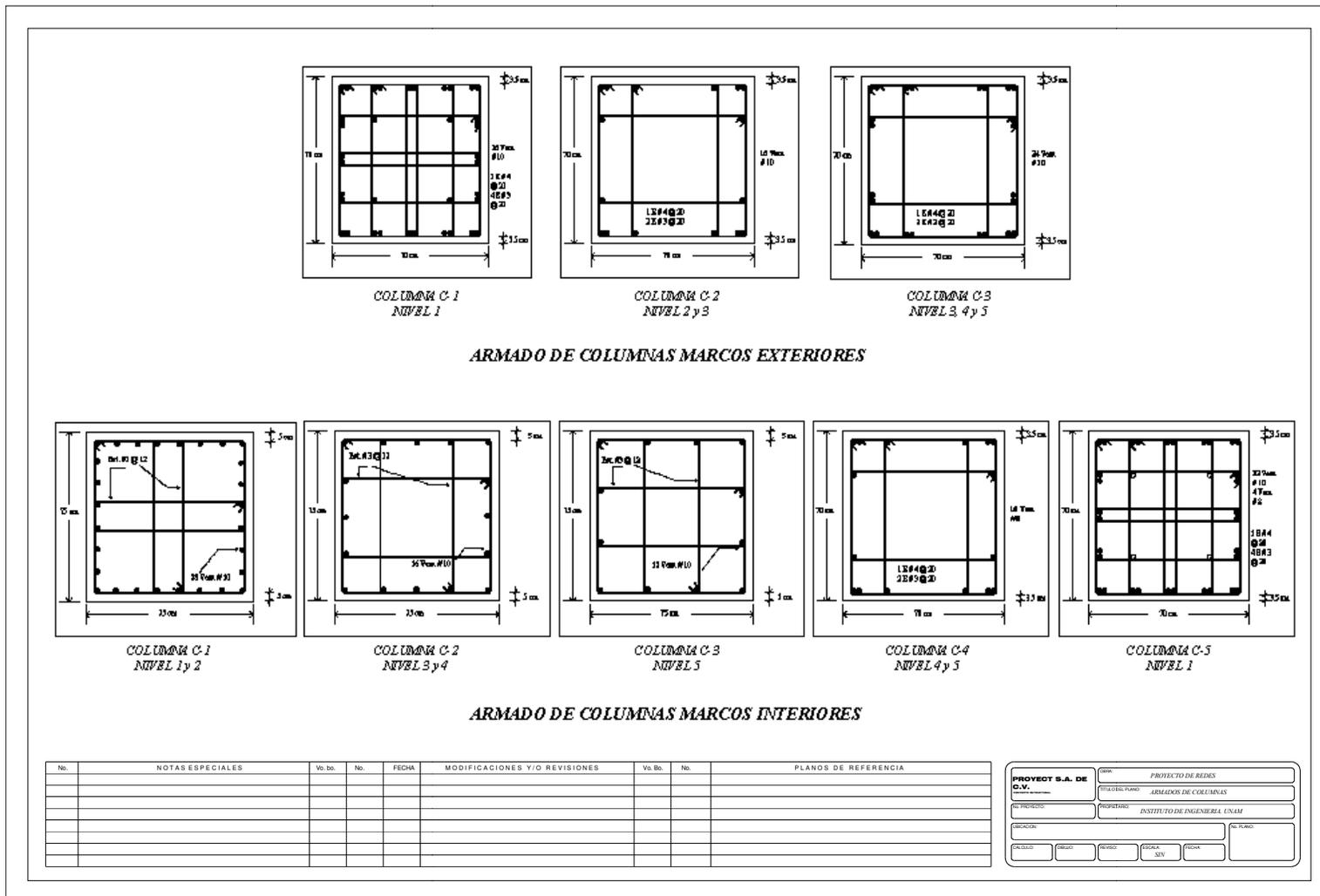


Figura 3.3. Secciones estructurales del edificio de 5 niveles

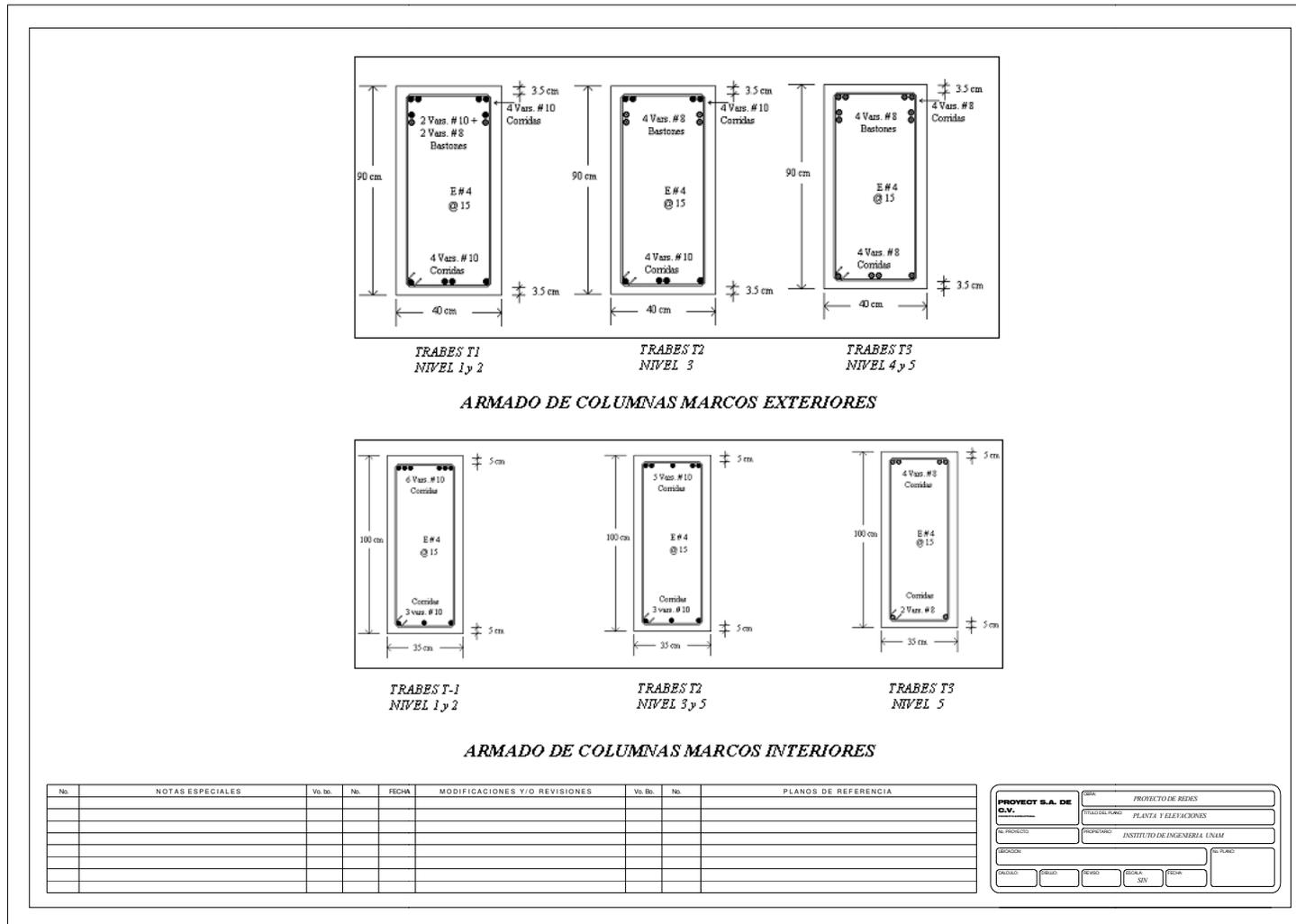


Figura 3.3. Secciones estructurales del edificio de 5 niveles

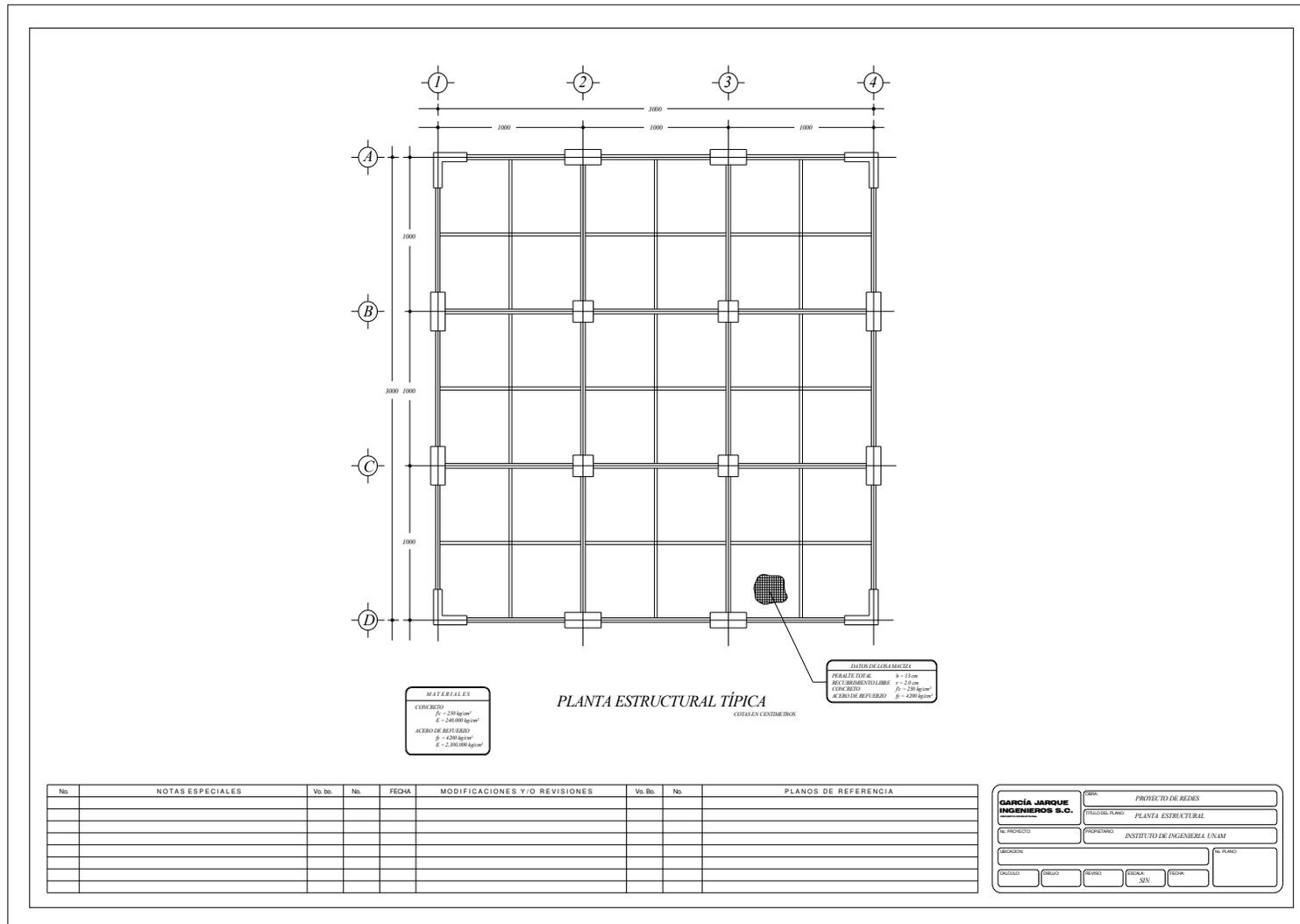


Figura 3.4. Secciones estructurales del edificio de 10 niveles

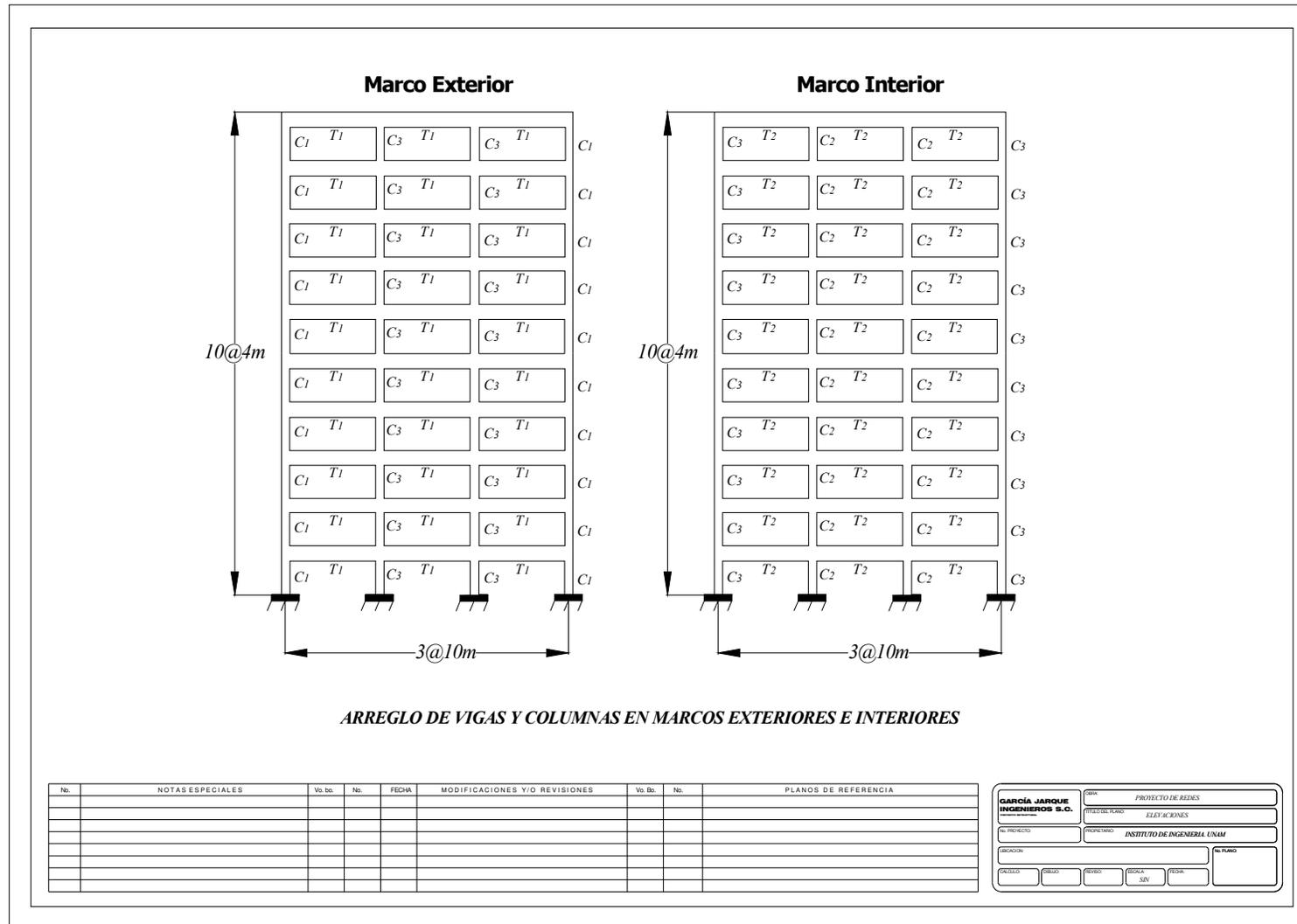


Figura 3.4. Secciones estructurales del edificio de 10 niveles

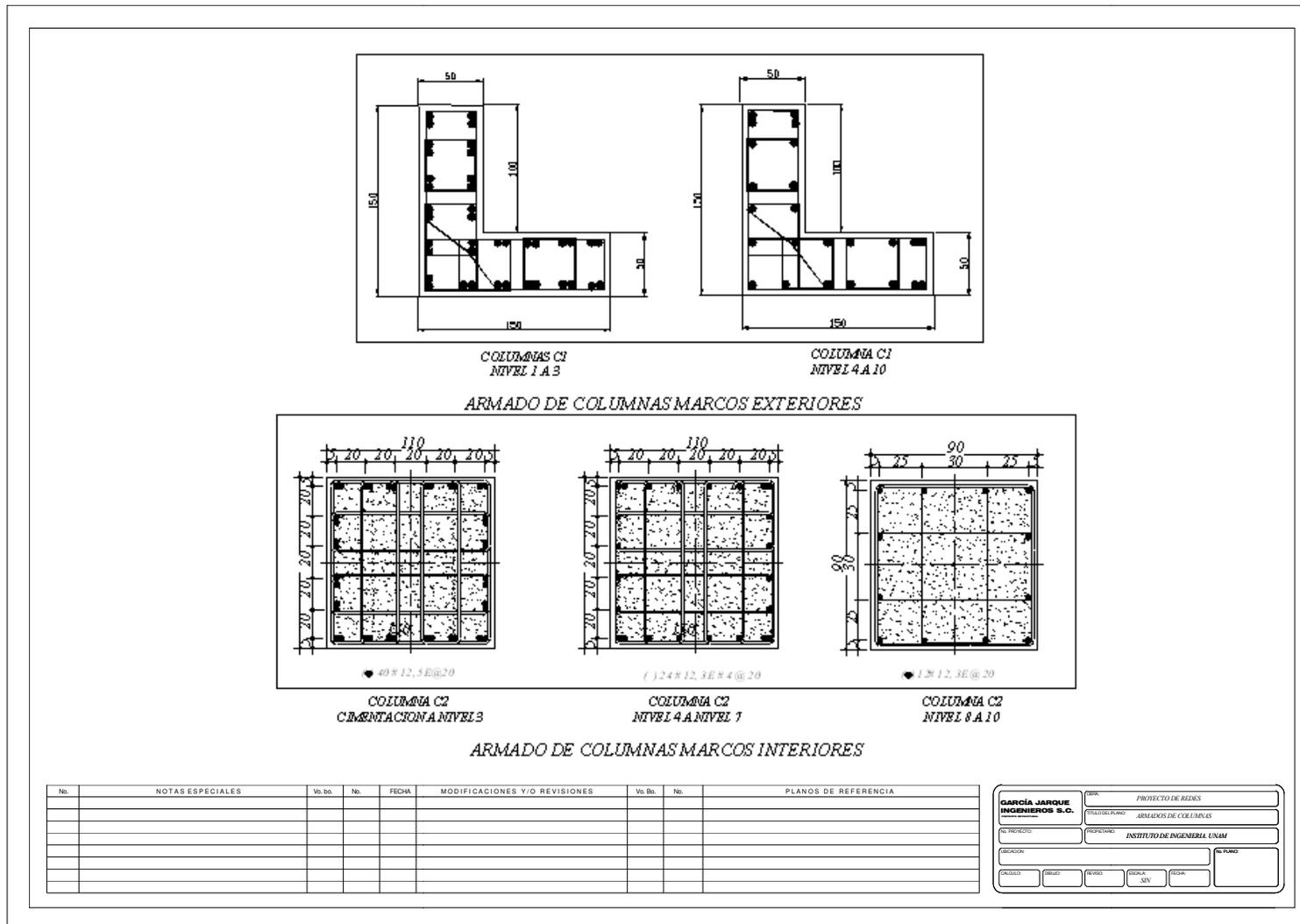


Figura 3.4. Secciones estructurales del edificio de 10 niveles

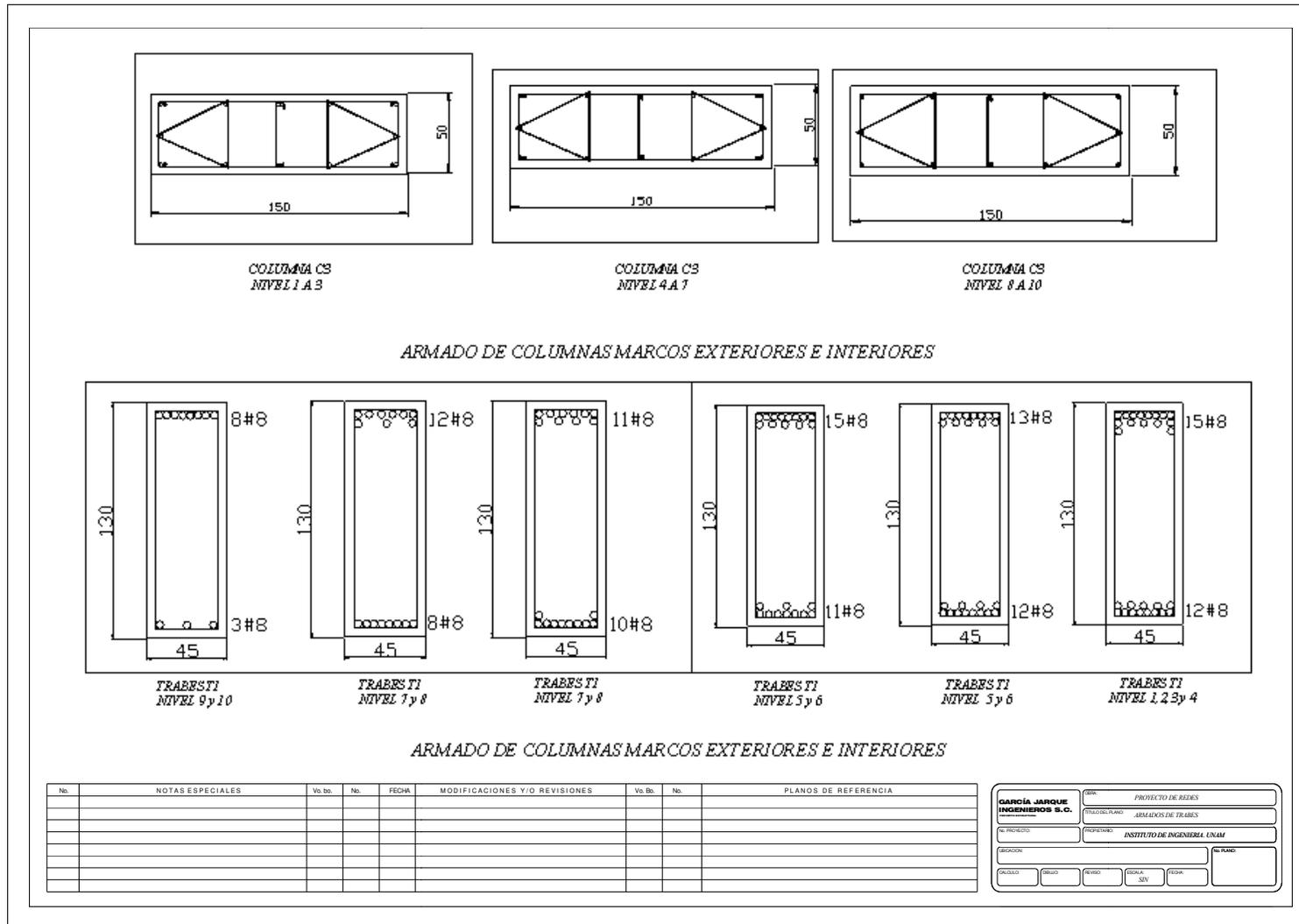


Figura 3.4. Secciones estructurales del edificio de 10 niveles

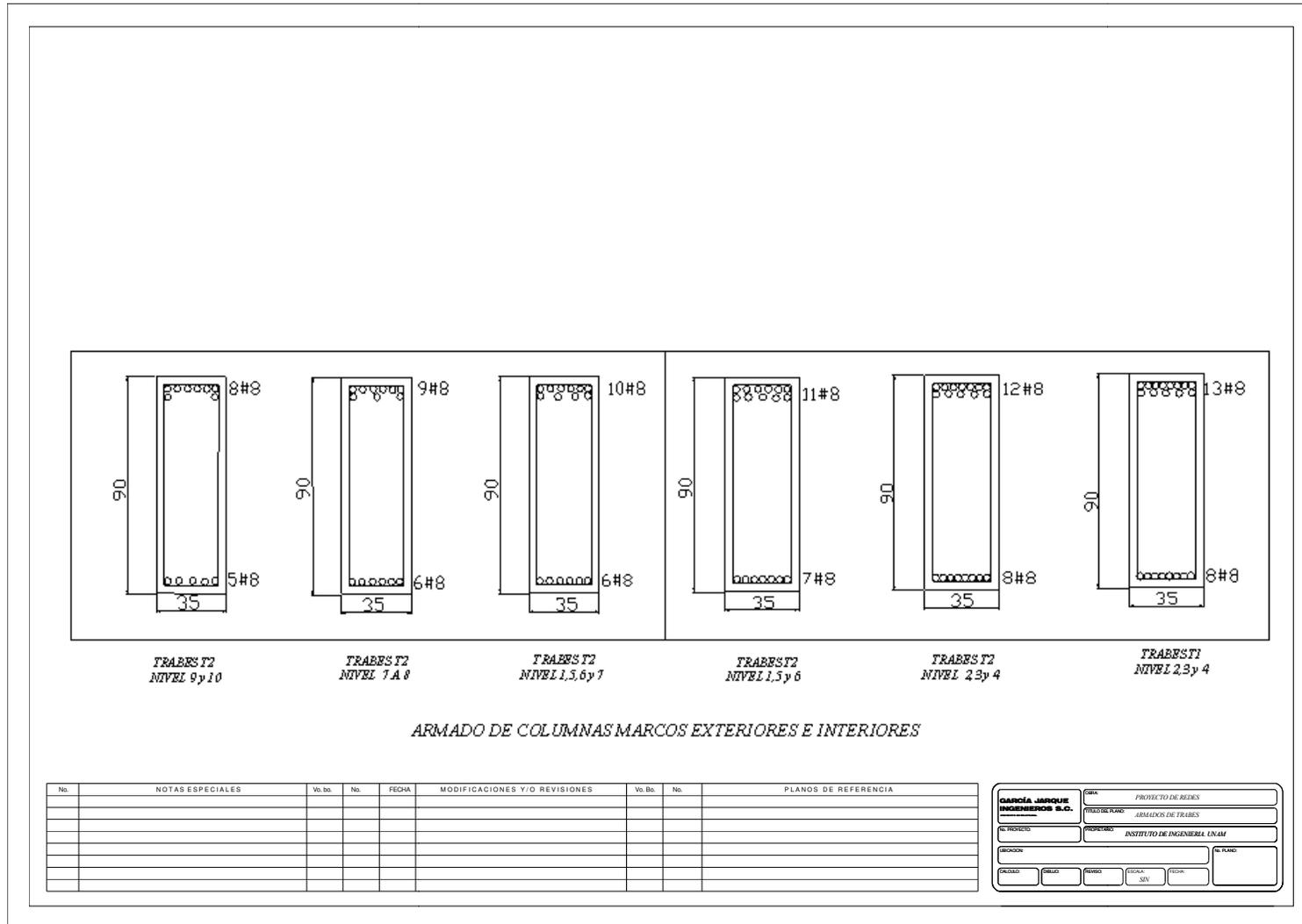


Figura 3.4. Secciones estructurales del edificio de 10 niveles

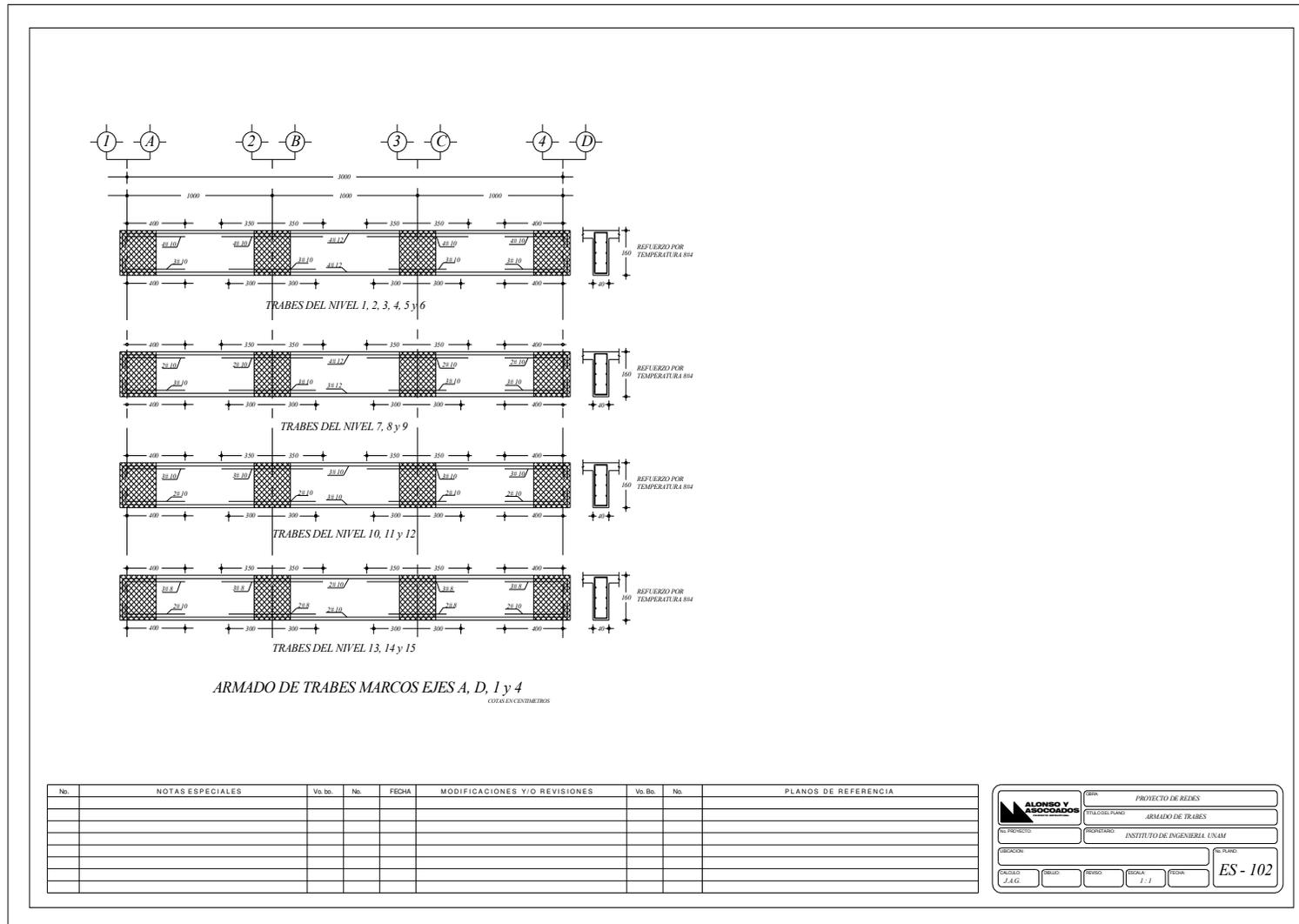


Figura 3.5. Secciones estructurales del edificio de 15 niveles

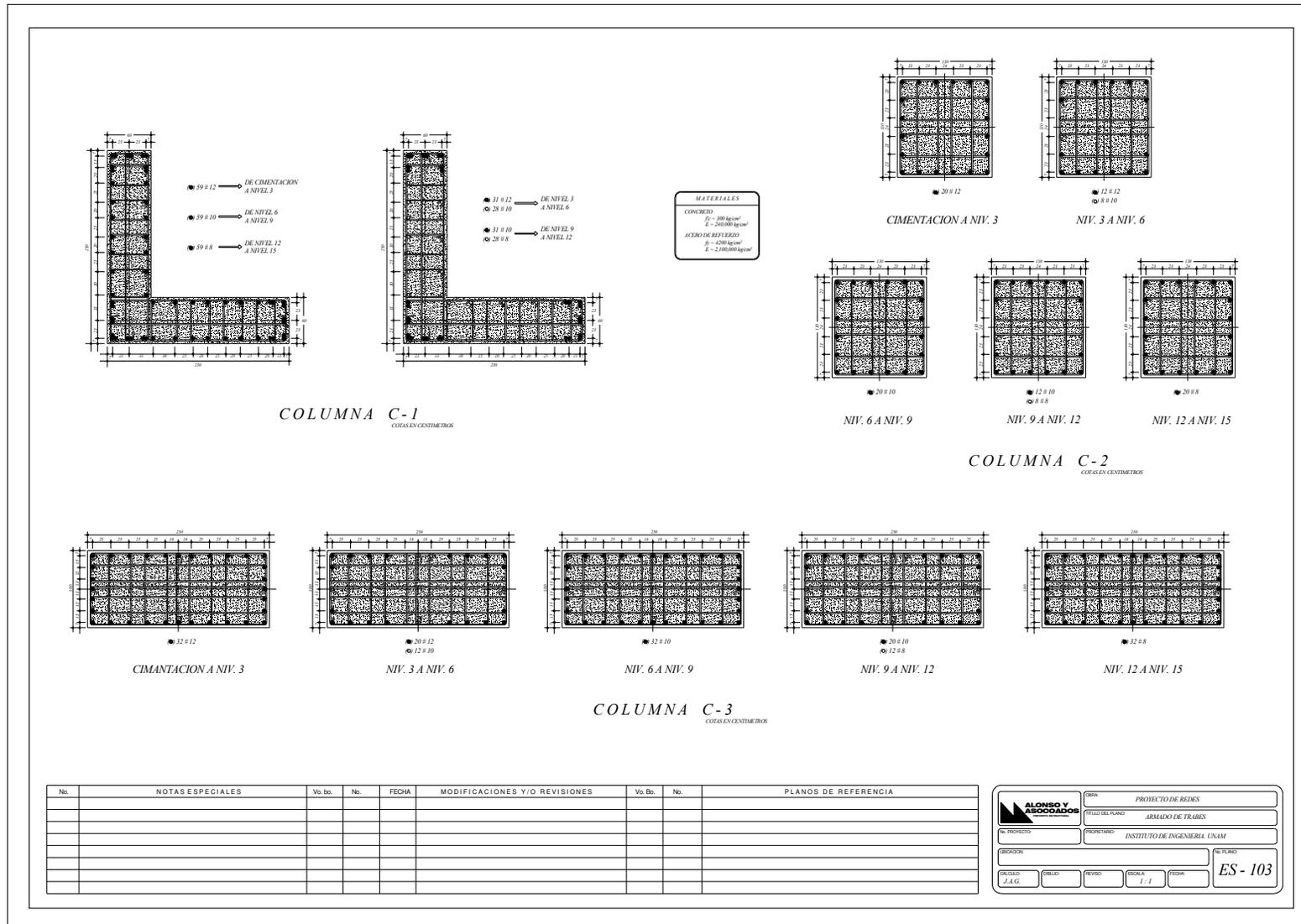


Figura 3.5. Secciones estructurales del edificio de 15 niveles



Tabla 3.1. Secciones nominales del edificio de 5 niveles (Granados, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

Nivel	Trabes (cm)	Columnas (cm)
1-5	35 × 100	75 × 75

Tabla 3.2. Secciones nominales del edificio de 10 niveles (García Jarque, 2004; $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

Marco	Nivel	Trabe (cm)	Columna Interior (cm)	Columna Exterior (cm)
Interior	1-7	35 × 90	110 × 110	150 × 50
	8-10		90 × 90	
Exterior	1-10	45 × 130	50 × 150	150 × 150 × 50 (Sección L)

Tabla 3.3 Secciones nominales del edificio de 15 niveles (Alonso, 2004; $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

Marco	Nivel	Trabe (cm)	Columna Interior (cm)	Columna Exterior (cm)
Interior	1-15	30 × 100	130 × 130	250 × 100
Exterior	1-15	40 × 160	250 × 100	250 x 250 × 60 (Sección L)



3.2 Modelos estructurales

Los marcos de la periferia de los edificios de 10 y 15 niveles poseen secciones diferentes a los marcos interiores (ver tablas 3.2 y 3.3), por lo que presentan diferentes aportaciones a la rigidez lateral de la estructura. La rigidez lateral es uno de los principales parámetros que influyen en la respuesta sísmica de una estructura. Para tomar en cuenta la aportación de ambos marcos (exterior e interior) en la rigidez del sistema se utilizó un modelo que toma en cuenta las diferencias de rigidez entre los marcos exteriores e interiores. Dicho modelo se forma por un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos conectores (articulados en los extremos) y sólo con rigidez axial que simulan la interacción que existe entre ambos marcos. La masa del modelo es la suma de la masa correspondiente a un marco exterior y uno interior (mitad de la masa total del edificio) y una rigidez lateral igual a la suma de las rigideces laterales de un marco exterior y uno interior de tal forma que proporcionan el mismo periodo fundamental que el edificio en tres dimensiones (considerando los dos marcos exteriores y los dos interiores). Se ignora la aportación debida a la rigidez torsional de los elementos. En la figura 3.6 se ilustra el modelo estructural empleado en este estudio.

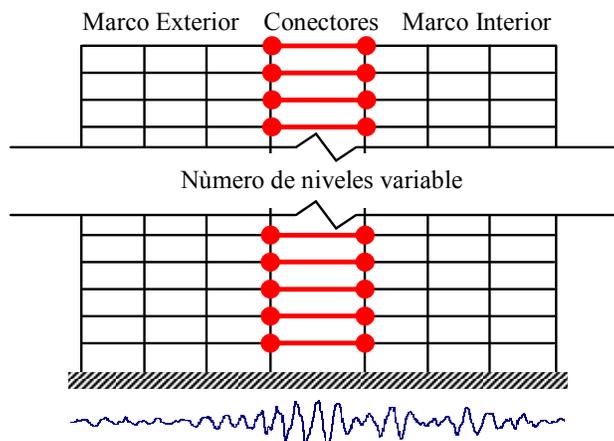


Figura 3.6. Modelo estructural empleado en los análisis

3.3 Casos de análisis

Con objeto de evaluar la influencia que en la confiabilidad estructural tiene el considerar valores nominales, medios e inciertos de las propiedades mecánicas de los materiales estructurales, así como de las cargas vivas máximas, se consideran tres casos de estudio para cada edificio. Los casos considerados son los siguientes:

Caso a. Se consideran *valores nominales* en las propiedades mecánicas de los materiales (f'_c y f_y), y en las cargas vivas máximas actuantes ($W_{vmáxims}$) (MN). Los modelos correspondientes a los marcos de 5, 10 y 15 niveles se identifican como **MN5**, **MN10** y **MN15**.



Caso b. Se consideran *valores medios* en las propiedades mecánicas de los materiales (f'_c y f_y), y en las cargas vivas máximas actuantes ($W_{vmáxins}$) (**MM**). Los modelos correspondientes a los marcos de 5, 10 y 15 niveles se identifican como **MM5**, **MM10** y **MM15**.

Caso c. Se consideran ocho modelos con *incertidumbres* en las propiedades mecánicas de los materiales (f'_c y f_y), y en las cargas vivas máximas actuantes ($W_{vmáxins}$) (**MI**). Los modelos correspondientes a los marcos de 5, 10 y 15 niveles se identifican como **MI5**, **MI10** y **MI15**.

3.4 Periodos de Vibrar y Coeficientes Sísmicos

Los coeficientes sísmicos (C_r), obtenidos a partir de análisis estáticos no-lineales (“push-over” en inglés), así como el periodo fundamental de vibración (T_0) de los tres edificios cuando se consideran valores nominales y medios de las propiedades mecánicas de los materiales y de las cargas vivas máximas actuantes, se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Periodos fundamentales T_0 nominales y medios de vibración y coeficientes sísmicos resistentes C_r de los modelos considerados.

Número de niveles	Periodo fundamental nominal T_0 (s)	Coeficiente Sísmico resistente nominal (C_r)	Periodo fundamental medio T_0 (s)	Coeficiente Sísmico resistente medio (C_r)
5	0.77	0.225	0.67	0.34
10	1.60	0.24	1.17	0.40
15	1.82	0.15	1.65	0.17

3.5 Valores Nominales, Medios e Inciertos de las Propiedades Mecánicas de los Materiales y de las Cargas Vivas Máximas Actuantes

En lo que sigue se analiza el efecto que en la confiabilidad estructural tiene considerar valores *nominales, medios e inciertos* (Casos *a, b y c*, respectivamente). Las variables que se consideran son la resistencia a compresión del concreto (f'_c), el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y), y las cargas vivas máximas actuantes ($W_{vmáx}$). Los valores inciertos de cada parámetro (f'_c , f_y y $W_{vmáx}$) se obtienen a partir de simulaciones.

3.5.1 Resistencia a compresión del concreto f'_c

La resistencia a compresión del concreto está sujeta a fluctuaciones debidas a factores diversos implícitos en el proceso de fabricación del mismo, lo que introduce variabilidad en la resistencia final que presentan los elementos estructurales fabricados con este material



Meli y Mendoza (1991) [16] proponen utilizar una función de distribución de probabilidades (*fdp*) tipo Gaussiana para representar el comportamiento de la resistencia a compresión del concreto, y la asocian con el valor medio obtenido de ensayos de cilindro en el laboratorio. Los valores medios y los coeficientes de variación correspondientes a un determinado esfuerzo a compresión del concreto se muestran en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. Parámetros estadísticos correspondientes a *f'c*

Parámetro	Valor Nominal, <i>f'c</i>	Valor Medio, $\bar{f}'c$	Coefficiente de variación, V_{f_c}
<i>f'c</i> (kg/cm ²)	250	268	0.17
	300	321	0.13

La función normal se define por la función:

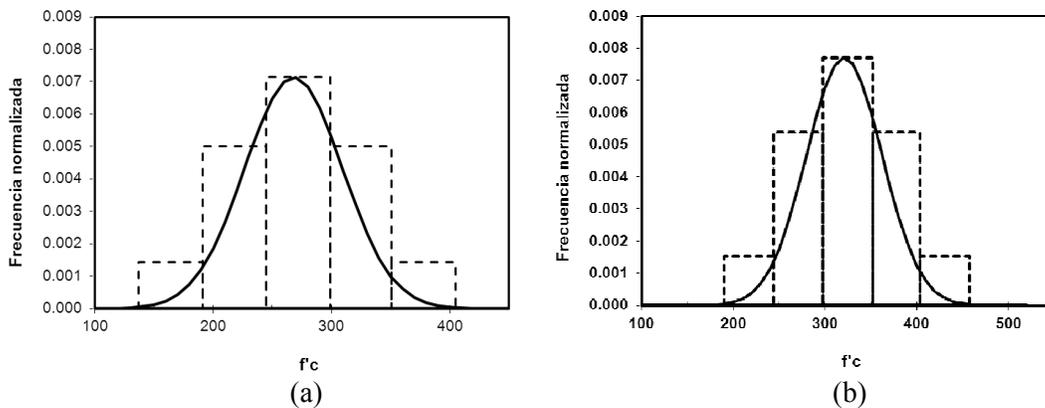
$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - m_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \tag{3.1}$$

En donde:

σ_x = desviación estándar

m_x = media

Al sustituir los valores de media y desviación estándar mostrados en la tabla 3.5 en la ecuación (3.1), y generar valores aleatorios de *f'c*, se toman ocho valores que se usan en los modelos con incertidumbres **MI**. En la figura 3.7(a)-(b) se muestran los histogramas y las curvas de ajuste correspondientes para *f'c* de 250 y 300 kg/cm² respectivamente.



El esfuerzo de

Como resultado de la simulación se obtuvieron valores inciertos de *f'c* que se usaron para el análisis de cada modelo estructural. En la tabla 3.6 se presentan los valores simulados así como sus valores nominal (Caso *a*) y medio (Caso *b*).

Tabla 3.6. Valores de $f'c$ utilizados en el análisis de los marcos (kg/cm^2)

Marco (niveles)	Caso <i>a</i>		Caso <i>c</i>							
	Caso <i>a</i>	Caso <i>b</i>								
5 y 10	250	268	308	246	287	234	250	199	330	304
15	300	321	376	296	354	257	401	335	276	308

3.5.2 Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo f_y

Para el caso de elementos de concreto sub-reforzados (la condición de fluencia del acero se alcanza antes que la condición de falla por compresión del concreto), su comportamiento, y por ende el de la estructura en su conjunto, estará definido por la resistencia y la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en dichos elementos. De aquí su importancia en caracterizar su comportamiento de manera probabilista.

A partir de ensaye de probetas de acero en laboratorio Rodríguez y Botero (1996) [27] determinan el comportamiento esfuerzo-deformación de varillas producidas en el país y caracterizan su comportamiento mediante tres zonas: *a*) elástica, *b*) plástica y *c*) de endurecimiento por deformación, la cual se representa mediante la expresión dada por Mander *et al.* (1984) [14]. En ese trabajo se recomienda un esfuerzo a la fluencia del acero en función del diámetro de la varilla (ϕ grande $\geq 5/8''$, ϕ pequeño $\leq 1/2''$), los valores medios recomendados para un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 se presenta en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Valores medios de f_y

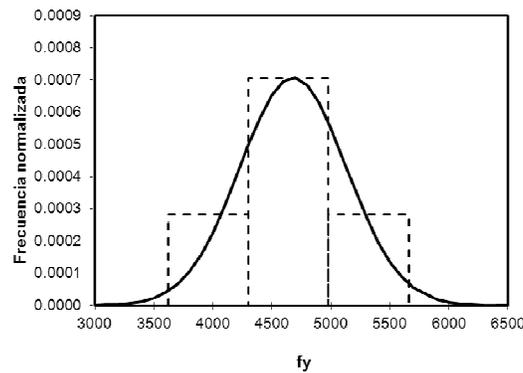
Marco	\bar{f}_y , ϕ grande (kg/cm^2)	\bar{f}_y , ϕ pequeño (kg/cm^2)
M5	4577	4609
M10	4577	4609
M15	4577	4609

Los autores también recomiendan que se emplee una fdp tipo Gaussiana para representar su distribución probabilística. En la tabla 3.8 se muestran los valores simulados de f_y así como sus valores nominal (*Caso a*) y medio (*Caso b*). En la figura 3.8 se presenta el histograma de f_y y su correspondiente función de distribución de probabilidad.



Tabla 3.8. Valores de f_y utilizados en el análisis de los marcos (kg/cm^2)

Marco (niveles)	Caso <i>a</i>	Caso <i>b</i>	Caso <i>c</i>							
5, 10 y 15	4200	4680	5090	4445	3970	4816	4055	5553	5974	4407



ante al esfuerzo

3.5.3 Cargas vivas máximas actuantes

Los parámetros estadísticos de las cargas vivas representativas de edificios de oficinas construidos en la ciudad de México son tomados del estudio de Ruiz y Soriano (1997) [28] quienes verifican que la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta en la estimación de la carga viva instantánea es la distribución Gamma Pier y Cornell, (1973) [20]. Además obtienen un valor medio de la carga viva igual a $75.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$, y un coeficiente de variación de 0.3 (obtenido al considerar un valor de área igual a 37.16 m^2).

Meli (1976) [15] plantea el valor medio de las cargas vivas en función del valor nominal de la carga y de su coeficiente de variación ec. (3.2). La carga viva media para azotea y entrepisos se obtiene de esa ecuación con un coeficiente de variación de 0.3. En la tabla 3.9 se muestran los valores nominales y medios de $W_{v\text{máxims}}$ para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, usados en este estudio.

$$\bar{V} = \frac{CV}{1 + 2Cv_{CV}} \tag{3.2}$$

$$Cv_{cv} = 0.3$$



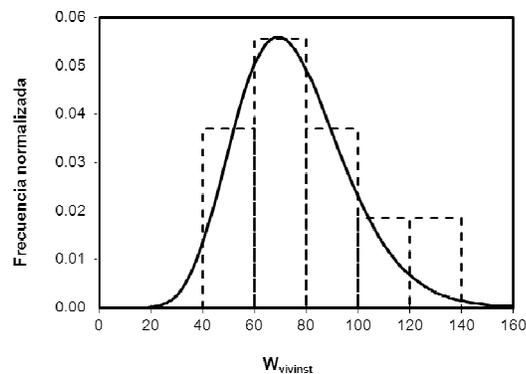
Tabla 3.9. Parámetros estadísticos correspondientes a $W_{vm\acute{a}x}$, (kg/m²)

Parámetro	Valor Nominal, $W_{vm\acute{a}x}$	Valor Medio, $\bar{W}_{vm\acute{a}x}$	Coefficiente de variación, $V_{vm\acute{a}x}$
$W_{vm\acute{a}x}$ azotea	70	43.75	0.30
$W_{vm\acute{a}x}$ entrepiso	180	75	0.30

Los valores simulados, y sus valores medio y nominal de $W_{vm\acute{a}x}$ se presentan en la tabla 3.10. En la figura 3.9 se muestran el histograma y la distribución de probabilidad correspondientes.

Tabla 3.10. Valores de $W_{vm\acute{a}x}$ utilizados en el análisis de los marcos (kg/m²)

Marco (niveles)	Caso a	Caso b	Caso c							
5, 10 y 15	180	75	78	134	40	89	57	99	104	67



entes a $W_{vm\acute{a}x}$

3.6 Movimientos Sísmicos y Curvas de Peligro Sísmico

Para realizar el análisis sísmico de las estructuras es necesario contar con registros de movimientos sísmicos que se refieran a ciertas características comunes como son: la zona de estudio, el tipo de falla que generó el movimiento sísmico, magnitud del evento, distancia al epicentro, etc. Estos registros sísmicos se encuentran en la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes, (1993) [3]. Generalmente los registros sísmicos que están en las bases de datos tienen errores de digitalización causadas por distintos tipos de fallas. Los registros que presenten estos errores deben descartarse, ya que presentan aceleraciones erróneas del movimiento sísmico. Además, los registros tienen una gran



cantidad de datos que aumentan el tiempo de cómputo al emplearlos en el análisis estructural. Estos registros se pueden recortar en la parte inicial y final, con base en un umbral de aceleración dada o usando la Intensidad de Arias en la respuesta estructural. Las aceleraciones eliminadas generarían respuestas que no son significativas. La zona de aceleraciones más grandes, con las cuales se producen las respuestas de interés para el ingeniero estructural, se conoce como parte intensa del sismo.

3.6.1 Selección de Acelerogramas

Los sismos de subducción son lo que más afectan al sur de la República Mexicana y los que históricamente han tenido las más severas consecuencias para las estructuras en el valle de México. Estos sismos no solo se producen con mayor frecuencia, sino que también son los mayores registrados en México.

Para el analizar los edificios se seleccionaron catorce acelerogramas registrados en la estación ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la ciudad de México. Esta estación se ubica en la zona IIIb, según la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004) del RCDF. Los acelerogramas en esta zona son de banda angosta, es decir, su contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido.

De los registros disponibles en la estación SCT se descartaron aquellos que presentaban errores de digitalización de las aceleraciones, y cuya forma espectral era muy distinta de los demás.

Las características comunes de los acelerogramas elegidos son las siguientes: 1) los eventos se generaron en la zona de subducción de la República Mexicana, 2) las magnitudes de los sismos varían entre 5.6 y 8.1.

Se seleccionaron las componentes este-oeste (EW) y norte-sur (NS) de siete sismos, por lo que se usan catorce acelerogramas registrados en la estación SCT. Las características principales de los eventos sísmicos se muestran en la tabla 3.11. En esta, los sismos se ordenan en forma descendente de acuerdo con su magnitud. La localización de los sismos y la estación SCT se presentan en la Figura 3.10.

Tabla 3.11. Registros sísmicos utilizados

Sismo	Fecha	Componente	Distancia	Periodo	Magnitud	Coordenadas del epicentro	
			epicentral	dominante		Latitud N	Longitud W
			(Km)	T_s (s)			
1	19-Sep-85	EW	441.69	2.03	8.1	18.081	102.942
2	19-Sep-85	NS	441.69	2.05	8.1	18.081	102.942
3	25-Abr-89	EW	308.16	2.07	6.9	16.603	99.4
4	25-Abr-89	NS	308.16	2.19	6.9	16.603	99.4
5	24-Oct-93	EW	314.37	1.83	6.6	16.54	98.98
6	24-Oct-93	NS	314.37	1.73	6.6	16.54	98.98
7	10-Dic-94	EW	305.39	1.87	6.3	18.02	101.56
8	10-Dic-94	NS	305.39	2.02	6.3	18.02	101.56
9	22-May-97	EW	312.25	1.9	6	18.41	101.81
10	22-May-97	NS	312.25	1.5	6	18.41	101.81
11	31-May-90	EW	316.6	1.98	5.9	17.106	100.893
12	31-May-90	NS	316.6	1.5	5.9	17.106	100.893
13	23-May-94	EW	216.75	1.6	5.6	18.03	100.57
14	23-May-94	NS	216.75	1.65	5.6	18.03	100.57

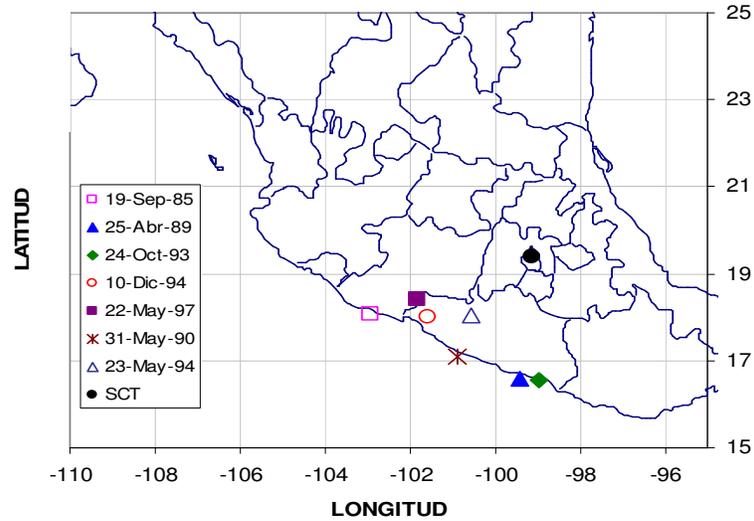


Figura 3.10. Localización de los epicentros de los sismos considerados

3.6.2 Procesamiento de las señales sísmicas

Comúnmente los acelerogramas contienen frecuencias que no corresponden al movimiento del terreno, debido al ruido ambiental y al ruido interno del aparato de registro, por lo que es necesario aplicar ciertas correcciones. Esto se visualiza en las historias de velocidad y desplazamiento, cuando la línea base de éstas tiene una pendiente diferente de cero.

Villa Velázquez (2001) [31] mediante espectro de Fourier y un filtro pasa alta, modificó las historias de aceleración y velocidad, corrigiendo de esta forma su línea base. Así, las historias en el tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento de los movimientos que se utilizan en el estudio son compatibles entre sí.

Chan (2003) [6] recortó los acelerogramas a un mismo umbral de disparo de 4.0 s/cm^2 , de forma tal que los acelerogramas incluyan solo la parte intensa del sismo.

Una vez definido el procedimiento más adecuado de manipular los registros sísmicos, se construyeron espectros de respuesta lineal para 5% de amortiguamiento crítico (ξ) (Figura 3.10).

3.6.3 Análisis de formas espectrales

Los espectros de respuesta pueden tener formas diversas (Figura 3.11), aun cuando se traten de eventos registrados en una misma estación. En general, el periodo dominante (T_s) se incrementa a medida que la magnitud del sismo es mayor, como se aprecia en los espectros de respuesta de pseudoaceleración registrados en la estación de SCT (Figura 3.12) normalizados respecto a la máxima aceleración del terreno.

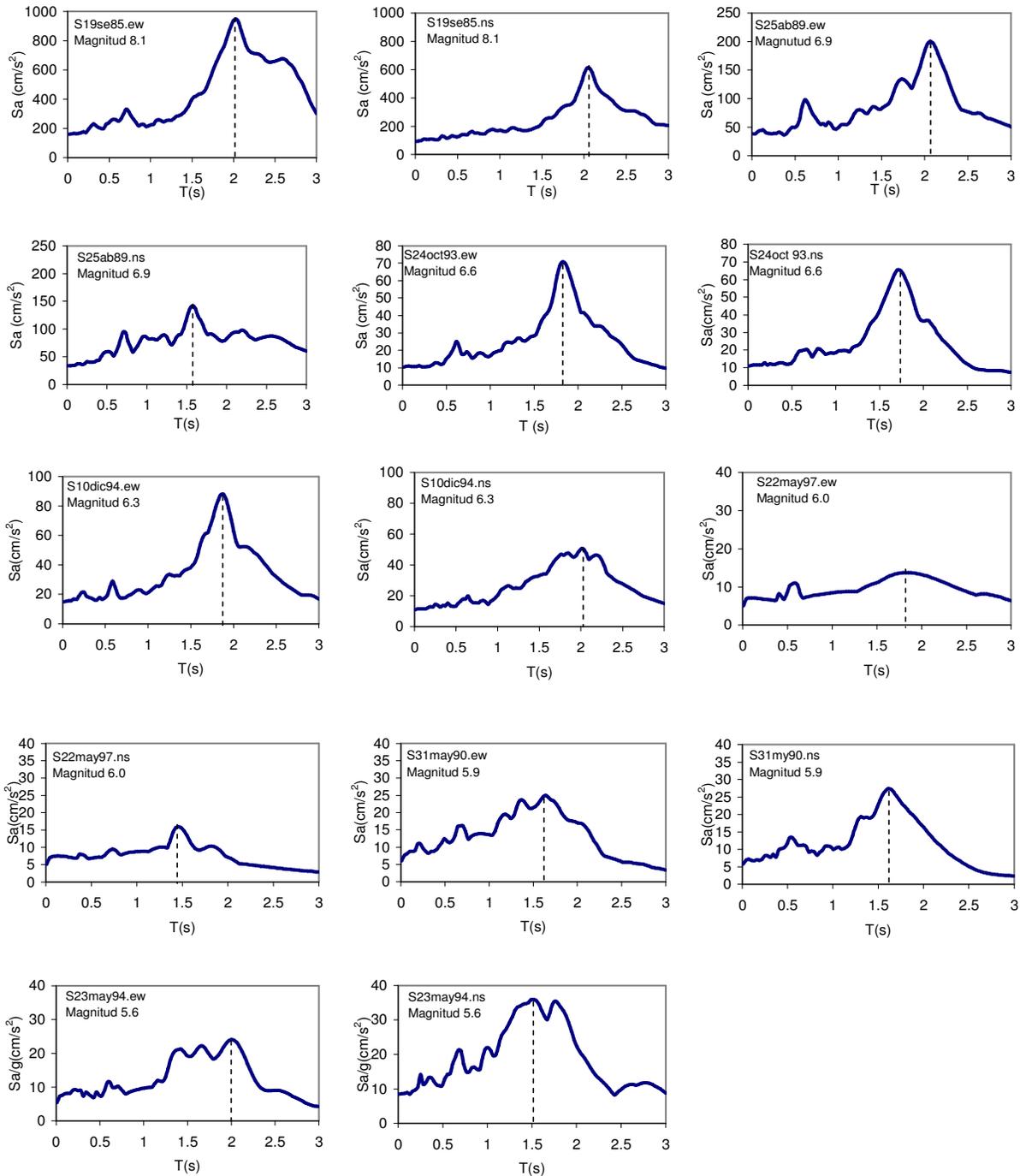


Figura 3.11 Espectros de respuesta lineal para $\xi=5\%$ de los 14 movimientos listados en la tabla 3.11, registrados en la estación SCT

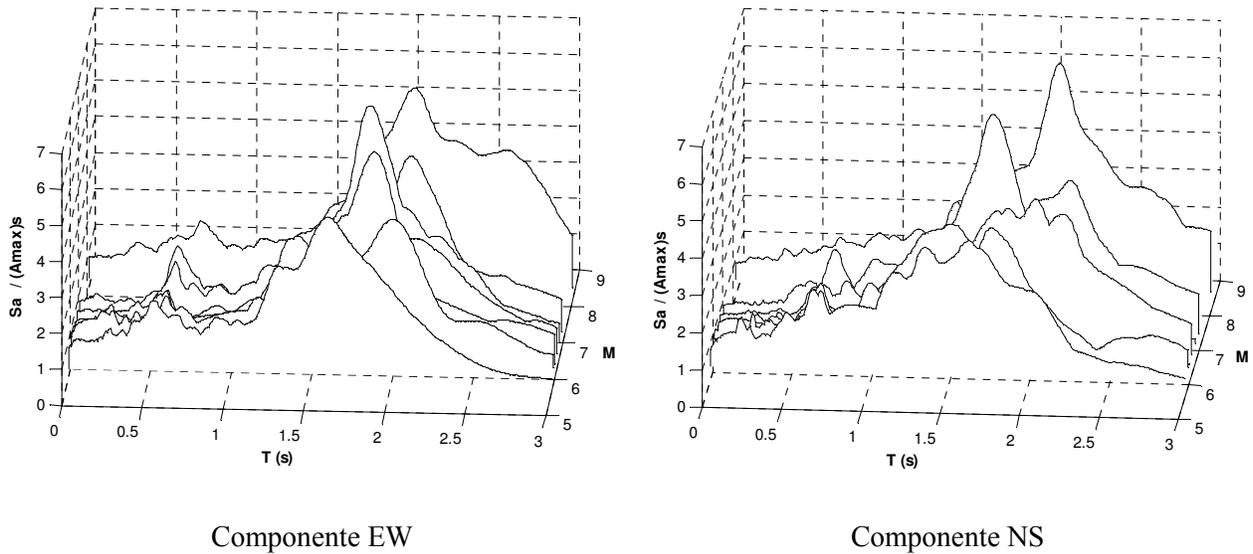


Figura 3.12 Espectros de pseudoaceleración normalizados respecto a la máxima aceleración del terreno.

En la Figura 3.13 se puede observar con mayor claridad que los periodos dominantes de los espectros de respuesta se incrementan a medida que crece la magnitud. Los puntos de la gráfica corresponden a relaciones Magnitud- T_s para los 14 movimientos sísmicos que se eligieron para este estudio, registrados en la estación SCT.

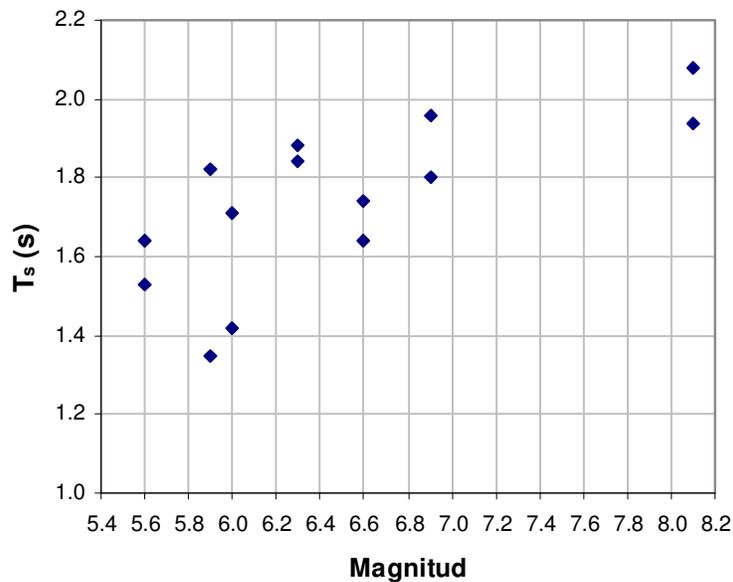


Figura 3.13 Gráfica Magnitud- T_s para los sismos registrados en la estación SCT.



3.7 Escalamiento de registros sísmicos

Los distintos niveles de respuesta sísmica que alcanza una estructura se presentan cuando ésta se ve sometida a eventos sísmicos que pueden tener distinta intensidad, forma espectral y periodo de recurrencia. Por tanto para evaluar la tasa de excedencia de cada nivel de respuesta sísmica es necesario contar con registros sísmicos que representen tales niveles de respuesta; sin embargo, en la actualidad no se dispone de cantidad suficiente de tales registros. Para suplir esta escasez de registros sísmicos existen metodologías como la simulación de registros sísmicos.

Los acelerogramas se pueden obtener mediante la simulación de sismos (artificiales) o de registros de sismos reales (naturales). Los acelerogramas se generan por medio de programas con base en variables aleatorias, espectros de amplitud de Fourier, funciones de transferencia, entre otras (Clough y Penzien, (1993) [8]).

La escalación de acelerogramas consiste multiplicar las amplitudes de los movimientos sísmicos por un factor de escala (FE). Este es un valor numérico que modifica la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que las ordenadas espectrales correspondientes a un sismo determinado se ven incrementadas o disminuidas por ese factor.

Con el fin de analizar la respuesta de las estructuras a diferentes niveles de intensidad sísmica es necesario multiplicar las amplitudes de los movimientos sísmicos por un factor de escala (FE). Este es un valor numérico que modifica la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar, tenga una intensidad dada. Esta se asocia a cierto periodo de recurrencia por medio de las curvas de peligro sísmico (CPS).

3.7.1 Periodos de retorno

Los periodos de recurrencia que se consideran en este estudio son: $T_R = 10, 50, 100, 250, 500, 750$ y 1000 años. Los primeros tres se pueden asociar a estados cercanos al límite de servicio, de funcionalidad y de falla. Los últimos se proponen con fines teóricos, por ejemplo, para conocer la tendencia de las medianas de la medida de daño correspondientes a eventos con intensidades sísmicas muy grandes.

3.7.2 Factores de escala

En general, el factor de escala es un valor numérico obtenido para un acelerograma dado. Este multiplica a la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura a analizar tenga una intensidad (seudoaceleración, seudodesplazamiento, etc.) específica. A su vez, esta intensidad se asocia al periodo de retorno en una curva de peligro sísmico, según sea el nivel de desempeño que se trate.

El factor de escala puede ser diferente o igual a la unidad y es siempre positivo; de modo que las ordenadas del acelerograma podrán ser mayores, o bien menores que el acelerograma original (ver figura 3.14).

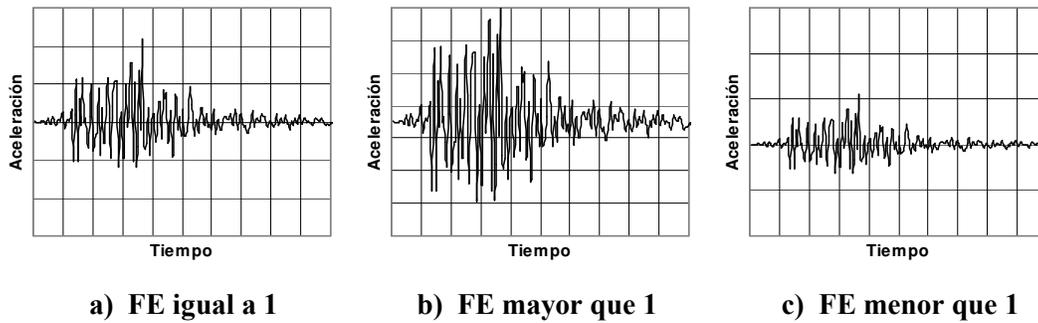


Figura 3.14 Movimientos sin escalar y movimientos escalados

3.7.2.1 Obtención del factor de escala

El procedimiento detallado para determinar el factor de escala es el siguiente:

- 1) Se obtiene el periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura en estudio.
- 2) Se proponen los periodos de retorno de los sismos (T_R) para los cuales se revisará la estructura. La tasa de excedencia se determina como

$$v = \frac{1}{T_R} \tag{3.1}$$

- 3) Se debe contar con una curva de peligro sísmico (CPS) para el periodo fundamental de la estructura, que además corresponda a cierta demanda de ductilidad, y a cierto amortiguamiento crítico.
- 4) Con la tasa de excedencia del paso (2) se encuentra la intensidad correspondiente. En este estudio la intensidad se refiere a la pseudoaceleración normalizada respecto a la gravedad (Sa/g). Este punto se ejemplifica en la Figura 3.15.

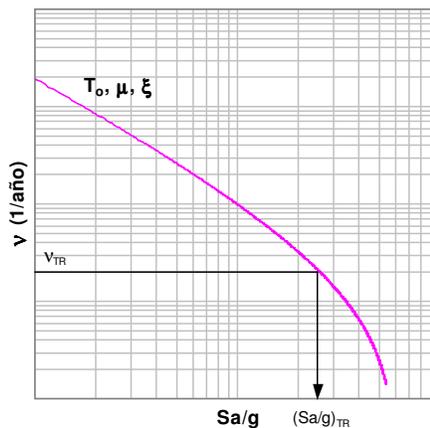


Figura 3.15. Sa/g obtenida de una curva de peligro sísmico, asociada a un periodo de retorno especificado y amortiguamiento crítico considerado en la curva de peligro sísmico.



- 6) Con el periodo de la estructura (T_0) se entra al espectro de respuesta para definir la intensidad espectral. La intensidad espectral deberá ser del mismo tipo que la intensidad obtenida de la curva de peligro sísmico, de modo que el factor de escala sea adimensional (ver Figura 3.16).

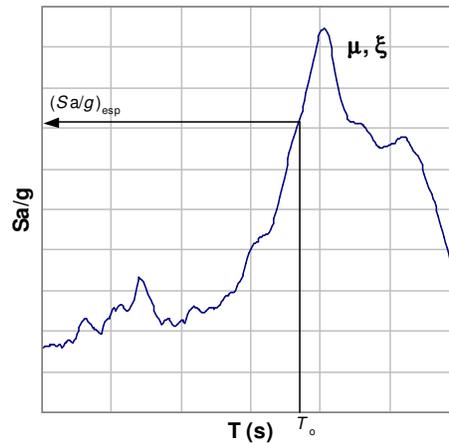


Figura 3.16 Sa/g obtenida de un espectro de respuesta

El factor de escala se calcula mediante el cociente entre la pseudoaceleración obtenida de la curva de peligro sísmico $(Sa/g)_{TR}$ y la pseudoaceleración obtenida a partir del espectro de respuesta $(Sa/g)_{esp}$. El procedimiento detallado para determinar el factor de escala se puede encontrar en (Shome y Cornell, (1999) [30]; Chan *et al.*, (2005) [7]):

$$FE = \left(\frac{(Sa/g)_{TR}}{(Sa/g)_{esp}} \right) \tag{3.4}$$

3.7.2.2 Criterio de escalamiento

Como se menciona en el inciso anterior, los factores de escala se obtienen de la relación entre CPS y espectros de respuesta; ambos con las mismas características: demanda de ductilidad (μ), porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ) y periodo de vibrar de la estructura (T_0).

Comúnmente los factores de escala se obtienen según curvas y espectros para ductilidad unitaria, para el amortiguamiento ξ igual a 5% y con el periodo fundamental de vibrar T_0 . Esto se hace principalmente por simplicidad, ya que las curvas de peligro sísmico con que se cuentan poseen las propiedades mencionadas. Usar otro criterio de escalamiento implica calcular nuevas curvas de peligro sísmico.

Después de que una estructura y sus elementos fluyen, las propiedades iniciales se modifican. Una característica del comportamiento inelástico es que el porcentaje de amortiguamiento crítico “equivalente” que originalmente poseía el edificio, aumenta a medida que la acción es más grande.

Además, durante el intervalo inelástico las estructuras se deforman ante pequeños incrementos de la acción actuante. Esto influye en que la ductilidad global demandada de la estructura (μ) pase de



unitaria (cuando se encuentra en el intervalo elástico) a tener un valor mayor que la unidad, al desarrollar la fluencia

Por otra parte, al fluir una estructura su rigidez disminuye haciendo que la frecuencia también disminuya (o que el periodo aumente).

Por otro lado, pudiera ser que el edificio de interés tenga una configuración y características tales que sus modos superiores de vibrar sean significativos

La decisión sobre qué criterios son más adecuados para cada estructura depende principalmente tanto de su configuración como de sus propiedades dinámicas.

Chan (2003) [6] estudia la influencia que sobre la confiabilidad estructural tiene el considerar distintos criterios de escalamiento de acelerogramas registrados en la estación SCT (sismos de banda angosta) y que toman en cuenta los aspectos señalados anteriormente.

En lo que sigue se considera el criterio de escalamiento que considera ductilidad unitaria μ igual a 1, para el amortiguamiento ξ igual a 5% y con el periodo fundamental de vibrar T_0 .

3.7.3 Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico correspondientes al sitio SCT y para los periodos fundamentales de los edificios (suponiendo propiedades medias) se muestran en la figura 3.17. (Alamilla, (2001) [1]).

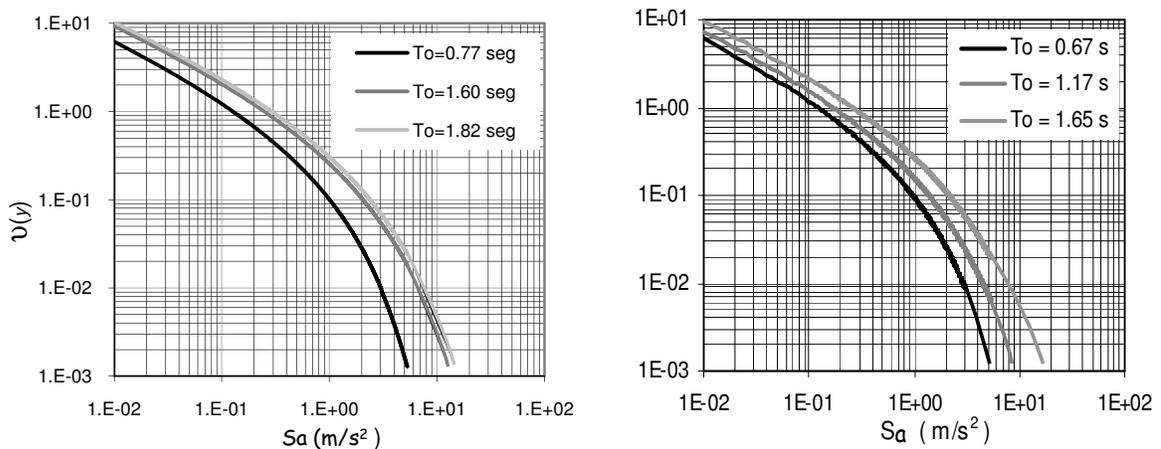


Figura 3.17. Curvas de peligro sísmico, en sitio SCT.



Espectros escalados

En la figura 3.18 se presentan los espectros de aceleración escalados para un periodo de recurrencia de 50 años para los 14 registros sísmicos. Los movimientos se escalaron para cada uno de los periodos fundamentales (T_0) de los edificios. También se muestra, mediante una línea gruesa, el valor medio de los espectros escalados.

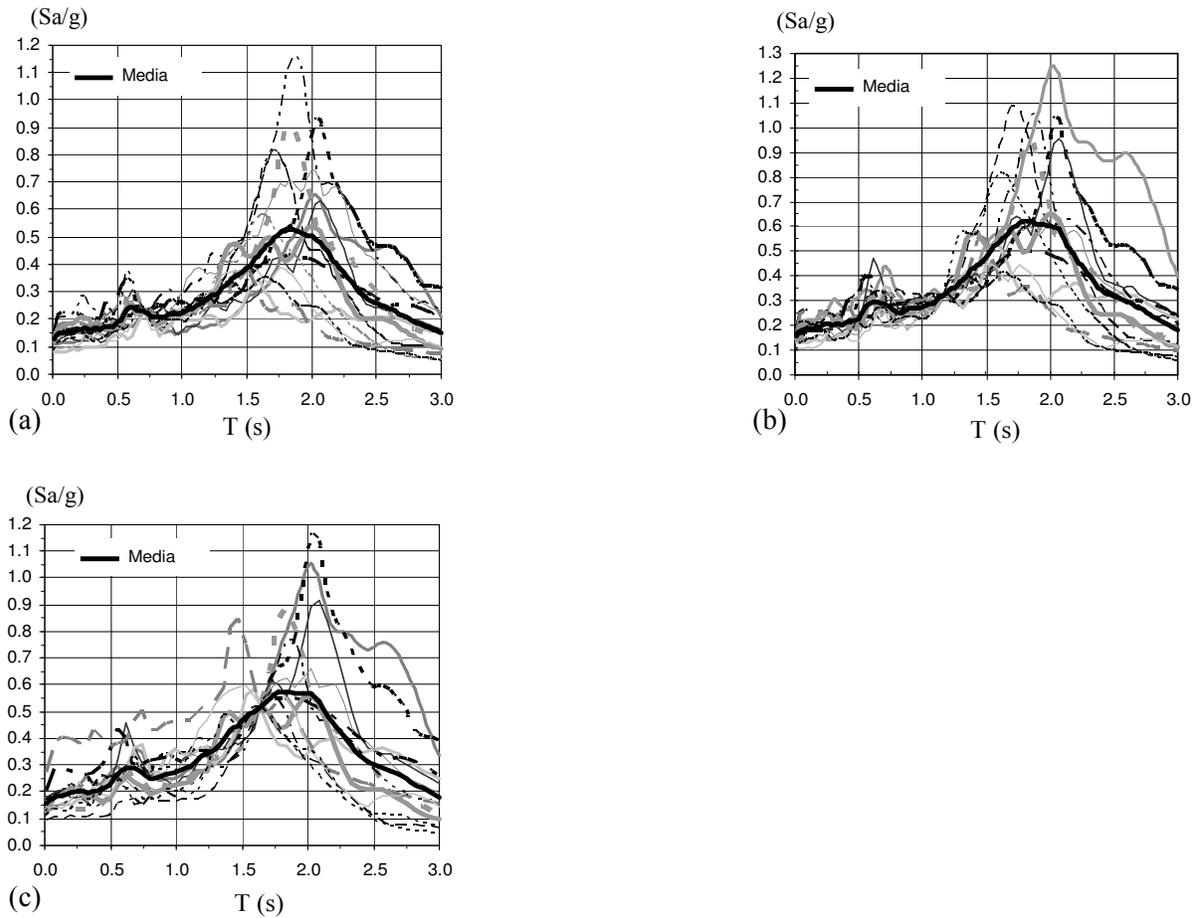
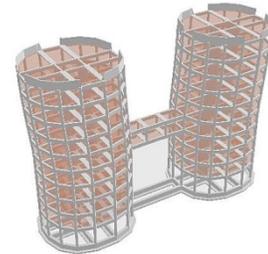


Figura 3.18. Espectros de pseudo-aceleración de los movimientos sísmicos. $\xi=5\%$, $TR= 50$ años (a) $T_0 = 0.67$ s; (b) $T_0 = 1.17$ s; y (c) $T_0 = 1.65$ s.



CAPÍTULO 4



4 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

4.1 Introducción

En este estudio la confiabilidad estructural se representa por medio de curvas de peligro de demanda $\nu_D(d)$ que significan la tasa anual de excedencia de un cierto nivel de *distorsión de entrepiso* (d) para diferentes estados límite. Aquí se utiliza el enfoque de *integración numérica*. Este establece que las curvas de peligro de demanda ($\nu_D(d)$) para una estructura dada pueden obtenerse por medio de la integral (Esteva (1968) [10], y Cornell CA (1968) [9]).

$$\nu_D(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right| (P(D \geq d|y)) dy$$

donde $\nu_D(y)/dy$ representa la derivada de la curva de peligro sísmico, y es la intensidad sísmica, $P(D \geq d|y)$ es la probabilidad condicional de que la máxima distorsión de entrepiso (*DME*) exceda un valor dado d , dado un nivel de intensidad y . En este estudio la intensidad y se define como la ordenada del espectro escalado (S_e/g) asociada con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T_0), y la demanda es la máxima distorsión de entrepiso de todos los niveles en la estructura.

La ecuación anterior se resuelve por medio de la técnica de integración trapezoidal. La distribución de probabilidad (fdp) de la máxima distorsión de entrepiso para una intensidad se supone lognormal.

4.2 Generalidades

4.2.1. Parámetro indicativo de la respuesta sísmica estructural

El parámetro indicativo de la respuesta estructural adoptado aquí es la distorsión máxima de entrepiso (*DME*) pues se considera que este parámetro está asociado directamente con el nivel de daño que presenta una estructura cuando se somete a una acción sísmica.

4.2.3 Estados límite considerados

En el apéndice A de las *NTCS (2004)* se considera que una distorsión de entrepiso de 0.004 está asociada a un estado límite de servicio y una distorsión de 0.03 a un estado límite de colapso para



estructuras a base de marcos dúctiles de concreto con elementos no estructurales desligados de la estructura principal. En este estudio se consideran niveles de distorsión de entrepiso iguales a 0.002, 0.004, 0.006, 0.012, 0.015, 0.018, 0.021 y 0.03.

4.2.4 Niveles de intensidad sísmica considerados

Es de interés la respuesta sísmica estructural cuando las estructuras se someten a distintos niveles de intensidad sísmica, en este trabajo estas intensidades se relacionan ordenas del espectro escalado mediante curvas de peligro sísmico para el periodo fundamental de vibración de la estructura. Los niveles de intensidad están también asociados a periodos de retorno en las curvas de peligro sísmico. Aquí que se consideran de 10, 50, 100, 200, 250, 500, y 1000 años para el modelo de 5 niveles y de de 10, 50, 100, 250, 500, 750 y 1000 años para los modelos de 10 y 15 niveles.

4.3 Metodología utilizada para evaluar la confiabilidad sísmica estructural de los edificios analizados

De forma general la curva de demanda de peligro estructural puede obtenerse mediante la siguiente ecuación

$$v_D(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| (P(D \geq d|y)) dy \quad (4.1)$$

4.3.1 Función de distribución de probabilidad supuesta para las DME

En general, las *DME* presentan una asimetría en sus histogramas, con un máximo hacia la derecha y que se atenúan en la parte izquierda del histograma. La función de densidad de probabilidad que se ajusta a tal comportamiento es la lognormal (Shome y Cornell (1999)) [30].

La función de densidad de probabilidad lognormal de la *DME* se define como

$$f_D(d) = \frac{1}{d \sqrt{2\pi} \cdot \sigma_{\ln d}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left[\frac{1}{\sigma_{\ln d}} \ln \left(\frac{d}{\bar{D}} \right) \right]^2 \right] \quad (4.2)$$

Donde \bar{D} es la mediana de D y $\sigma_{\ln d}$ la desviación estándar de su logaritmo natural y que son definidas como sigue:

La mediana se define como el exponencial del promedio de los logaritmos naturales de los datos observados Benjamín y Cornell (1970) [4], como sigue:

$$\bar{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad (4.3)$$

Donde d_j son las distorsiones máximas de entrepiso demandadas por cada sismo, y n es el número de observaciones. La dispersión o desviación estándar del logaritmo natural de las observaciones se determina mediante la expresión siguiente:



$$\sigma_{\ln d} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \bar{D})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.4)$$

La función de distribución de probabilidad acumulada se expresa como

$$F_D(d) = \int f_D(d) = P(\ln D \leq \ln d) \quad (4.5)$$

Si se define la variable estandarizada u , normal con media 0 y desviación estándar 1

$$u = \frac{\ln d - \ln \bar{D}}{\sigma_{\ln D}} \quad (4.6)$$

Si se despeja $\ln \bar{D}$ de la ecuación anterior y se sustituye en 4.5, se obtiene

$$\ln D = u \sigma_{\ln D} + \ln \bar{D} \quad (4.7)$$

$$F_D(d) = P(u \sigma_{\ln D} + \ln \bar{D} \leq \ln d) = P\left(u \leq \frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (4.8)$$

de aquí se deduce que:

$$P(D \leq d) = P\left(u \leq \frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) = F_u\left(\frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) = \Phi(u) \quad (4.9)$$

donde $\Phi(u)$ es la función de distribución acumulada normal estándar con media cero y desviación estándar unitaria. El complemento de la ecuación 4.9 representa la probabilidad de que la DME demandada (D) exceda un valor igual a d . Si además la distorsión d está asociada a una S_a/g dada, entonces la probabilidad que se refiere al segundo término de la ecuación 4.1 queda

$$P(D \leq d) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (4.10)$$

Con lo anterior y recordando que $y=S_a/g$, la ecuación 4.1 se reescribe como:

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv}{d(S_a/g)} \right| \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(d/\bar{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \right] d(S_a/g) \quad (4.11)$$

En el método de integración, la tasa media anual de excedencia de y se ajusta con una expresión propuesta por Esteva (1968[10]) del tipo:

$$v = ky^{-r} \left[1 - \left(\frac{y}{y_m} \right)^\epsilon \right] \quad (4.12)$$



En donde r , ε son parámetros de ajuste que definen la forma de la curva de peligro sísmico, k es un factor de escala, y y_M es la máxima pseudo-aceleración que puede ocurrir en el sitio de interés y que aquí se adopta como la intensidad asociada a un periodo de retorno de 1000 años.

Derivando esta expresión con respecto a y resulta

$$\frac{dV}{dy} = ky^{-r} \varepsilon \left(\frac{y}{y_m} \right)^{\varepsilon-1} \left(\frac{1}{y_m} \right) + \left(1 - \frac{y}{y_m} \right)^{\varepsilon} - kry^{-r-1} \quad (4.13)$$

Las probabilidades de excedencia de una cierta distorsión d dada un S_a/g se ajustan con una expresión del tipo:

$$(P(D \geq d|y)) = 1 - 0.1 \left(\frac{y}{a} \right)^b \quad (4.14)$$

Donde a y b son parámetros de ajuste a ser determinados en una regresión en la que se utilizan los valores de las medianas de las *DME* para distintos niveles de intensidad y .

Sustituyendo estas expresiones en la ec.4.1 y teniendo en cuenta que $y = S_a/g$ se obtiene que

$$\nu_D(d) = \int \left(S_a / g \right)^{-1-r} \left[-kr + k(-\varepsilon + r) \left(\frac{S_a / g}{(S_a / g)_{Máx}} \right)^{\varepsilon} \right] \left[1 - 0.1 \left(\frac{S_a / g}{a} \right)^b \right] d(S_a / g) \quad (4.15)$$

A partir de la ecuación 4.15 se obtiene la curva de peligro de demanda asociada a distintos niveles de distorsión de entrepiso (d).

Otro enfoque para representar la confiabilidad es por medio de la probabilidad de excedencia en cierto tiempo (t). Esta se calcula mediante la ecuación siguiente

$$P = 1 - \exp[-\nu_D(d)t] \quad (4.16)$$

donde P es la probabilidad de que se exceda un nivel de distorsión de entrepiso d . En la expresión anterior está implícito que se trata de un proceso de Poisson.

Con las probabilidades de excedencia en cierto tiempo (ecuación 4.16), se determina la curva de probabilidades de excedencia de cierta distorsión de entrepiso para un periodo de retorno dado.

Se presenta enseguida una secuencia metódica para la obtención de las curvas de peligro de demanda estructural.

1. Las estructuras en estudio se analizan mediante el método paso a paso en el tiempo, cuando estas se someten a distintos niveles de intensidad sísmica.
2. Se determinan los niveles de *DME* demandados en los distintos niveles de intensidad sísmica.
3. Se calculan los valores de las medianas y desviaciones estándar de los logaritmos de las *DME* para distintos niveles de intensidad sísmica con las expresiones 4.3 y 4.4.



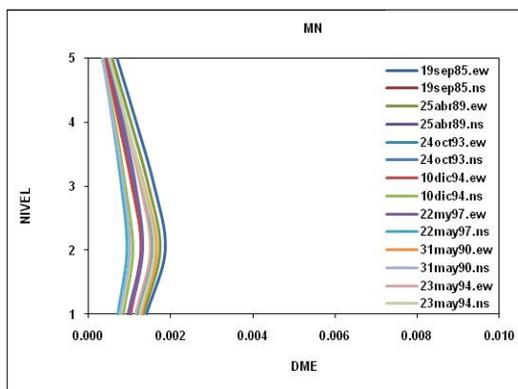
4. Se calculan los correspondientes valores de la variable estandarizada u dados por la ecuación 4.6. utilizando los valores de medianas y desviaciones estándar calculadas.
5. Con los valores de la variable u estandarizada se calculan los correspondientes valores de la función de distribución acumulada de las DME demandadas utilizando la ecuación 4.9.
6. Se calcula la probabilidad condicional de que se exceda un nivel de $DME=(d)$ dado que se ha presentado una intensidad y ., con la ecuación 4.10.
7. Se hace un análisis de regresión para los valores de la probabilidad de excedencia para cada nivel de DME (d), y se obtienen funciones de ajuste que representan la vulnerabilidad sísmica FVS de las estructuras analizadas. Se utiliza la ecuación 4.14.
8. Se realiza un análisis de regresión para los valores de la CPS obtenidas de un análisis de peligro sísmico (Alamilla (2001) [1]).
9. Se derivan las expresiones de ajuste de las CPS obtenidas en el paso 8.
10. Con las expresiones de ajuste obtenidas en los pasos 7 y 8 se calcula el producto de la derivada de las FPS con las FVS para distintos niveles de DME .
11. Finalmente se integran los productos resultantes mediante el método trapezoidal de Simpson, los límites de integración son $y=S_a/g$ igual a 0 hasta $y=S_a/g$ máx (correspondiente a un $T_R=1000$ años).

En lo que sigue se aplicará la metodología descrita para obtener tasas medias anuales de excedencia para los tres modelos estudiados ($M5$, $M10$ y $M15$) y para los casos analizados (MN caso a , MM caso b y MI caso c).

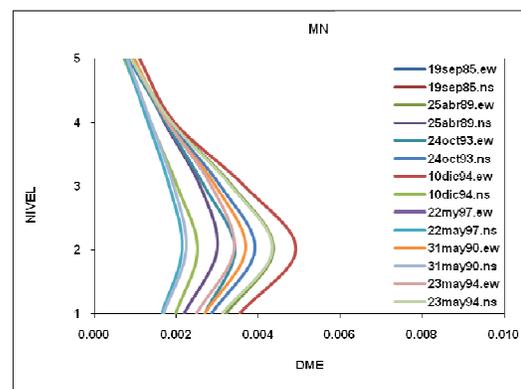
4.4 Edificio de 5 niveles

4.4.1 Modelo con propiedades nominales

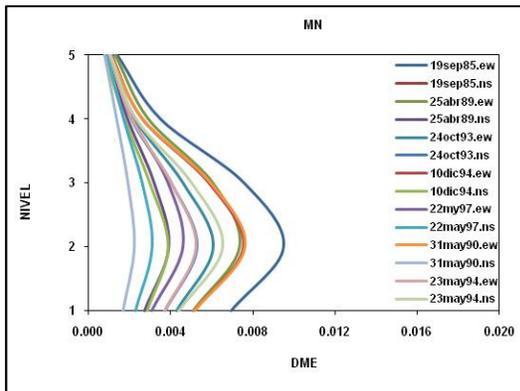
En la figura 4.1 se presentan los niveles demandados de distorsión de entrepiso para el modelo nominal de 5 niveles sometido a distintos niveles de intensidad sísmica. Se observa que la demanda de distorsión aumenta con la intensidad, que la dispersión de la distorsión demandada también aumenta con la intensidad, y que para todos los niveles de intensidad sísmica los valores máximos de distorsión demandados se presentan en el entrepiso 2, ello implica la formación de un mayor número de articulaciones plásticas en ese entrepiso, y que el sismo que mayor demanda de distorsión provoca es el sismo del 19sep85.ew y el que menor demanda de distorsión provoca es el sismo del 23may94.ns.



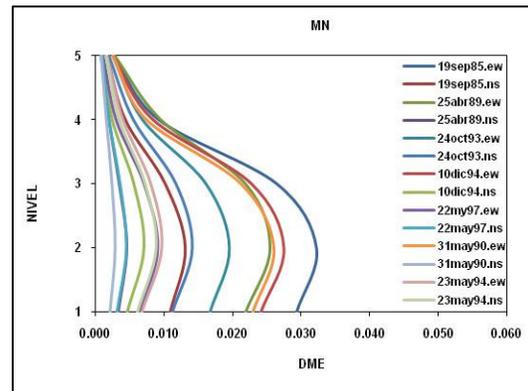
$S_a/g=0.113$



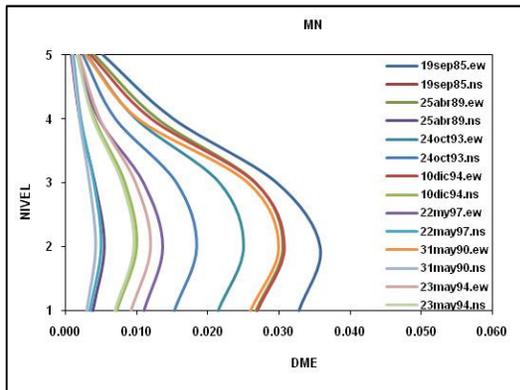
$S_a/g=0.257$



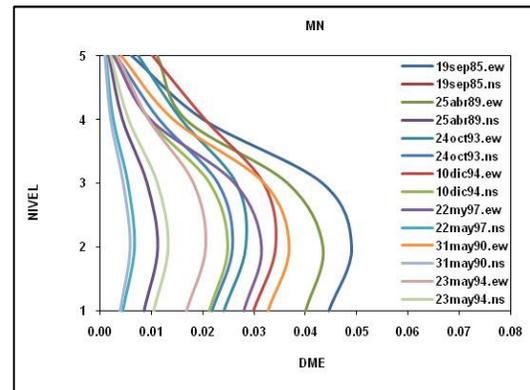
$Sa/g=0.331$



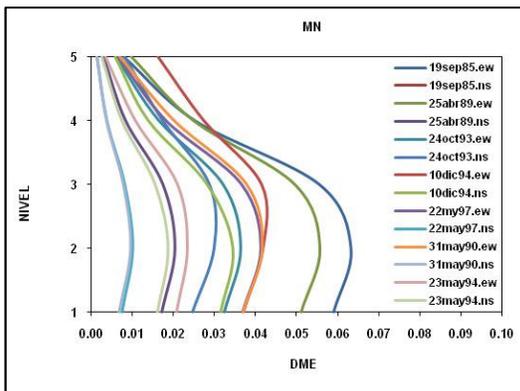
$Sa/g=0.409$



$Sa/g=0.435$



$Sa/g=0.518$



$Sa/g=0.612$

Figura 4.1 Niveles de distorsión de entripiso demandados vs intensidad sísmica (MN5)



4.4.1.2 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (*se presentan en el segundo entrepiso*) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso *DME*. La tabla 4.1., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.3 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de los logaritmos de esas distorsiones. En la figura 4.4 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

$$\bar{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad \sigma_{\ln d} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \bar{D})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Tabla 4.1 Mediana y Desviaciones Estándar de los $\ln(DME)$, MN5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.113	0.001	0.199
50	0.257	0.003	0.238
100	0.331	0.005	0.332
200	0.409	0.012	0.577
250	0.435	0.015	0.628
750	0.518	0.024	0.695
1000	0.612	0.031	0.788

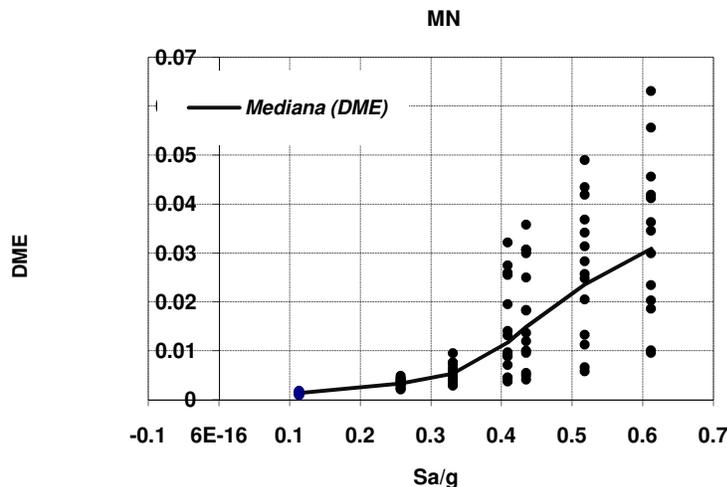


Figura 4.3. DME para distintos niveles de intensidad, MN5

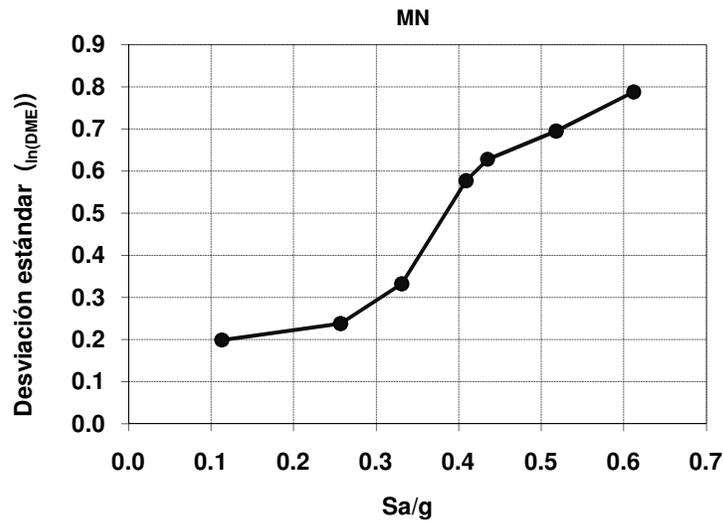


Figura 4.4. Desviaciones estándar del ln(DME), MN5

En las figuras 4.3 y 4.4 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g .

4.4.1.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.1a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.2a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MN5

TR	($S_{a_{exo}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.113		0.024		0		0		0
50	0.257		0.983		0.213		0.006		0
100	0.331		0.998		0.809		0.365		0.113
200	0.409	0.002	0.995	0.004	0.944	0.006	0.838	0.008	0.713
250	0.435		0.998		0.972		0.906		0.816
750	0.518		1		0.997		0.982		0.950
1000	0.612		1		1		0.998		0.992



Tabla 4.2b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MN5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.113		0		0		0		0
50	0.257		0		0		0		0
100	0.331		0.030		0.008		0.001		0
200	0.409	0.01	0.592	0.012	0.486	0.015	0.357	0.018	0.276
250	0.435		0.718		0.622		0.495		0.406
750	0.518		0.904		0.848		0.754		0.674
1000	0.612		0.978		0.955		0.903		0.846

Tabla 4.2c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MN5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.113		0		0
50	0.257		0		0
100	0.331		0		0
200	0.409	0.021	0.194	0.03	0.082
250	0.435		0.308		0.154
750	0.518		0.568		0.355
1000	0.612		0.756		0.521

Los valores de probabilidad de excedencia para varios niveles de $DME=d$ se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (4.14), de esta forma se obtiene una función de probabilidades de excedencia de d dada una intensidad $y=(S_a/g)$ que representan la vulnerabilidad o predisposición intrínseca de la estructura analizada a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.5.

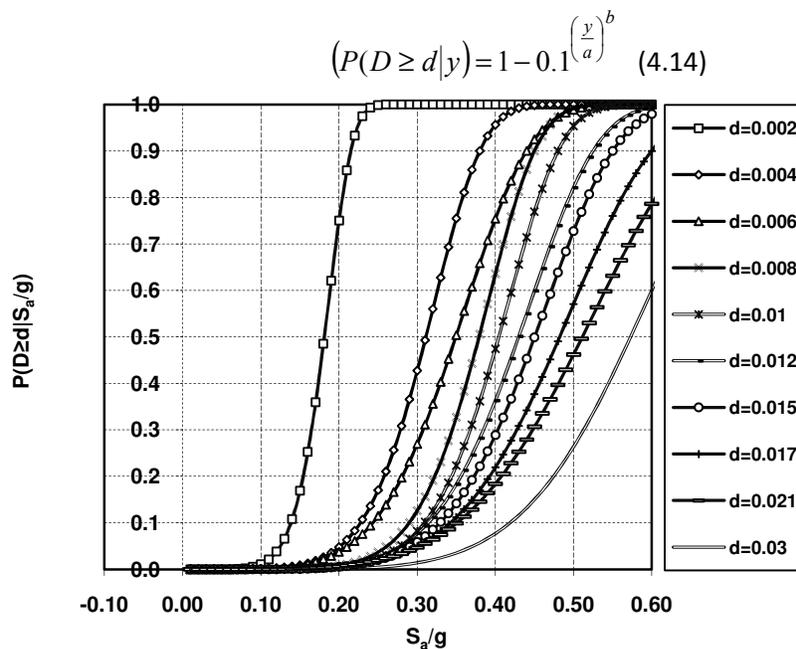


Figura 4.5 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MN5



En esta grafica se observa que para un nivel de distorsión d la probabilidad condicional de excedencia crece con la intensidad. También se observa que para un mismo nivel de intensidad la probabilidad de excedencia es mayor conforme disminuye el nivel límite de distorsión considerado. Además conforme disminuye el niveles de distorsión límite considerado pequeños incrementos en la intensidad provocan grandes aumentos en la probabilidad de excedencia (mayor pendiente de las curvas). La probabilidad de exceder una distorsión límite de 0.002 decrece de manera importante al considerar un nivel de distorsión de 0.004 (curvas separadas), mientras que para los demás niveles límite de distorsión el cambio es menos pronunciado (menor separación de curvas). De estas curvas se puede obtener que la para que la probabilidad de excedencia de un nivel de distorsión de 0.004 sea igual a 1 es necesario que se presente una intensidad 0.45g, mientras que la probabilidad de exceder un nivel de distorsión de 0.03 es de 0.15 para la misma intensidad.

4.4.1.4 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_d/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.6.

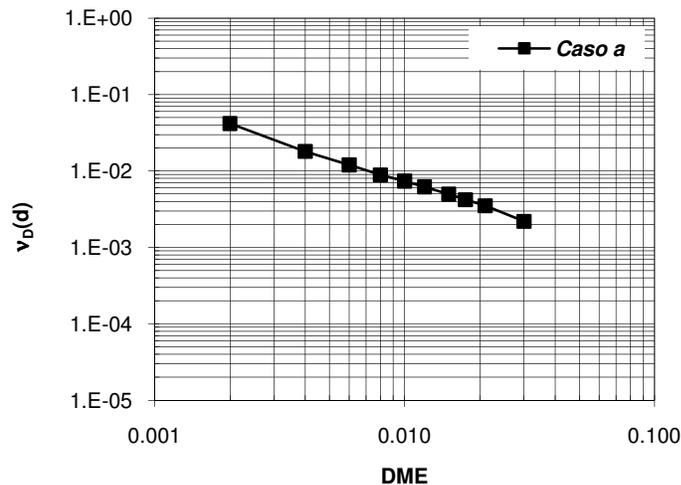


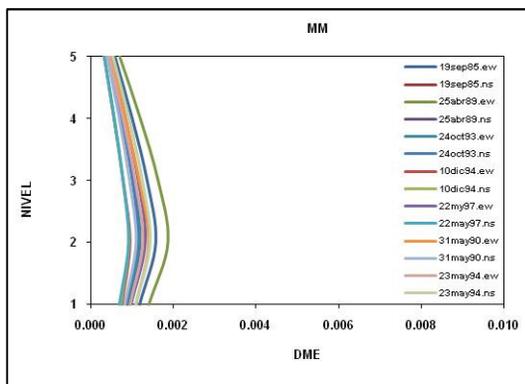
Figura 4.6 Curva de peligro de demanda v_D para MN5

De la curva de peligro de demanda se obtiene que la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.018, es decir que en promedio la estructura excede ese nivel de distorsión en 55 años. Para un nivel de distorsión de 0.03 la tasa anual de excedencia es de 0.0021, lo cual indica que en promedio la estructura excederá ese nivel de distorsión en 476 años.

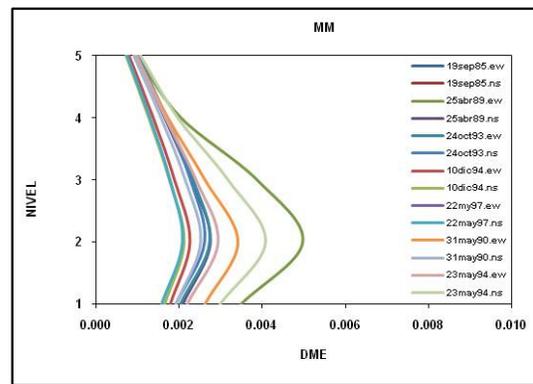


4.4.2 Modelo con propiedades medias

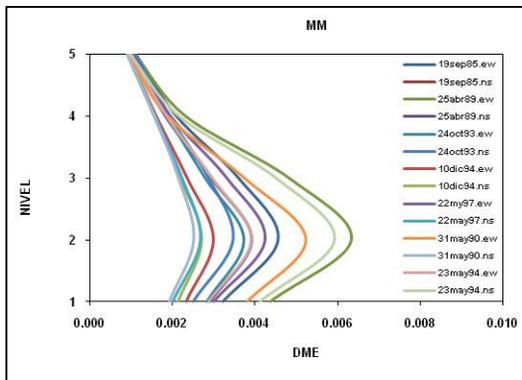
En la figura 4.7 se presentan los niveles demandados de distorsión de entrespiso para el modelo medio de 5 niveles sometido a distintos niveles de intensidad sísmica. Se observa que la demanda de distorsión aumenta con la intensidad, que la dispersión de la distorsión demandada también aumenta con la intensidad, y que para todos los niveles de intensidad sísmica los valores máximos de distorsión demandados se presentan en el entrespiso 2, ello implica la formación de un mayor número de articulaciones plásticas en ese entrespiso debido, y que el sismo que mayor demanda de distorsión provoca es el sismo del 25abr89.ew y el que menor demanda de distorsión provoca es el sismo del 22may97.ns.



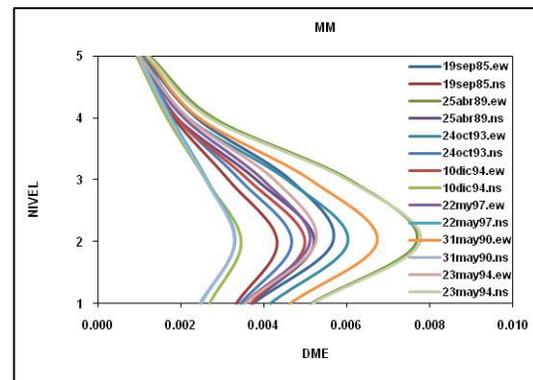
$Sa/g=0.10$



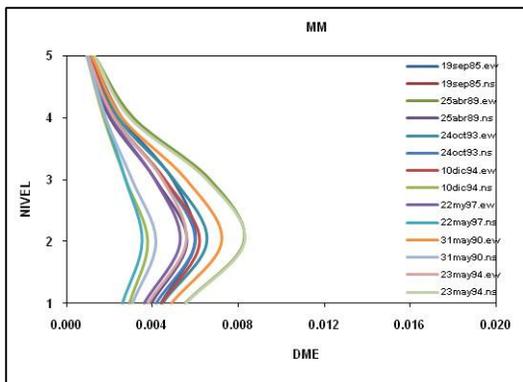
$Sa/g=0.22$



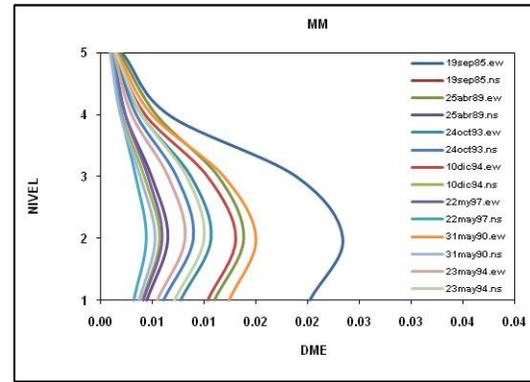
$Sa/g=0.28$



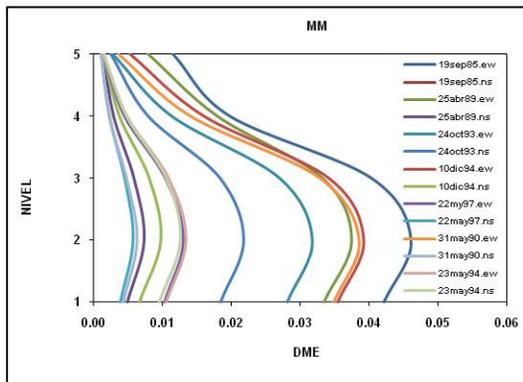
$Sa/g=0.37$



$Sa/g=0.44$



$Sa/g=0.51$



$Sa/g=0.53$

Figura 4.7 Niveles de distorsión de entrepiso demandados vs intensidad sísmica, MM5

4.4.2.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (*se presentan en el 2 entrepiso*) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso DME . La tabla 4.3a, b y c., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.8 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de esas distorsiones. En la figura 4.9 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

$$\bar{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad \sigma_{\ln d} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \bar{D})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}}$$



Tabla 4.3 Mediana y Desviaciones Estándar de los $\ln(DME)$, MM5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.10	0.001	0.202
50	0.22	0.003	0.253
100	0.28	0.004	0.266
200	0.37	0.005	0.264
250	0.44	0.005	0.262
500	0.51	0.009	0.448
1000	0.53	0.018	0.686

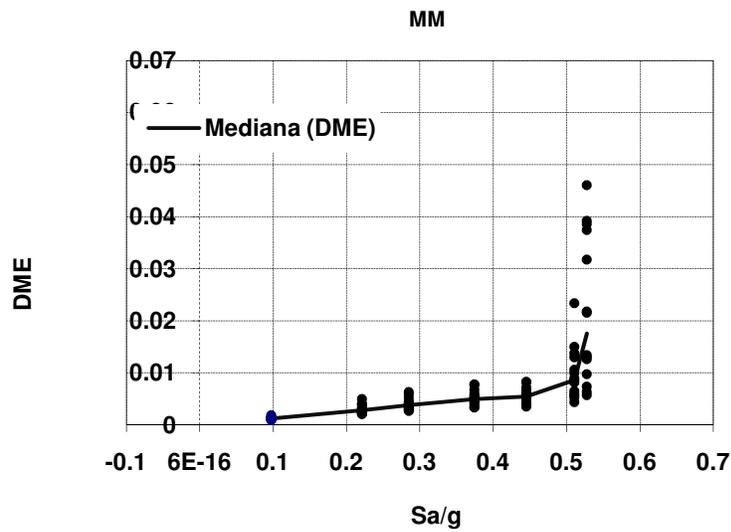


Figura 4.8. DME para distintos niveles de intensidad, MM5

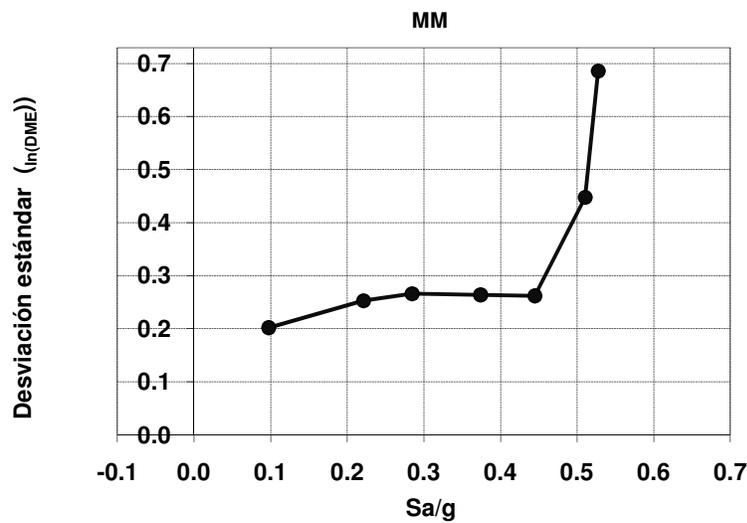


Figura 4.9 Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MM5



En las figuras 4.8 y 4.9 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g .

4.4.2.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.4a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de $DME=d$ dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.4a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MM5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.10		0.005		0		0		0
50	0.22		0.911		0.081		0.001		0
100	0.28		0.991		0.408		0.039		0.002
200	0.37	0.002	1	0.004	0.790	0.006	0.233	0.008	0.035
250	0.44		1		0.878		0.352		0.070
750	0.51		1		0.957		0.791		0.566
1000	0.53		1		0.984		0.941		0.873

Tabla 4.4b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MM5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.10		0		0		0		0
50	0.22		0		0		0		0
100	0.28		0		0		0		0
200	0.37	0.01	0.004	0.012	0	0.015	0	0.018	0
250	0.44		0.010		0.001		0		0
750	0.51		0.370		0.230		0.108		0.057
1000	0.53		0.793		0.709		0.589		0.500

Tabla 4.4c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MM5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.10		0		0
50	0.22		0		0
100	0.28		0		0
200	0.37	0.021	0	0.03	0
250	0.44		0		0
750	0.51		0.023		0.003
1000	0.53		0.395		0.216

Los valores de probabilidad de excedencia para varios niveles de $DME=d$ se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (4.14), de esta forma se obtiene una función de probabilidades de excedencia de d dada una intensidad $y=(S_a/g)$ que representan la vulnerabilidad o



predisposición intrínseca de la estructura analizada a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.10.

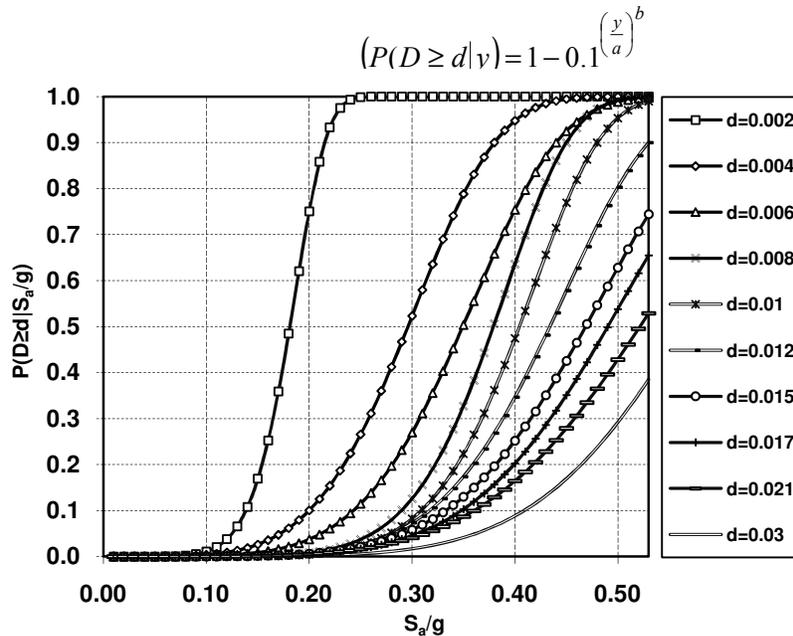


Figura 4.10 Curvas de vulnerabilidad sísmica para, MM5

En esta grafica se observa que para un nivel de distorsión d la probabilidad condicional de excedencia crece con la intensidad. También se observa que para un mismo nivel de intensidad la probabilidad de excedencia es mayor conforme disminuye el nivel límite de distorsión considerado. Además conforme disminuye el niveles de distorsión límite considerado pequeños incrementos en la intensidad provocan grandes aumentos en la probabilidad de excedencia (mayor pendiente de las curvas). La probabilidad de exceder una distorsión límite de 0.002 decrece de manera importante al considerar un nivel de distorsión de 0.004 (curvas separadas), mientras que para los demás niveles límite de distorsión el cambio es menos pronunciado (menor separación de curvas). De estas curvas se puede obtener que la para que la probabilidad de excedencia de un nivel de distorsión de 0.006 sea igual a 1 es necesario que se presente una intensidad 0.50g, mientras que la probabilidad de exceder un nivel de distorsión de 0.021 es de 0.43 para la misma intensidad.

4.4.2.4 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta y_{max} (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.11.

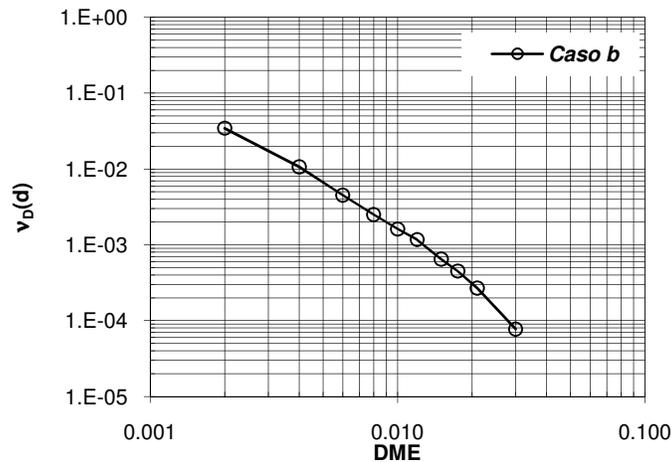
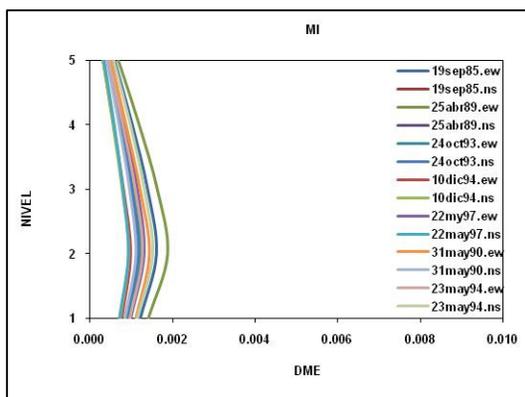


Figura 4.11 Curva de peligro de demanda v_D para MM5

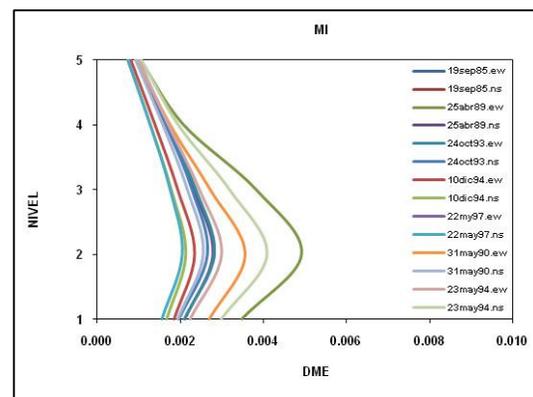
De la curva de peligro de demanda se obtiene que la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.012, es decir que en promedio la estructura excede ese nivel de distorsión en 83 años. Para un nivel de distorsión de 0.03 la tasa anual de excedencia es de 0.00008.

4.4.3 Modelo con propiedades inciertas

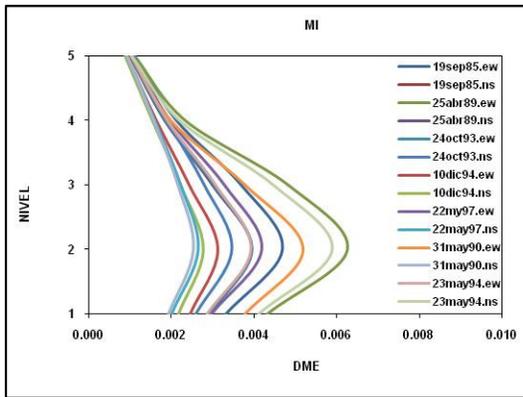
En la figura 4.12 se presentan los niveles demandados de distorsión de entrepiso para el modelo con propiedades inciertas de 5 niveles sometido a distintos niveles de intensidad sísmica. Se observa que la demanda de distorsión aumenta con la intensidad, que la dispersión de la distorsión demandada también aumenta con la intensidad, y que para todos los niveles de intensidad sísmica los valores máximos de distorsión demandados se presentan en el entrepiso 2, ello implica la formación de un mayor número de articulaciones plásticas en ese entrepiso debido, y que el sismo que mayor demanda de distorsión provoca es el sismo del 25abr89.ew y el que menor demanda de distorsión provoca es el sismo del 22may97.ns.



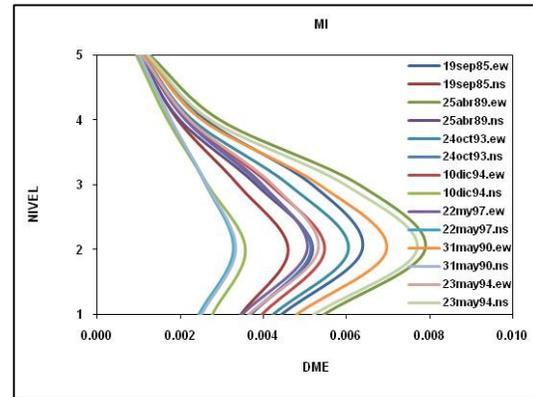
$Sa/g=0.10$



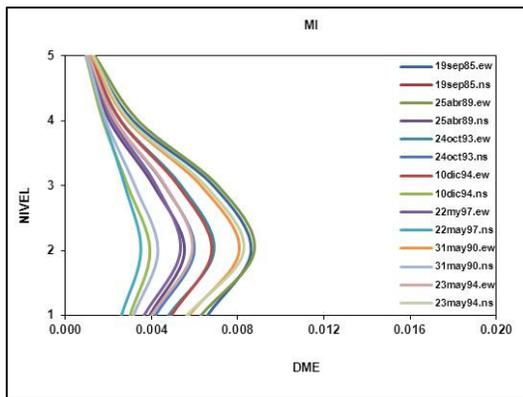
$Sa/g=0.22$



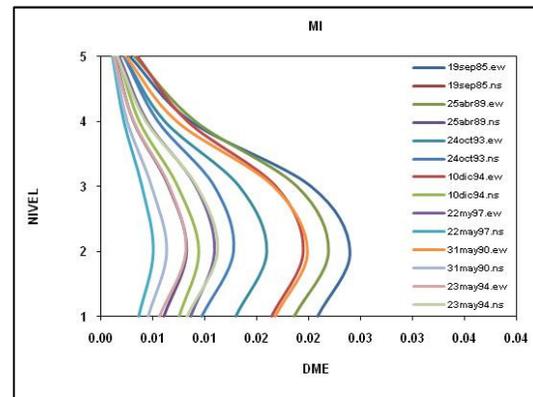
$Sa/g=0.28$



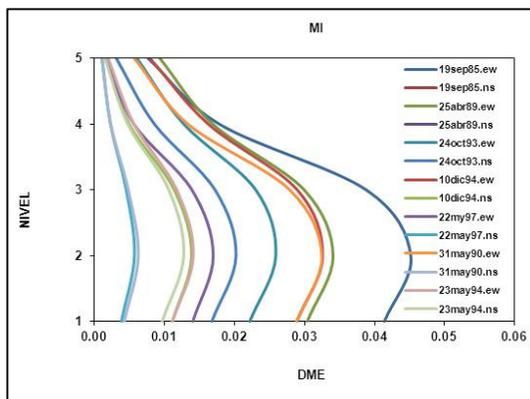
$Sa/g=0.37$



$Sa/g=0.44$



$Sa/g=0.51$



$Sa/g=0.53$

Figura 4.12 Niveles de distorsión de entrepiso demandados vs intensidad sísmica, MI5



4.4.3.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (se presentan en el entrepiso 2) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso DME. La tabla 4.5a, b y c., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.13 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de esas distorsiones. En la figura 4.14 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

$$\bar{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln d_j}{n} \right] \quad \sigma_{\ln d} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln d_j - \ln \bar{D})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Tabla 4.5 Mediana y Desviaciones Estándar de los ln(DME), MI5

TR	(Sa _{exc} /g)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.10	0.001	0.205
50	0.22	0.003	0.249
100	0.28	0.004	0.258
200	0.37	0.005	0.271
250	0.44	0.006	0.304
750	0.51	0.010	0.641
1000	0.53	0.017	0.698

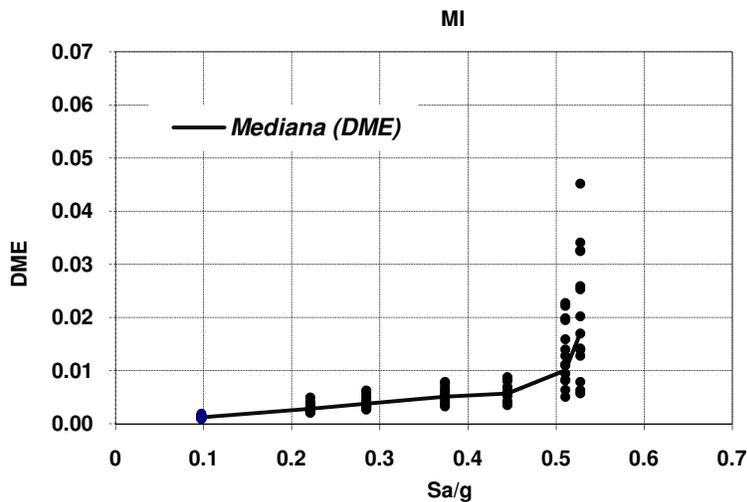


Figura 4.12. DME para distintos niveles de intensidad, MI5

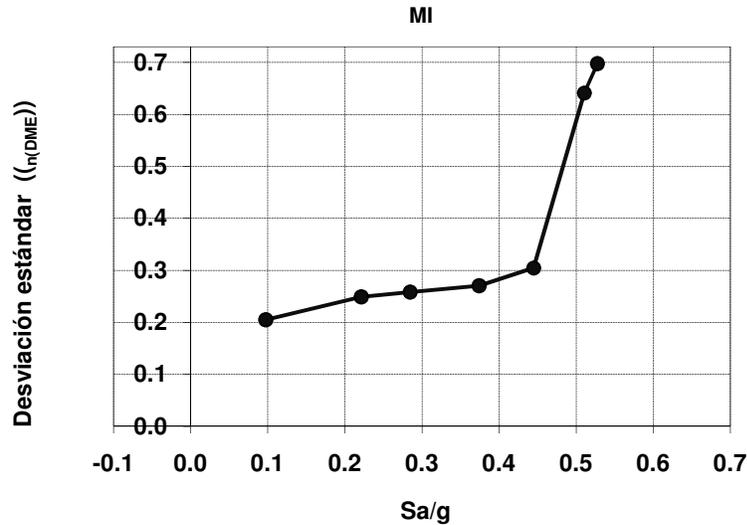


Figura 4.13.Desviaciones estándar del ln(DME), MI5

En las figuras 4.12 y 4.13 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g .

4.4.3.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.6a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de $DME=d$ dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.6a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MI5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.10		0.006		0		0		0
50	0.22		0.918		0.082		0.001		0
100	0.28		0.993		0.413		0.037		0.002
200	0.37	0.002	1	0.004	0.812	0.006	0.269	0.008	0.049
250	0.44		1		0.877		0.431		0.138
750	0.51		1		0.925		0.790		0.671
1000	0.53		1		0.981		0.934		0.906

Tabla 4.6b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MI5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.10		0		0		0		0.000
50	0.22		0		0		0		0.000
100	0.28		0		0		0		0.000
200	0.37	0.01	0.006	0.012	0.001	0.015	0	0.018	0.000
250	0.44		0.034		0.007		0.001		0.000
750	0.51		0.528		0.411		0.279		0.207
1000	0.53		0.819		0.730		0.605		0.522



Tabla 4.6c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME=d, MI5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.10		0.000		0.000
50	0.22		0.000		0.000
100	0.28		0.000		0.000
200	0.37	0.021	0.000	0.03	0.000
250	0.44		0.000		0.000
750	0.51		0.134		0.047
1000	0.53		0.412		0.226

Los valores de probabilidad de excedencia para varios niveles de $DME=d$ se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (4.14), de esta forma se obtiene una función de probabilidades de excedencia de d dada una intensidad $y=(S_a/g)$ que representan la vulnerabilidad o predisposición intrínseca de la estructura analizada a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.14.

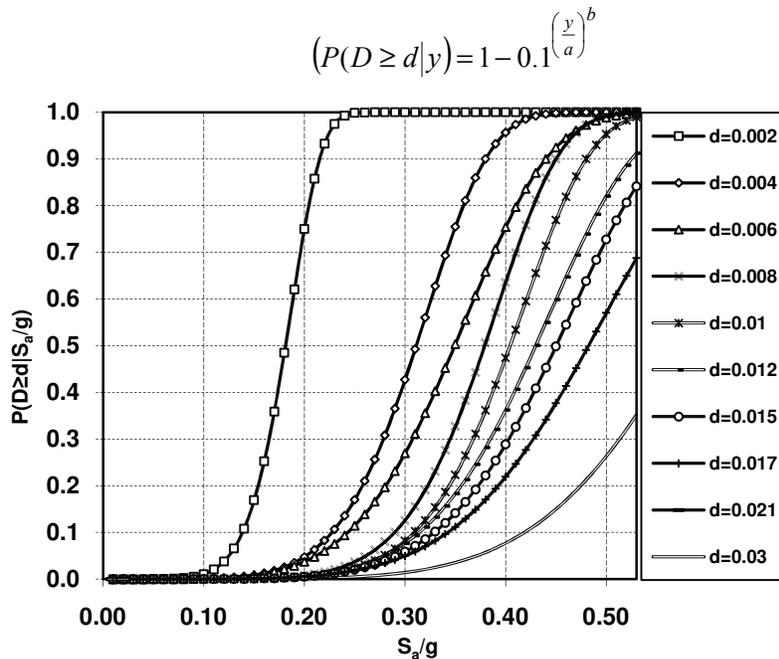


Figura 4.14 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MI5.

En esta grafica se observa que para un nivel de distorsión d la probabilidad condicional de excedencia crece con la intensidad. También se observa que para un mismo nivel de intensidad la probabilidad de excedencia es mayor conforme disminuye el nivel límite de distorsión considerado. Además conforme disminuye el niveles de distorsión límite considerado pequeños incrementos en la intensidad provocan grandes aumentos en la probabilidad de excedencia (mayor pendiente de las curvas). La probabilidad de exceder una distorsión límite de 0.002 decrece de manera importante al considerar un nivel de distorsión de 0.006 (curvas separadas), mientras que para los demás niveles



límite de distorsión el cambio es menos pronunciado (menor separación de curvas). De estas curvas se puede obtener que para que la probabilidad de excedencia de un nivel de distorsión igual a 0.006 sea igual a 0.5 es necesario que se presente una intensidad 0.34g, mientras que la probabilidad de exceder un nivel de distorsión de 0.012 es de 0.31 para la misma intensidad.

4.4.2.5 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_d/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.15.

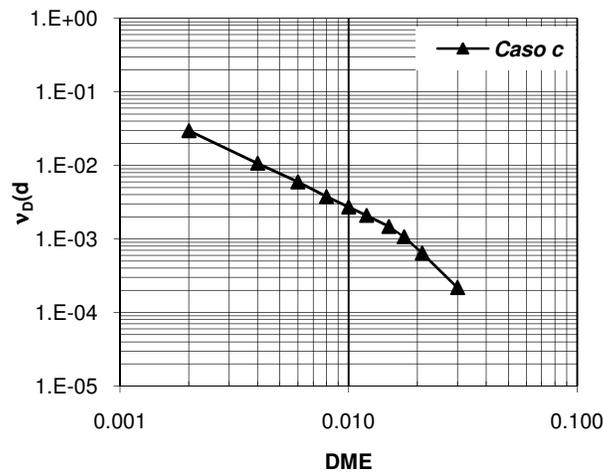


Figura 4.15 Curva de peligro de demanda ν_D , MI5

De la curva de peligro de demanda se obtiene que la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.01, es decir que en promedio la estructura excede ese nivel de distorsión en 100 años. Para un nivel de distorsión de 0.03 la tasa anual de excedencia es de 0.0002.

4.4.4 Comparativa de los resultados obtenidos de los análisis

En las figuras 4.16 y 4.17 se muestran las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso (\hat{D}) y sus desviaciones estándar asociadas a diferentes niveles de intensidad sísmica normalizada respecto a la gravedad (S_a/g). Las respuestas estructurales de la figura se presentan para los casos correspondientes a los marcos modelados con propiedades nominales (*Caso a*), medias (*Caso b*) y con incertidumbres (*Caso c*) en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas actuantes, para los modelos de 5 niveles.

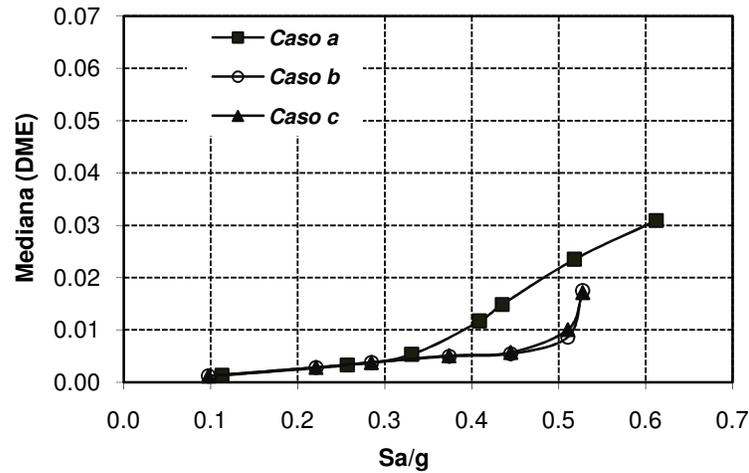


Figura 4.16. Medianas de la DME: MN5, MM5 y MI5

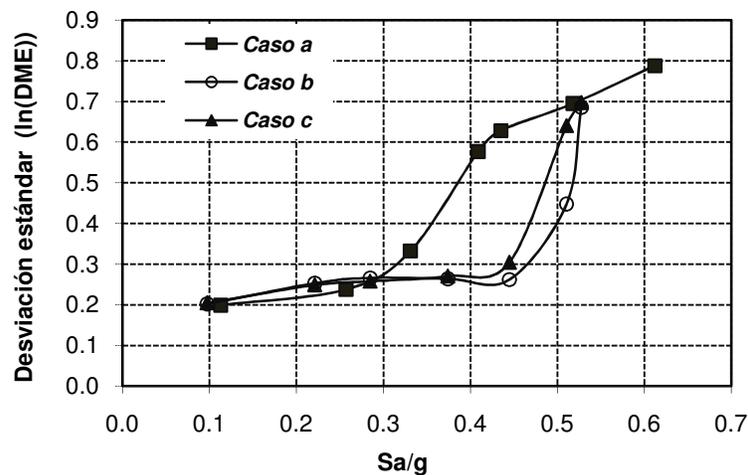


Figura 4.17 Desviación estándar del ln(DME): MN5, MM5 y MI5

Analizando las figuras 4.16 y 4.17 se puede observar primeramente y de manera general que las tendencias para todos los casos es que las respuestas estructurales (\hat{D}) aumenten conforme se incrementan los niveles de intensidades sísmicas (Sa/g) a las que son sometidas las estructuras, como era de esperarse. Estas tendencias son más significativas a partir de ciertos niveles de intensidades sísmicas, en donde las estructuras empiezan a incursionar en el rango de comportamiento no lineal. Conforme los periodos fundamentales de vibrar (T_0) de los edificios se degradan, y en particular cuando los periodos se acercan a los periodos dominantes del suelo (T_s), las respuestas de las estructuras son más significativas ante incrementos pequeños en los niveles de intensidades sísmicas. Cuando esto sucede se presenta un fenómeno que es conocido en la literatura como: “ablandamiento” de las estructuras (“softening” en inglés).



Curvas de peligro de demanda estructural

A continuación se presentan la confiabilidad sísmica estructural correspondiente a los *Casos a, b y c*, representada mediante curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$), obtenidas con la anteriormente.

Las curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$), para diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso (DME) para los modelos de 5 niveles, se muestran en la figura 4.18, respectivamente. Estas curvas dependen de las respuestas estructurales que se presentan en las figuras 4.16 y 4.17.

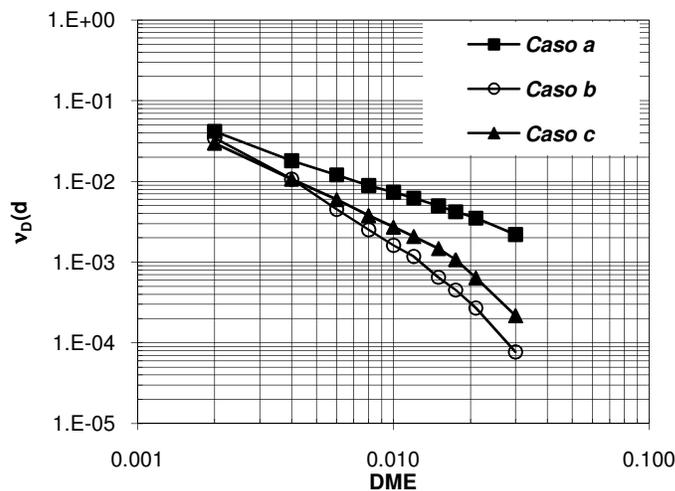


Figura 4.18. Curvas de peligro de demanda estructural

Del análisis de las figuras 4.18 se puede observar que las curvas asociadas a los marcos modelados con *propiedades nominales (caso a)*, los valores dan por encima de las curvas de los *casos b y c*. Esta diferencia es mayor conforme el nivel de desempeño se incrementa. Como se mencionó en la sección anterior, estas curvas dan por encima debido a que los edificios presentan “ablandamiento” de su respuesta estructural y a que sus periodos de vibrar son diferentes. Los edificios con *propiedades nominales* presentan niveles de confiabilidad *menores* que los edificios con *propiedades medias e inciertas*.

De la figura también se puede observar que las curvas correspondientes a los *Casos b y c* (propiedades medias e inciertas, respectivamente) son muy parecidas para niveles de desempeño pequeños y éstas diferencias crecen *un poco* conforme el nivel de desempeño aumenta. Es decir, que para fines prácticos la confiabilidad estructural de un edificio puede evaluarse con suficiente aproximación usando los valores medios de las propiedades mecánicas de los materiales (f'_c y f_y) y a las cargas vivas máximas ($W_{v_{máx}}$) actuantes y las diferencias pueden considerarse mediante factores de corrección.



4.5 Edificio de 10 niveles

4.5.1 Modelo con propiedades nominales

El modelo que representa el edificio de 10 niveles con propiedades nominales **MN10** fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron las **DME** para cada uno de los entrepisos por sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 10 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura.

4.5.1.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (*se presentan en el 3 entrepiso*) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso **DME**. La tabla 4.7., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.19 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de los logaritmos de esas distorsiones. En la figura 4.20 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

18Tabla 4.7 Mediana y Desviaciones Estándar de las DME, MN10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.21	0.007	0.203
50	0.49	0.015	0.258
100	0.64	0.033	2.272
200	0.87	0.073	3.132
250	1.06	0.230	3.790
750	1.17	0.401	4.752
1000	1.28	0.518	5.054

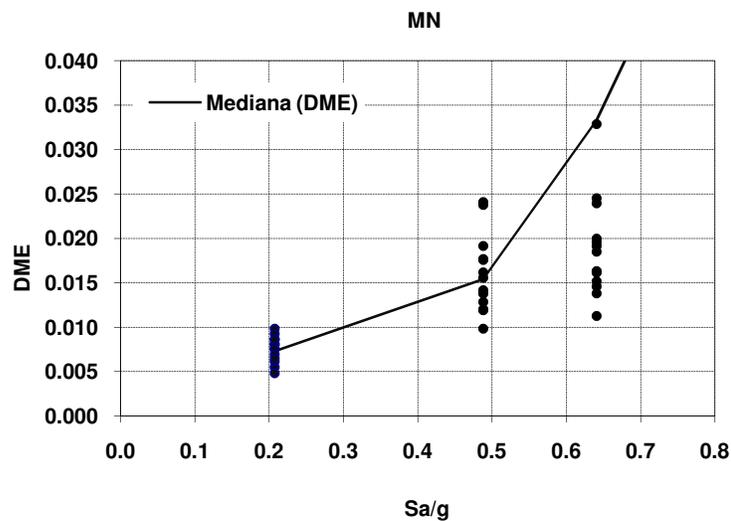


Figura 4.19 DME para distintos niveles de intensidad, MN10

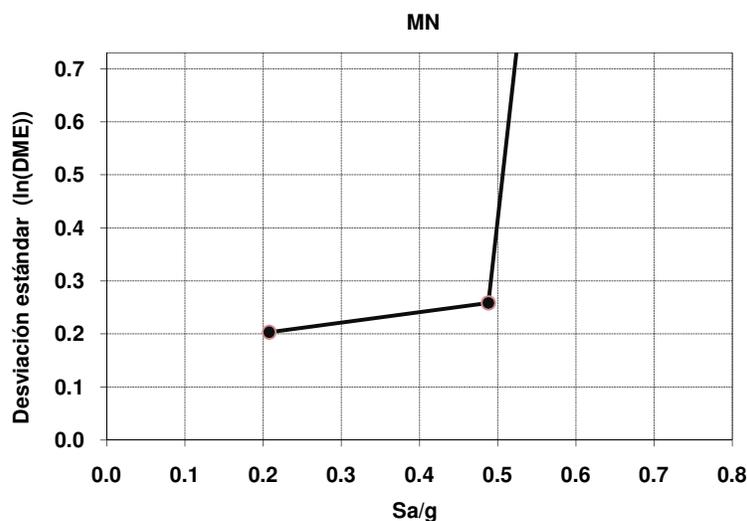


Figura 4.20. Desviaciones estándar del ln(DME), MN10

En las figuras 4.19 y 4.20 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g , además se observa que para intensidades mayores a 0.64g la respuesta estructural (mediana) se dispara debido a que la demanda de distorsión para algunos sismos es muy grande, la dispersión también se dispara para un nivel de intensidad de 0.49g esto debido a que para algunos sismos la demanda de distorsión es muy grande y para otros no.

4.5.1.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.8a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.8a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MN10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		1		0.998		0.831		0.324
50	0.49		1		1		1		0.994
100	0.64		1		1		1		1
250	0.87	0.002	1	0.004	1	0.006	1	0.008	1
500	1.06		1		1		1		1
750	1.17		1		1		1		1
1000	1.28		1		1		1		1



Tabla 4.8b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MN10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		0.060		0.007		0.000		0.000
50	0.49		0.953		0.833		0.540		0.272
100	0.64		1		1		1		1
250	0.87	0.01	1	0.012	1	0.015	1	0.018	1
500	1.06		1		1		1		1
750	1.17		1		1		1		1
1000	1.28		1		1		1		1

Tabla 4.8c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$, MN10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		0		0
50	0.49		0.115		0.005
100	0.64		1		1
250	0.87	0.021	1	0.03	1
500	1.06		1		1
750	1.17		1		1
1000	1.28		1		1

Los valores de probabilidad de excedencia para varios niveles de $DME=d$ se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (4.14), de esta forma se obtiene una función de probabilidades de excedencia de d dada una intensidad $y=(S_a/g)$ que representan la vulnerabilidad o predisposición intrínseca de la estructura analizada a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.21.

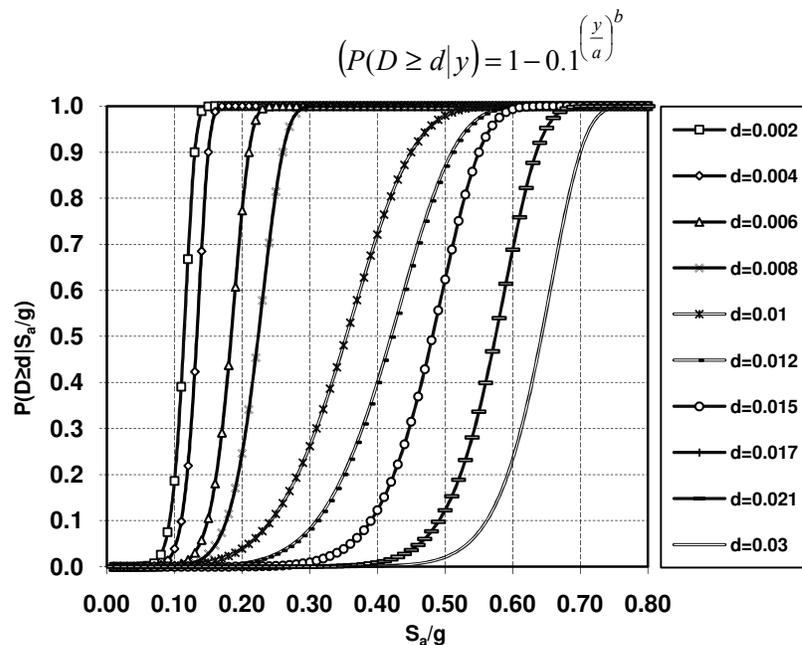


Figura 4.21 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MN10



En la figura 4.21 se observa como la probabilidad de excedencia de la *DME* aumenta al aumentar S_a/g y para una misma intensidad la probabilidad de excedencia es mayor para un nivel de distorsión de 0.002 que para uno de 0.004, hecho que se cumple para los demás niveles de *DME* considerados y que puede expresarse como que la probabilidad de que se exceda un nivel de distorsión de 0.002 dado que se ha presentado un nivel de intensidad S_a/g es mayor que la de que se exceda un nivel de distorsión de 0.004 dado que se presentó el mismo nivel de intensidad.

Además las curvas reflejan la relación que existe en el hecho de que las demandas de distorsión en la estructura son grandes provocando que las probabilidades de excedencia de un nivel dado de distorsión $d=0.002$ sean igual a 1 para niveles de intensidad mayores a 0.13g y de 0.15g para un nivel de distorsión $d=0.004$. Las curvas presentan una pendiente pronunciada lo que indica que para un rango de valores reducido de intensidades la probabilidad de exceder ese nivel de distorsión aumenta rápidamente, esto también como consecuencia de que para ciertos niveles de intensidad la demanda de distorsión se dispara provocando que la probabilidad de exceder un nivel dado de distorsión dado ese nivel de intensidad sea igual a 1.

4.5.1.4 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.22.

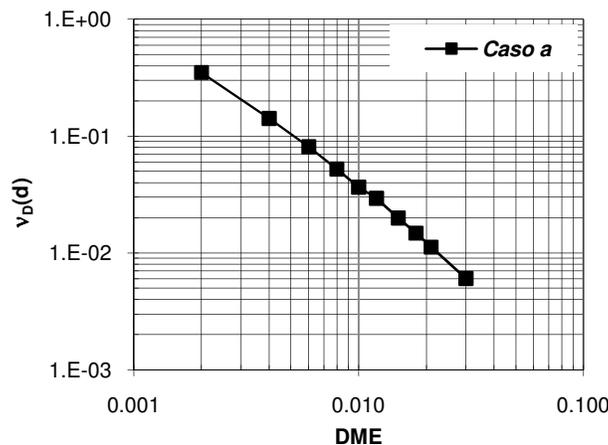


Figura 4.22 Curva de peligro de demanda vD para MN10

De la curva de peligro de demanda se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de *DME*, por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.15 y de excedencia de 0.03 es igual a 0.006.



4.5.2 Modelo con propiedades medias

El modelo que representa el edificio de 10 niveles con propiedades nominales **MM10** fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los *DME* para cada uno de los entrepisos por sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 10 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura.

4.5.2.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (*se presentan en el 3 entrepiso*) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso *DME*. La tabla 4.9., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.23 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de esas distorsiones. En la figura 4.24 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

Tabla 4.9 Mediana y Desviaciones Estándar de las DME, MM10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.140	0.002	0.034
50	0.322	0.005	0.037
100	0.419	0.008	0.094
200	0.557	0.013	0.314
250	0.671	0.021	0.441
750	0.737	0.028	0.622
1000	0.802	0.061	2.014

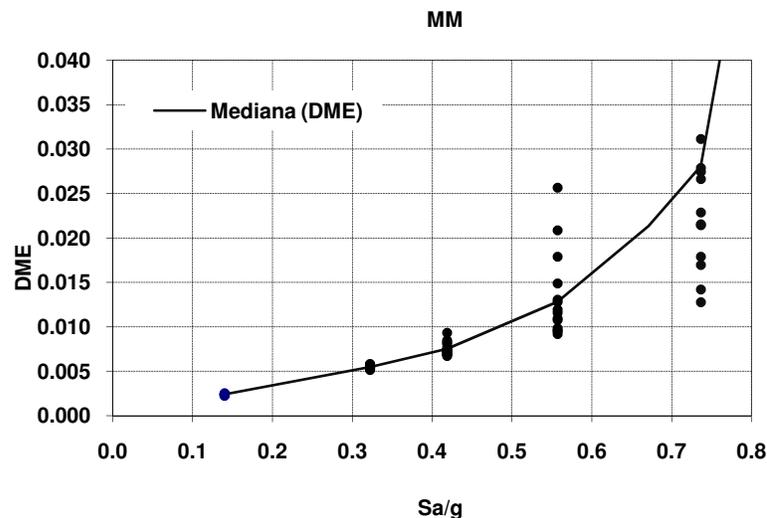


Figura 4.23 DME para distintos niveles de intensidad, MM10

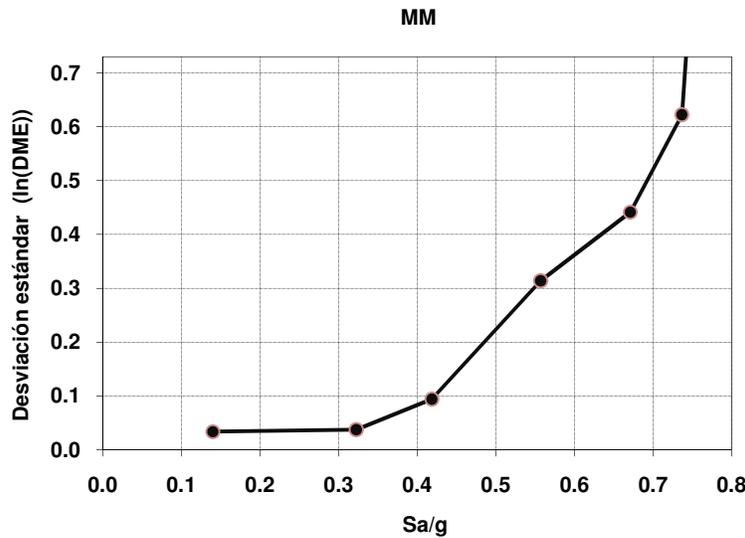


Figura 4.24 Desviaciones Estándar del ln(DME), MM10

En las figuras 4.23 y 4.24 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g , además se observa que para intensidades mayores a 0.74g la respuesta estructural se dispara debido a que la demanda de distorsión para algunos sismos es muy grande, la dispersión también se dispara para un nivel de intensidad de 0.74g.

4.5.2.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.10a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.10a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME=d, MM10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.140		1		0		0		0
50	0.322		1		1		0		0
100	0.419		1		1		1		0.249
250	0.557	0.002	1	0.004	1	0.006	1	0.008	0.933
500	0.671		1		1		1		0.987
750	0.737		1		1		1		0.978
1000	0.802		1		1		1		0.844

Tabla 4.4b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME=d, MM10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.140		0		0		0		0
50	0.322		0		0		0		0
100	0.419		0.001		0		0		0
250	0.557	0.01	0.784	0.012	0.582	0.015	0.307	0.018	0.139
500	0.671		0.957		0.904		0.788		0.650
750	0.737		0.951		0.914		0.843		0.762
1000	0.802		1		1		0.975		0.872



Tabla 4.4c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME=d, MM5

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.140		0		0
50	0.322		0		0
100	0.419		0		0
250	0.557	0.021	0.057	0.03	0.003
500	0.671		0.515		0.220
750	0.737		0.680		0.457
1000	0.802		0.702		0.638

Los valores de probabilidad de excedencia para varios niveles de $DME=d$ se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (4.14), de esta forma se obtiene una función de probabilidades de excedencia de d dada una intensidad $y=(S_a/g)$ que representan la vulnerabilidad o predisposición intrínseca de la estructura analizada a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.25.

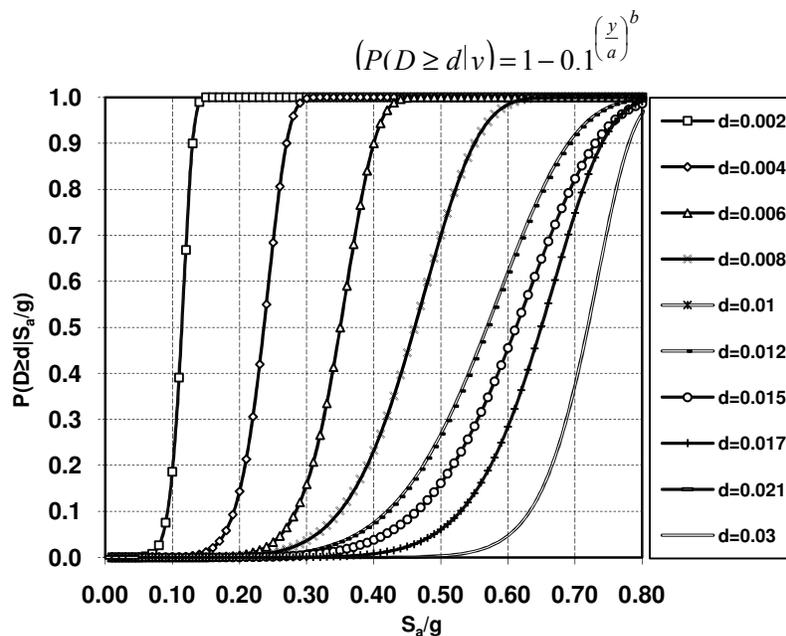


Figura 4.25 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MM10

Las curvas reflejan la relación que existe entre el nivel de demanda de distorsión y la probabilidad de exceder un nivel de distorsión dado un cierto nivel de intensidad. Las curvas presentan una pendiente pronunciada lo que indica que para un rango de valores reducido de intensidades la probabilidad de exceder ese nivel de distorsión aumenta rápidamente, esto también como consecuencia de que para ciertos niveles de intensidad la demanda de distorsión se dispara provocando que la probabilidad de exceder un nivel dado de distorsión dado ese nivel de intensidad sea igual a 1.



4.5.2.4 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.26.

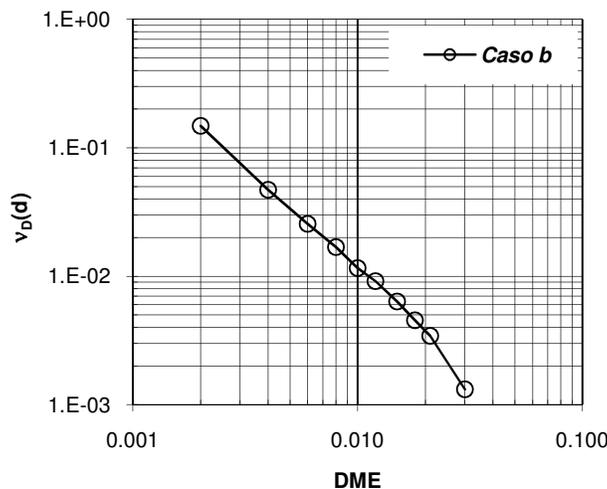


Figura 4.26 Curva de peligro de demanda v_D para MM10

De la curva de peligro de demanda se obtiene que la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.02 y para una distorsión de 0.03 es igual a 0.0014.

4.5.3 Modelo que considera propiedades inciertas

El modelo que representa el edificio de 10 niveles con propiedades nominales **MI10** fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los **DME** para cada uno de los entresijos por sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 10 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura.

4.5.3.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entresijo

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entresijo, se toma el máximo valor observado (*se presentan en el tercer entresijo*) obteniéndose las distorsiones máximas de entresijo **DME**. La tabla 4.11., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.27 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de los logaritmos de esas distorsiones. En la figura 4.30 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.



Tabla 4.11 Mediana y Desviaciones Estándar de las DME, MI10

TR	($S_{a,exc}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.140	0.003	0.416
50	0.322	0.006	0.442
100	0.419	0.008	0.482
250	0.557	0.016	1.903
500	0.671	0.034	2.437
750	0.737	0.037	2.480
1000	0.802	0.090	3.456

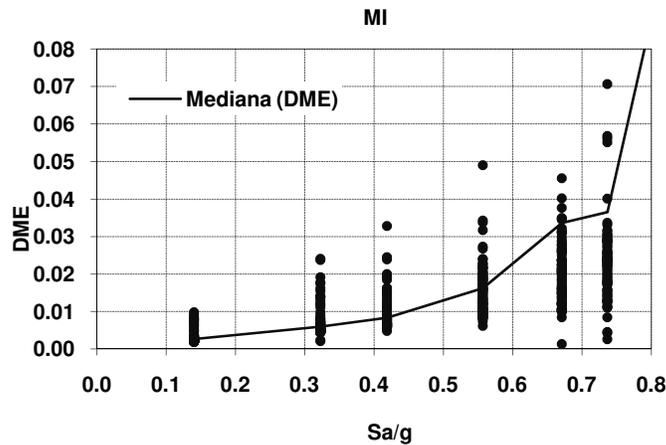


Figura 4.27 DME para distintos niveles de intensidad, MI10

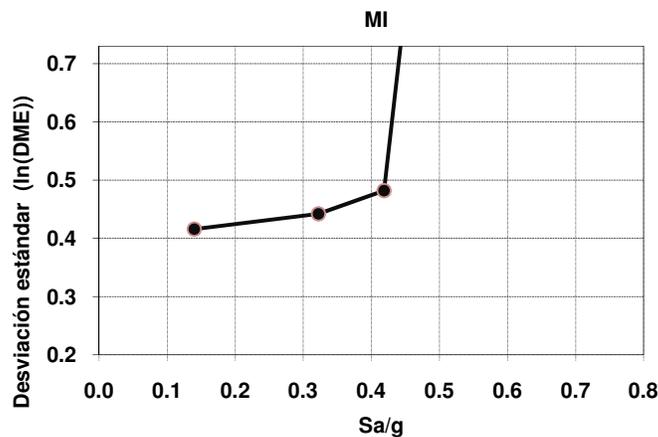


Figura 4.28. Desviaciones Estándar del ln(DME), MI10

En las figuras 4.27 y 4.28 se observa que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g ., además se observa que para intensidades mayores a 0.74g la respuesta estructural se dispara debido a que la demanda de distorsión para algunos sismos es muy grande, la dispersión también se dispara para un nivel de intensidad de 0.42g esto debido a que para algunos sismos la demanda de distorsión es muy grande y para otros no.



4.5.3.3 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.12a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.12a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MI10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.1399		0.764		0.172		0.027		0.005
50	0.3224		0.993		0.814		0.490		0.250
100	0.4186		0.998		0.936		0.752		0.534
250	0.5569	0.002	0.865	0.004	0.770	0.006	0.700	0.008	0.645
500	0.6710		0.876		0.809		0.760		0.722
750	0.7366		0.879		0.814		0.767		0.730
1000	0.8022		0.865		0.816		0.783		0.758

Tabla 4.12b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MI10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.1399		0.001		0.000		0.000		0.000
50	0.3224		0.119		0.056		0.018		0.006
100	0.4186		0.353		0.225		0.111		0.055
250	0.5569	0.01	0.601	0.012	0.564	0.015	0.517	0.018	0.479
500	0.6710		0.691		0.664		0.630		0.601
750	0.7366		0.699		0.673		0.640		0.612
1000	0.8022		0.737		0.720		0.698		0.679

Tabla 4.12c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MI10

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.1399		0.000		0.000
50	0.3224		0.002		0.000
100	0.4186		0.028		0.004
250	0.5569	0.021	0.447	0.03	0.374
500	0.6710		0.576		0.519
750	0.7366		0.588		0.532
1000	0.8022		0.663		0.625

Los valores de probabilidad de excedencia para varios niveles de $DME=d$ se ajustan con una expresión del tipo mostrado en la ecuación (4.14), de esta forma se obtiene una función de probabilidades de excedencia de d dada una intensidad $y=(S_a/g)$ que representan la vulnerabilidad o predisposición intrínseca de la estructura analizada a sufrir daño debido a la acción de eventos sísmicos. Las funciones de vulnerabilidad obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.29.

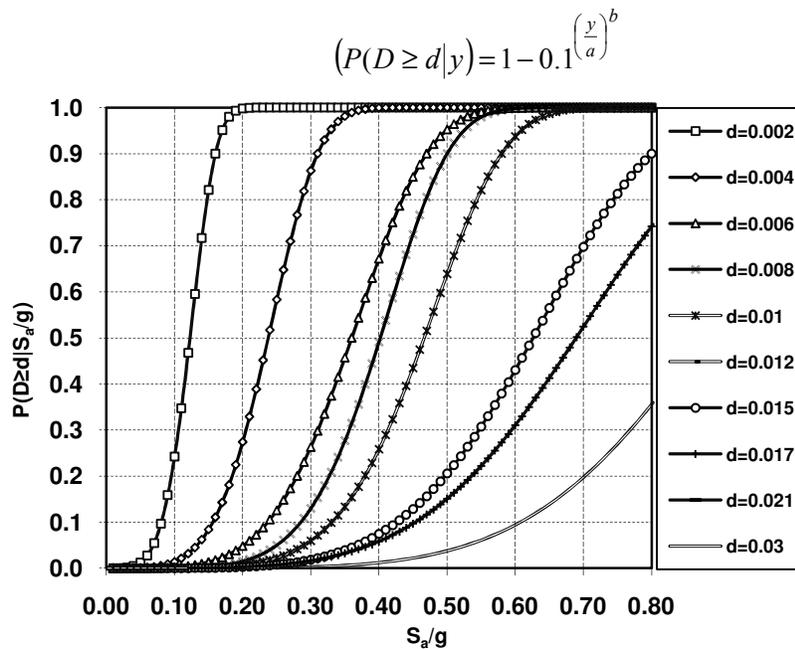


Figura 4.29 Curvas de vulnerabilidad sísmica para MI5

Las curvas reflejan la relación que existe entre el nivel de demanda de distorsión y la probabilidad de exceder un nivel de distorsión dado un cierto nivel de intensidad. Las curvas presentan una pendiente pronunciada para niveles de distorsión menores a 0.012 lo que indica que para un rango de valores reducido de intensidades la probabilidad de exceder ese nivel de distorsión aumenta rápidamente, esto también como consecuencia de que para ciertos niveles de intensidad la demanda de distorsión se dispara provocando que la probabilidad de exceder un nivel dado de distorsión dado ese nivel de intensidad sea igual a 1.

4.5.3.4 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.30.

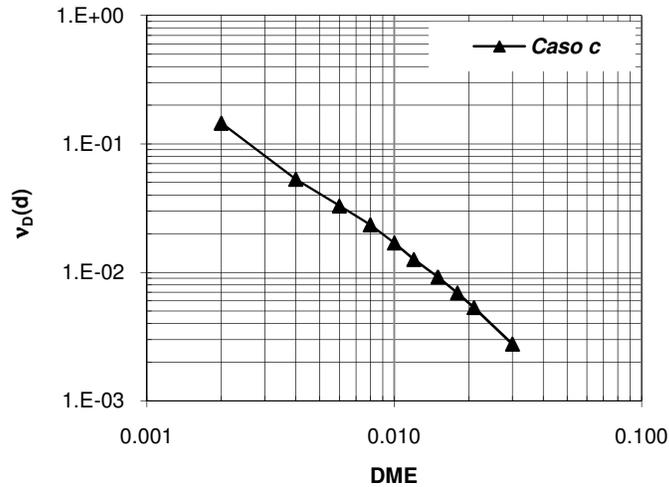


Figura 4.30 Curvas de peligro de demanda para MI5

De la curva de confiabilidad se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de DME , por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.05 y de una distorsión de 0.03 es de 0.0027.

4.5.3.5 Comparativa de los resultados obtenidos de los análisis

En la figura 4.31 y 4.32 se muestran las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso (\hat{D}) y sus desviaciones estándar asociadas a diferentes niveles de intensidad sísmica, representada esta como la pseudoaceleración espectral entre la gravedad (Sa/g). Las respuestas estructurales de la figura se presentan para los casos correspondientes a los marcos modelados con propiedades nominales (*Caso a*), medias (*Caso b*) e incertidumbres (*Caso c*) en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas actuantes, para los modelos de 10 niveles.

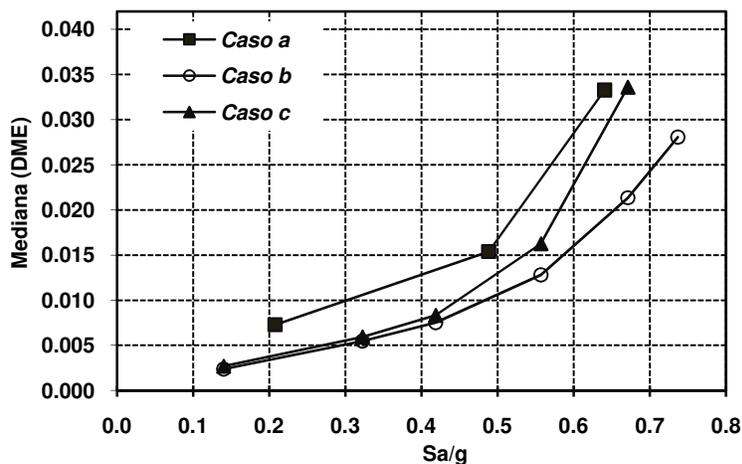


Figura 4.31. Medianas de la (DME), MN10, MM10 y MI10

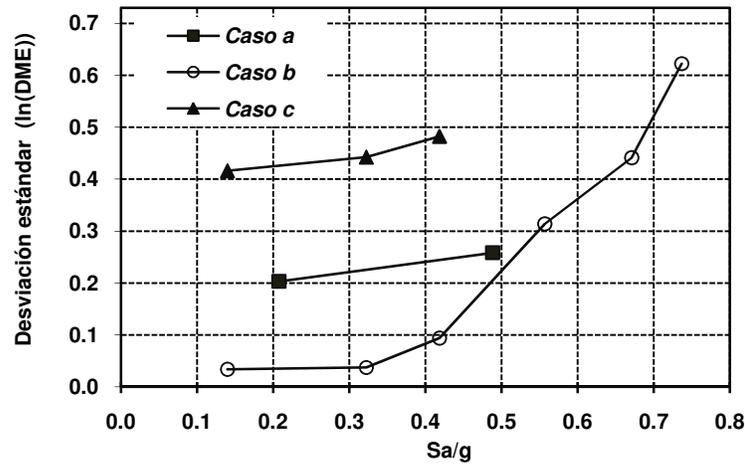


Figura 4.32 Desviaciones Estándar del ln(DME), MN10, MM10 y MI10

Analizando las figuras 4.31 y 4.32 se puede observar primeramente y de manera general que las tendencias para todos los casos es que las respuestas estructurales (\hat{D}) aumenten conforme se incrementan los niveles de intensidades sísmicas (Sa/g) a las que son sometidas las estructuras, tal como era de esperarse. Estas tendencias son más significativas a partir de ciertos niveles de intensidades sísmicas, en donde las estructuras empiezan a incursionar en el rango de comportamiento no lineal. Conforme los periodos fundamentales de vibrar (T_0) de los edificios se degradan, y en particular cuando los periodos se acercan a los periodos dominantes del suelo (T_s), las respuestas de las estructuras son más significativas ante incrementos pequeños en los niveles de intensidades sísmicas. El modelo nominal presenta los valores de medianas y desviaciones estándar más altas debido a que ante un mismo nivel de intensidad las demandas de distorsión fueron mayores para este caso y provocando que las probabilidades de excedencia de un nivel de distorsión d fueran mayores para un mismo nivel de intensidad en este caso que para los casos medio e incierto.

Curvas de peligro de demanda estructural

Las curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$) correspondiente a los *Casos a, b y c*, para diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso (DME) para los marcos de 5 niveles, se muestran en las figuras 4.33, respectivamente. Estas curvas dependen de las respuestas estructurales presentadas en las figuras 4.31 y 4.32.

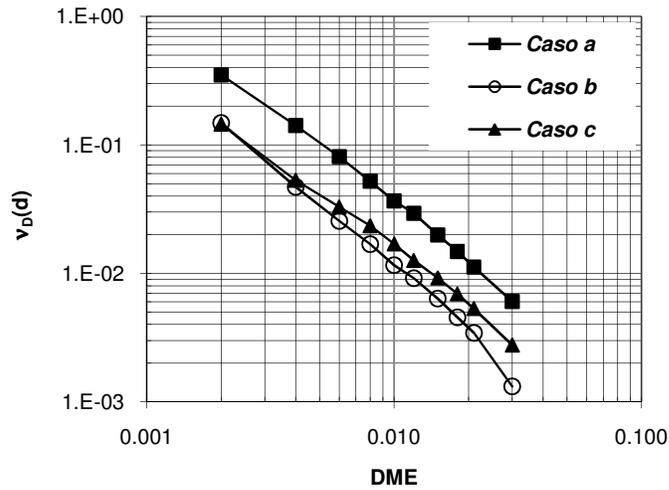


Figura 4.33. Curvas de peligro de demanda estructural

Del análisis de las curvas de la figura 4.33 se puede observar que las curvas asociadas a los marcos modelados con *propiedades nominales* (*caso a*), los valores dan por encima de las curvas de los *casos b y c*. Esta diferencia es mayor conforme el nivel de desempeño se incrementa. Estas curvas dan por encima debido a que los edificios presentan “ablandamiento” de su respuesta estructural y diferentes periodos de vibración. Los edificios con *propiedades nominales* presentan niveles de confiabilidad *menores* que los edificios con *propiedades medias e inciertas*. De la figura también se puede observar que las curvas correspondientes a los *casos b y c* (*propiedades medias e inciertas*, respectivamente) son muy parecidas para niveles de desempeño pequeños y éstas diferencias crecen *un poco* conforme el nivel de desempeño aumenta.



4.6 Edificio de 15 niveles

4.6.1 Modelo con propiedades nominales

El modelo que representa el edificio de 15 niveles con propiedades nominales MN10 fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los DME para cada uno de los entrepisos por sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 15 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura. A diferencia de los edificios de 5 y 10 niveles que presentaban la mayor distorsión de entrepiso en un entrepiso en particular el edificio de 15 niveles presentó valores máximos de distorsión en diferentes entrepisos en función del nivel de intensidad sísmica. Para niveles de intensidad de hasta 0.51g la máxima distorsión se presentó en entrepisos intermedios y para intensidades mayores en entrepisos superiores. Esto se puede ver en la figura 4.34.

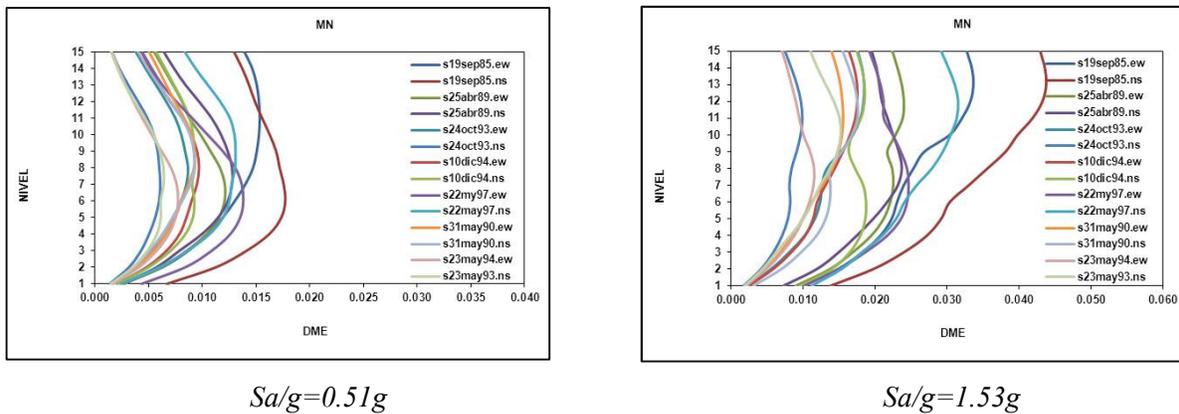


Figura 4.34 Distorsiones de entrepiso para dos niveles de intensidad MN15

4.6.1.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (*se presentan en diferentes entrepisos*) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso DME. La tabla 4.13., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.35 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de los logaritmos de esas distorsiones. En la figura 4.36 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

Tabla 4.13 Mediana y Desviaciones Estándar de las DME, MN15

TR	($S_{a,exc}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.24	0.005	0.221
50	0.51	0.010	0.252
100	0.75	0.012	0.318
250	1.03	0.014	0.357
500	1.26	0.017	0.391
750	1.39	0.018	0.407
1000	1.53	0.020	0.409

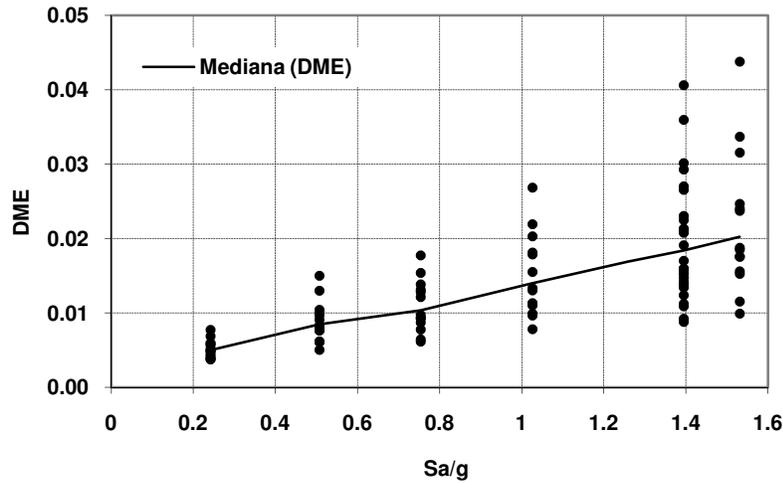


Figura 4.35. DME para distintos niveles de intensidad, MN15

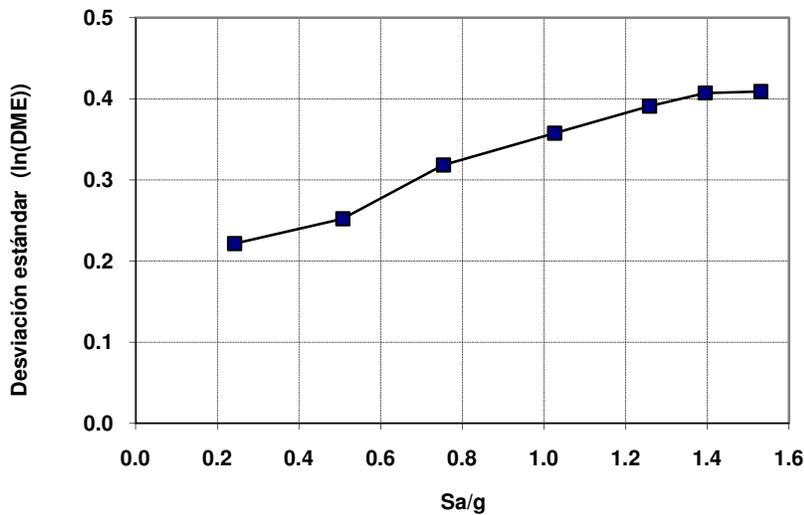


Figura 4.36. Desviaciones estándar del $\ln(DME)$, MN15

En las figuras 4.35 y 4.36 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g . Pero en general no se observan disparos en la mediana ni en la desviación estándar de las DME por lo que se infiere una respuesta más uniforme de la estructura ante eventos sísmicos.

4.6.1.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.14a, b y c muestran las



probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.2a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$ MN15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.24		0.999		0.924		0.346		0.045
50	0.51		1		0.999		0.974		0.793
100	0.75		1		0.999		0.981		0.879
250	1.03	0.002	1	0.004	0.999	0.006	0.990	0.008	0.940
500	1.26		1		0.999		0.995		0.972
750	1.39		1		0.999		0.997		0.979
1000	1.53		1		0.999		0.998		0.988

Tabla 4.2b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$ MN15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.24		0.003		0		0		0
50	0.51		0.472		0.214		0.046		0.008
100	0.75		0.681		0.459		0.211		0.084
250	1.03	0.01	0.824	0.012	0.663	0.015	0.420	0.018	0.238
500	1.26		0.910		0.809		0.619		0.435
750	1.39		0.932		0.852		0.691		0.520
1000	1.53		0.957		0.898		0.766		0.610

Tabla Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de $DME=d$ MN15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.24		0		0
50	0.51		0.001		0
100	0.75		0.031		0.001
250	1.03	0.021	0.126	0.03	0.016
500	1.26		0.288		0.070
750	1.39		0.371		0.114
1000	1.53		0.461		0.166

Los valores de probabilidad de excedencia obtenidos para cada nivel de DME se ajustan con la expresión (4.14) obteniéndose así una función que da la probabilidad de excedencia de una cierta $DME = d$ dado que se presenta una pseudo-aceleración S_d/g las curvas obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.37.

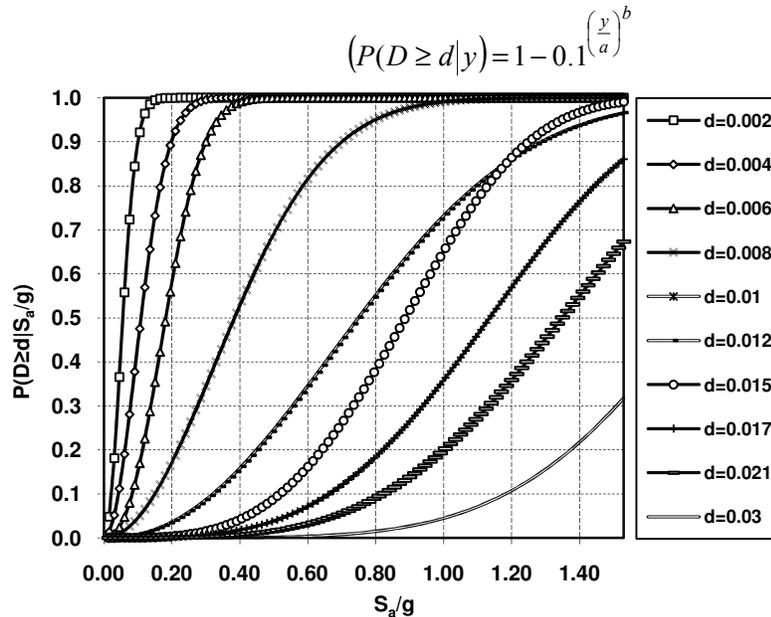


Figura 4.37 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MN15

Se observa como la probabilidad de excedencia de la *DME* aumenta al aumentar S_a/g y para una misma intensidad la probabilidad de excedencia es mayor para un nivel de distorsión de 0.002 que para uno de 0.004, hecho que se cumple para los demás niveles de *DME* considerados. Además se observa que incrementos pequeños en la intensidad ocasionan un aumento rápido de la probabilidad de excedencia para niveles de distorsión de 0.002, 0.004 y 0.006 (pendiente pronunciada de las curvas) y posteriormente el rango de valores de intensidad para provocar un aumento de la probabilidad de excedencia de un nivel *d* de distorsión es más amplio (para niveles de $d > 0.006$).

4.6.1.3 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las *fvs* correspondientes a distintos niveles de distorsión *d*, e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de *d*. La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.38.

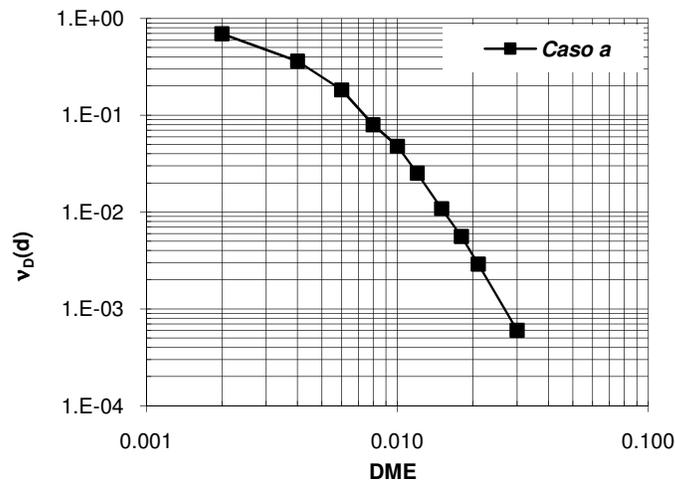


Figura 4.38 Curva de peligro de demanda v_D para MN15

De la curva de peligro de demanda se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de DME , por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.35 y de una distorsión de 0.03 es de 0.0006.

4.6.2 Modelo con propiedades medias

El modelo que representa el edificio de 15 niveles con propiedades nominales **MM10** fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los DME para cada uno de los entresijos por sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 15 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura. El edificio de 15 niveles medio presentó valores máximos de distorsión en general para todos los niveles de intensidad en el entresijo número 5. Esto se puede ver en la figura 4.39.

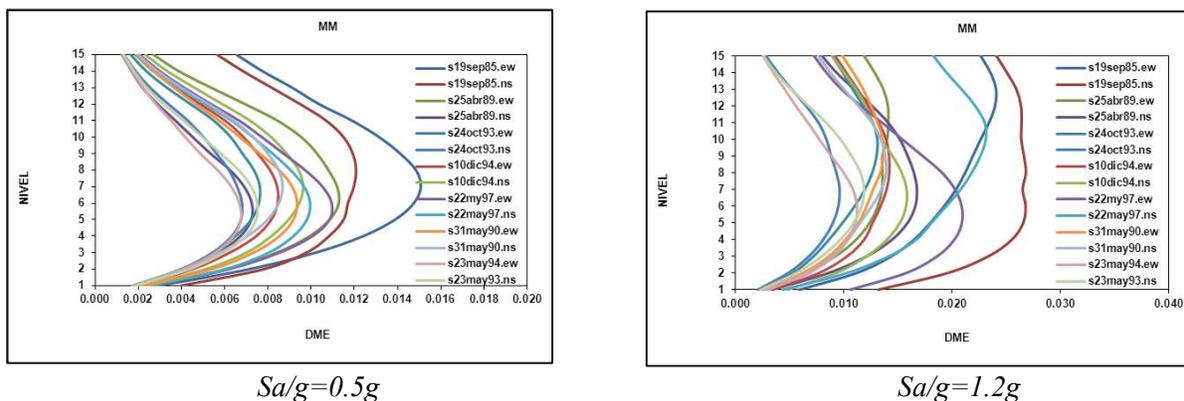


Figura 4.39 Distorsiones de entresijo para dos niveles de intensidad, MM15



4.6.2.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entrepiso

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entrepiso, se toma el máximo valor observado (*se presentan en 5 entrepiso*) obteniéndose las distorsiones máximas de entrepiso *DME*. La tabla 4.15., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.42 y 4.43 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.40 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de los logaritmos de esas distorsiones. En la figura 4.41 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

Tabla 4.15 Mediana y Desviaciones Estándar de las DME, MM15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.21	0.005	0.179
50	0.50	0.009	0.237
100	0.65	0.011	0.261
200	0.89	0.013	0.278
250	1.08	0.016	0.307
750	1.20	0.017	0.334
1000	1.32	0.019	0.360

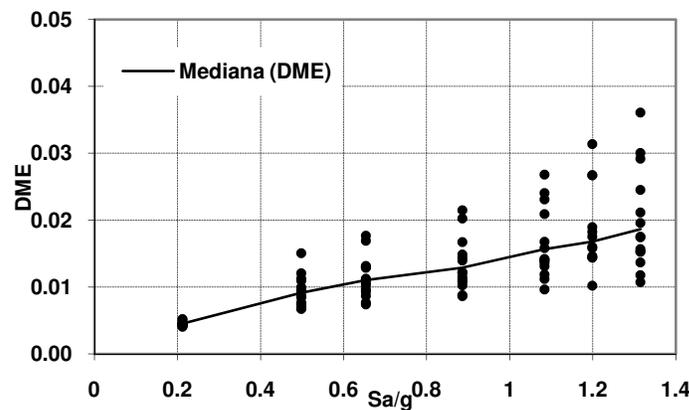


Figura 4.40 DME para distintos niveles de intensidad, MM15

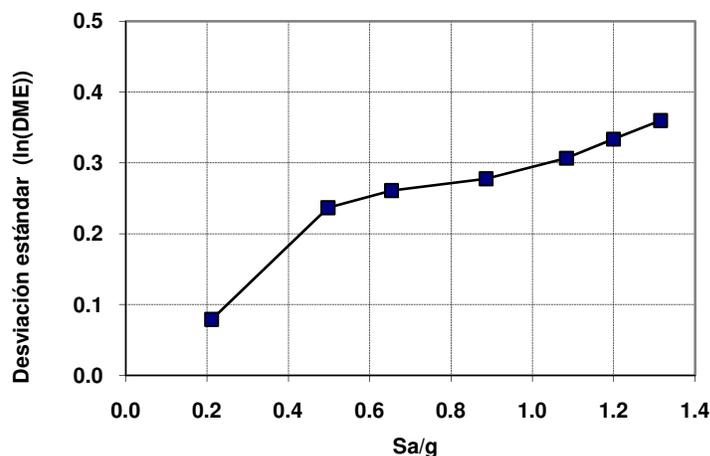


Figura 4.41 Desviaciones estándar del ln(DME), MM15



En las figuras 4.40 y 4.41 se puede observar cuantitativamente que tanto la mediana como la desviación estándar crecen al aumentar la intensidad S_a/g . Pero en general no se observan disparos en la mediana ni en la desviación estándar de las DME por lo que se infiere una respuesta más uniforme de la estructura ante eventos sísmicos.

4.6.2.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (d)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a d dada una intensidad sísmica y se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.16a, b y c muestran las probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.16a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MM15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		1		0.745		0.054		0.001
50	0.50		1		1		0.961		0.707
100	0.65		1		1		0.990		0.889
250	0.89	0.002	1	0.004	1	0.006	0.997	0.008	0.957
500	1.08		1		1		0.999		0.985
750	1.20		1		1		0.999		0.987
1000	1.32		1		1		0.999		0.991

Tabla 4.16b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MM15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		0		0		0		0
50	0.50		0.345		0.121		0.017		0.002
100	0.65		0.642		0.369		0.117		0.030
250	0.89	0.01	0.821	0.012	0.603	0.015	0.293	0.018	0.115
500	1.08		0.927		0.804		0.551		0.320
750	1.20		0.940		0.843		0.633		0.418
1000	1.32		0.959		0.891		0.730		0.542

Tabla 4.16c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MM15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		0		0
50	0.50		0		0
100	0.65		0.007		0
250	0.89	0.021	0.040	0.03	0.001
500	1.08		0.166		0.016
750	1.20		0.252		0.041
1000	1.32		0.374		0.094

Los valores de probabilidad de excedencia obtenidos para cada nivel de DME se ajustan con la expresión (4.14) obteniéndose así una función que da la probabilidad de excedencia de una cierta DME = d dado que se presenta una pseudo-aceleración S_a/g las curvas obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.42.

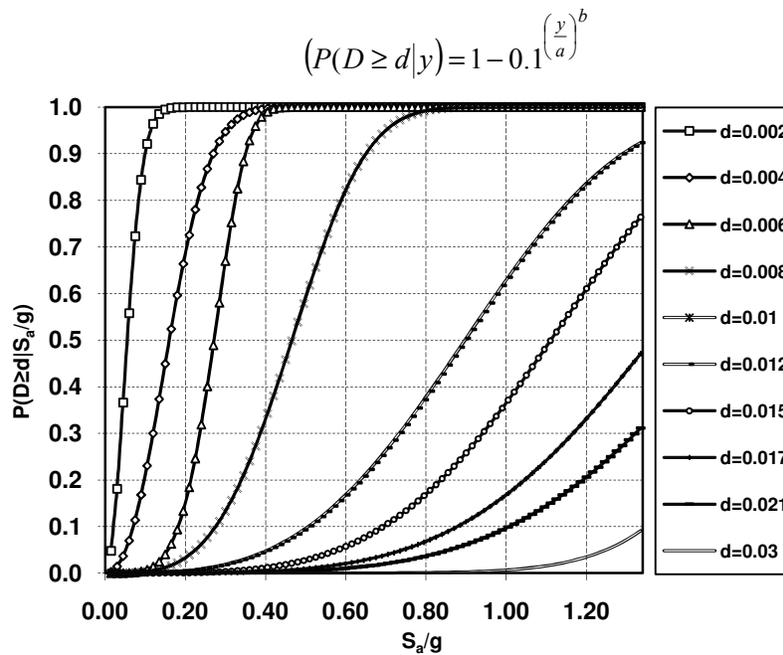


Figura 4.42 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MM15

Se observa como la probabilidad de excedencia de la *DME* aumenta al aumentar S_a/g y para una misma intensidad la probabilidad de excedencia es mayor para un nivel de distorsión de 0.002 que para uno de 0.004, hecho que se cumple para los demás niveles de *DME*.

4.6.2.3 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las *fvs* correspondientes a distintos niveles de distorsión *d*, e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta $y_{m\acute{a}x}$ (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de *d*. La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.43.

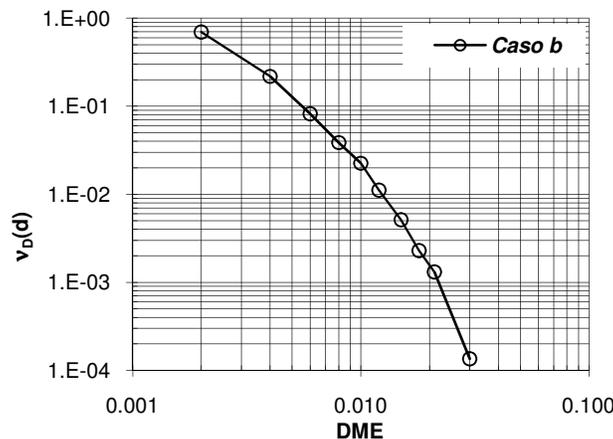


Figura 4.43 Curva de peligro de demanda ν_D para MM15



De la curva de peligro de demanda se obtiene directamente la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de *DME*, por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.22 y de una distorsión de 0.03 es de 0.00015.

4.6.3 Modelo con propiedades inciertas

El modelo que representa el edificio de 10 niveles con propiedades nominales **MI15** fue analizado para cada sismo por cada periodo de retorno. Como resultado de dicho análisis se obtuvieron los *DME* para cada uno de los entresijos por sismo por cada periodo de retorno, de entre estos 15 valores se tomó el valor máximo para denotar la respuesta máxima alcanzada por la estructura. A diferencia del *caso b* el *caso c* presentó valores máximos de distorsión en diferentes entresijos en función del nivel de intensidad sísmica. Para niveles de intensidad bajos la máxima distorsión se presentó en entresijos intermedios y para intensidades mayores en entresijos superiores. Esto se puede ver en la figura 4.44.

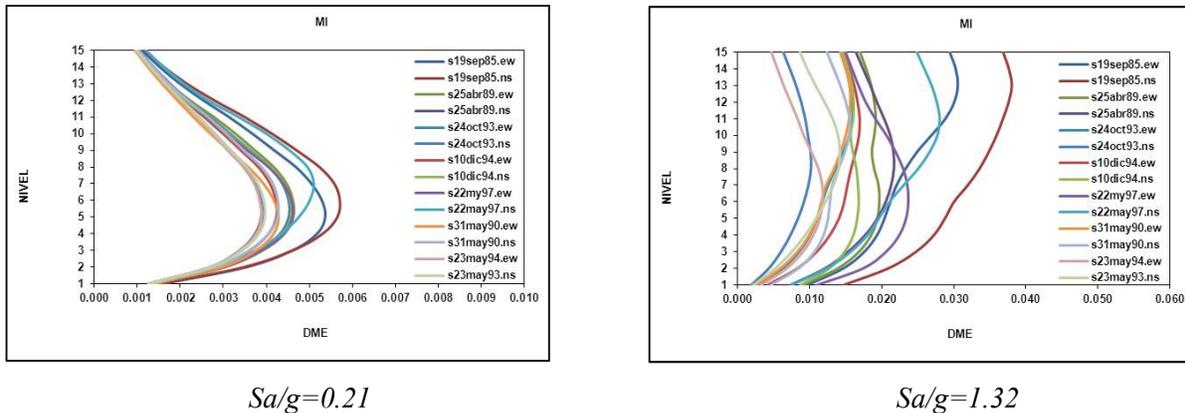


Figura 4.44 Distorsiones de entresijo para dos niveles de intensidad, MI15

4.6.3.1 Mediana y desviación estándar de las distorsiones máximas de entresijo

Para el cálculo de los estadísticos mediana y desviación estándar de los logaritmos naturales de las distorsiones de entresijo, se toma el máximo valor observado (*se presentan en diferentes entresijos*) obteniéndose las distorsiones máximas de entresijo *DME*. La tabla 4.17., muestra los valores de la mediana y desviación estándar obtenidos aplicando las expresiones 4.3 y 4.4 para distintos niveles de intensidad. En la figura 4.45 se muestran en círculos rellenos los valores máximos de distorsión para distintos niveles de intensidad y con línea llena la mediana de esas distorsiones. En la figura 4.46 se muestran las desviaciones estándar para distintos niveles de intensidad.

Tabla 4.17 Mediana y Desviaciones Estándar de las DME, MI15

TR	(Sa_{exc}/g)	Mediana	Desviación Estándar
10	0.21	0.004	0.191
50	0.50	0.009	0.246
100	0.65	0.010	0.265
200	0.89	0.012	0.317
250	1.08	0.016	0.333
750	1.20	0.017	0.350
1000	1.32	0.019	0.361

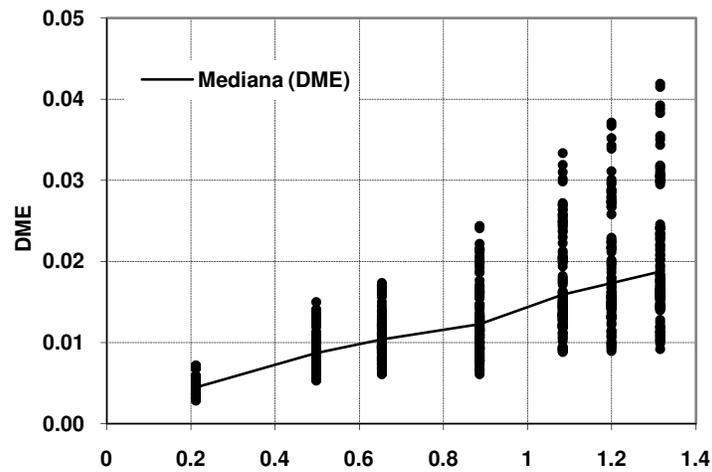


Figura 4.45. DME para distintos niveles de intensidad, MI15

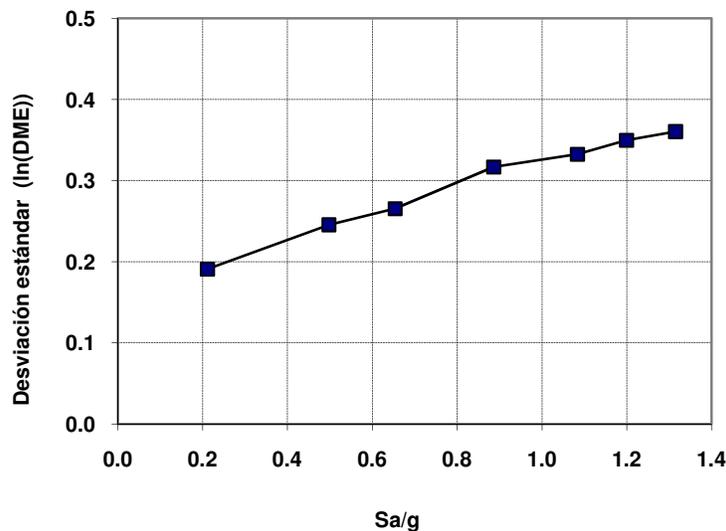


Figura 4.46. Desviaciones estándar del ln(DME), MI15

En general En las figuras 4.45 y 4.46 se puede observar cuantitativamente que no hay disparos en la mediana ni en la desviación estándar de las *DME* por lo que se infiere una respuesta más uniforme de la estructura ante eventos sísmicos.

4.6.3.2 Probabilidades condicionales de excedencia de un nivel de DME (*d*)

La probabilidad condicional de que se exceda un nivel de DME igual a *d* dada una intensidad sísmica *y* se obtiene con la expresión 4.10, en la que se utilizan los valores de mediana y desviación estándar asociados a distintos niveles de intensidad sísmica. Las tablas 4.18a, b y c muestran las



probabilidades de excedencia de distintos niveles de DME dada una cierta intensidad sísmica y normalizada respecto a la gravedad.

Tabla 4.18a Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MI15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		1		0.691		0.052		0.001
50	0.50		1		0.999		0.935		0.634
100	0.65		1		1		0.981		0.839
250	0.89	0.002	1	0.004	1	0.006	0.988	0.008	0.913
500	1.08		1		1		0.998		0.981
750	1.20		1		1		0.999		0.986
1000	1.32		1		1		0.999		0.991

Tabla 4.18b Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MI15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		0		0		0		0
50	0.50		0.285		0.095		0.013		0.002
100	0.65		0.559		0.295		0.084		0.019
250	0.89	0.01	0.743	0.012	0.531	0.015	0.266	0.018	0.115
500	1.08		0.918		0.801		0.570		0.355
750	1.20		0.941		0.852		0.658		0.455
1000	1.32		0.960		0.893		0.734		0.548

Tabla 4.18c Probabilidad condicional de excedencia de un nivel de DME= d , MI15

TR	($S_{a_{exc}}/g$)	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$	Nivel de distorsión	$P(D \geq d S_a/g)$
10	0.21		0		0
50	0.50		0		0
100	0.65		0.004		0
250	0.89	0.021	0.046	0.03	0.002
500	1.08		0.201		0.028
750	1.20		0.290		0.058
1000	1.32		0.379		0.097

Los valores de probabilidad de excedencia obtenidos para cada nivel de DME se ajustan con la expresión (4.14) obteniéndose así una función que da la probabilidad de excedencia de una cierta DME= d dado que se presenta una pseudo-aceleración S_a/g las curvas obtenidas del ajuste se muestran en la figura 4.47.

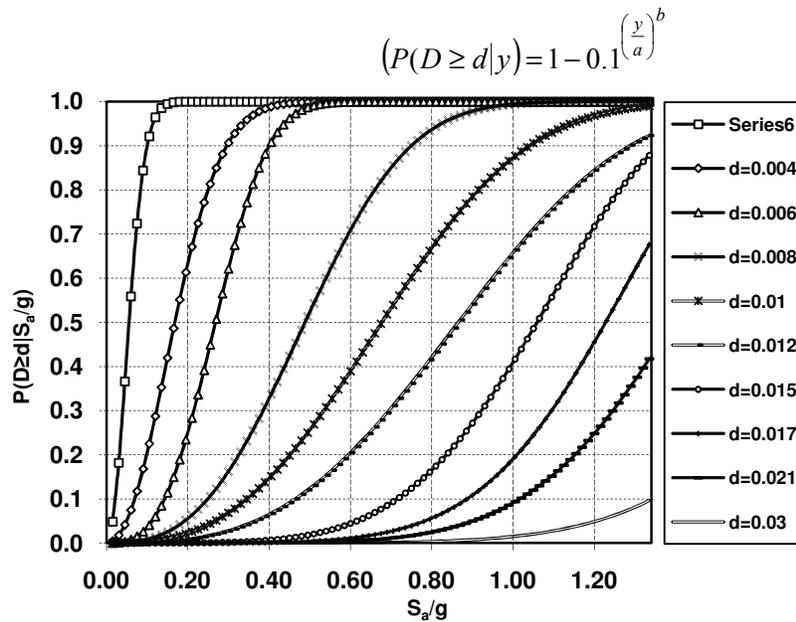


Figura 4.47 Curvas de vulnerabilidad sísmica, MI15

Se observa que incrementos pequeños en la intensidad ocasionan un aumento rápido de la probabilidad de excedencia para niveles de distorsión de 0.002, 0.004 y 0.006 (pendiente pronunciada de las curvas) y posteriormente el rango de valores de intensidad para provocar un aumento de la probabilidad de excedencia de un nivel d de distorsión es más amplio (para niveles de $d > 0.006$).

4.6.3.3 Curvas de peligro de demanda estructural

Ajustando la CPS correspondiente al periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura analizada por una expresión del tipo de la ec. (4.12), derivando la expresión resultante, realizando el producto de la derivada por las fvs correspondientes a distintos niveles de distorsión d , e integrando en los límites de $S_a/g=0$ hasta y_{max} (correspondiente a un $TR=1000$ años) se obtiene la curva de peligro de demanda de distorsión de la estructura que representa las tasas anuales de excedencia de d . La curva de peligro de demanda resultante se muestra en la figura 4.48.

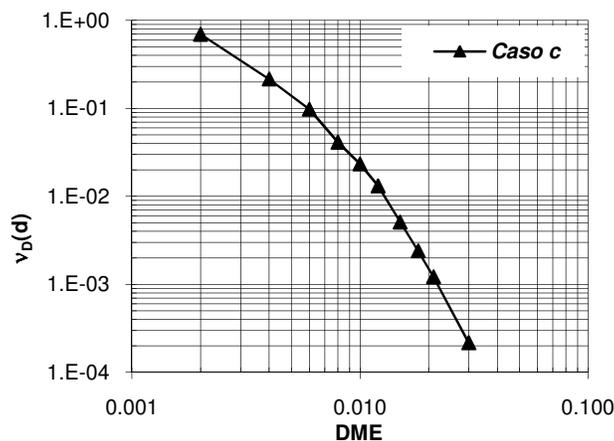


Figura 4.48 Curva de peligro de demanda ν_D para MI15



De la curva de confiabilidad se obtiene la tasa media anual de excedencia de un cierto nivel de DME , por ejemplo la tasa media anual de excedencia de una distorsión de 0.004 es de 0.02 y de una distorsión de 0.03 es de 0.0002.

4.6.4 Comparativa de los resultados obtenidos de los análisis

A continuación se presentan los resultados de los análisis de la confiabilidad estructural de los casos en estudio.

En la figura 4.49 y 4.50 se muestran las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso (\hat{D}) y sus desviaciones estándar del \ln asociadas a diferentes niveles de intensidad sísmica, representada esta como la pseudoaceleración espectral entre la gravedad (Sa/g). Las respuestas estructurales de la figura se presentan para los casos correspondientes a los marcos modelados con propiedades nominales (*Caso a*), medias (*Caso b*) e incertidumbres (*Caso c*) en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas actuantes, para los modelos de 15 niveles.

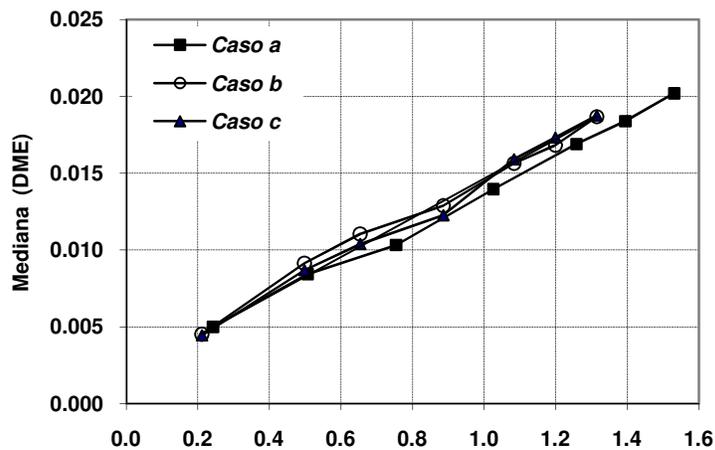


Figura 4.49 Medianas (DME) MN15, MM15 y MI15

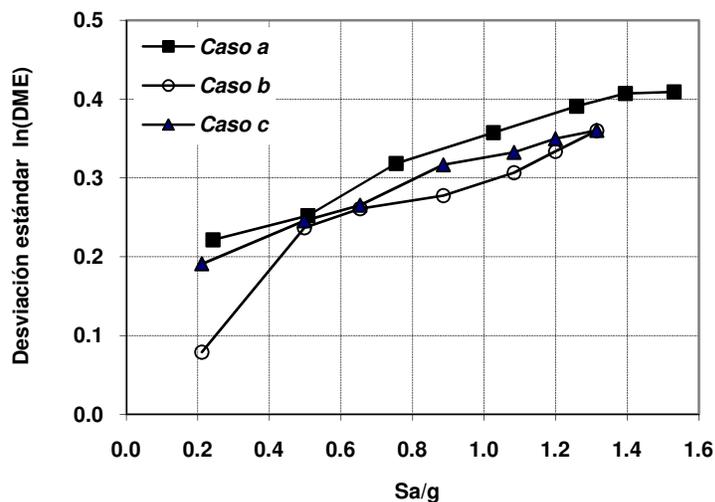


Figura 4.50 Desviaciones Estándar del $\ln(DME)$ MN15, MM15 y MI15



Analizando las figuras 4.49 y 4.50 se puede observar que de manera general que las tendencias para todos los casos es que las respuestas estructurales (\hat{D}) aumenten conforme se incrementan los niveles de intensidades sísmicas (S_a/g) a las que son sometidas las estructuras, tal como era de esperarse. Estas tendencias son más significativas a partir de ciertos niveles de intensidades sísmicas, en donde las estructuras empiezan a incursionar en el rango de comportamiento no lineal.

4.6.4.1 Curvas de peligro de demanda estructural

A continuación se obtiene la confiabilidad sísmica estructural correspondiente a los *Casos a, b y c*, representada mediante curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$)).

Las curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$)), para diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso (DME) para los marcos de 15 niveles, se muestran en las figuras 4.51, respectivamente. Estas curvas dependen de las respuestas estructurales presentadas en las figuras 4.49 y 4.50.

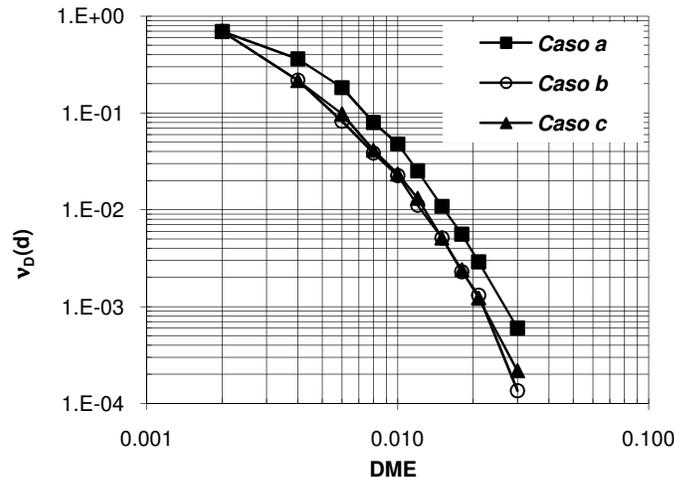


Figura 4.51. Curvas de peligro de demanda estructural para MN15, MM15 y MI15

Del análisis de la figura 4.51 se puede observar que las curvas asociadas a los marcos modelados con *propiedades nominales (caso a)*, los valores dan por encima de las curvas de los *casos b y c*. Esta diferencia es mayor conforme el nivel de desempeño se incrementa. Los edificios con *propiedades nominales* presentan niveles de confiabilidad *menores* que los edificios con *propiedades medias e inciertas*.

De la figura también se puede observar que las curvas correspondientes a los *casos b y c* (propiedades medias e inciertas, respectivamente) son muy parecidas para niveles de desempeño pequeños y éstas diferencias crecen *un poco* conforme el nivel de desempeño aumenta.



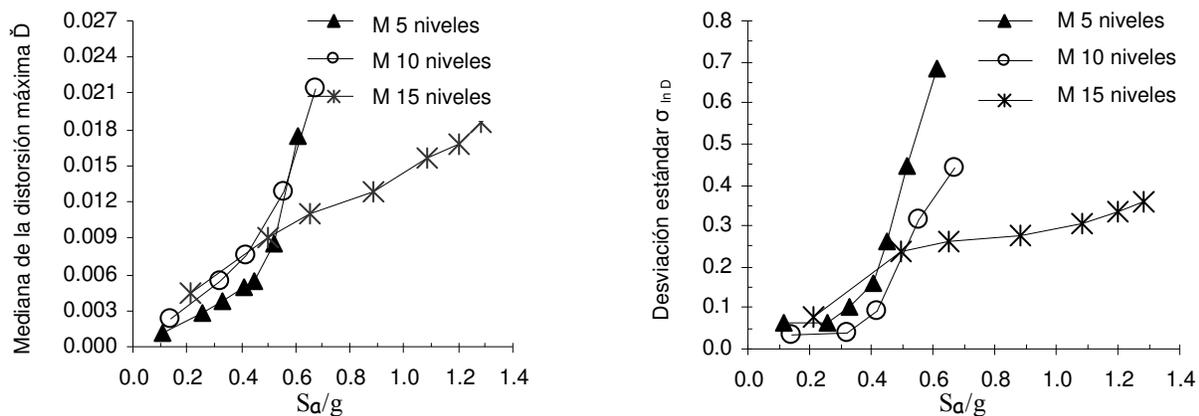
4.7 Comparación final de los resultados obtenidos para los tres edificios

4.7.1 Medianas y desviaciones estándar del logaritmo de DME

En las figuras 4.52(a) y (b) se muestran las medianas (\check{D}) y las desviaciones estándar del logaritmo de la máxima distorsión de entrepiso ($\sigma_{\ln D}$) como función de la intensidad sísmica S_a/g respectivamente *para los tres edificios analizados con propiedades medias*. Las figuras 4.52(a) y (b) muestran que los valores de \check{D} y $\sigma_{\ln D}$ crecen con la intensidad sísmica (S_a/g); sin embargo las tasa de crecimiento de \check{D} y $\sigma_{\ln D}$ correspondientes al marco de 5 niveles y al de 10 niveles son mucho más altas que las correspondientes al marco de 15 niveles. Se hace notar que los efectos P- Δ no fueron incluidos in el presente estudio. En tal caso, algunos de las curvas \check{D} versus S_a/g mostradas en la figura 4.52 podrían incrementarse más rápidamente, y las desviaciones estándar de $\ln D$ podrían ser más grandes.

En lo sucesivo se presenta una explicación acerca del comportamiento de cada uno de los marcos como función de S_a/g .

(a) *Marco de 5 niveles*: Esta estructura tiene un periodo fundamental de vibración $T_0=0.67$ s y un coeficiente sísmico de resistencia lateral $C_s = 0.34$. Este marco se sometió a los movimientos sísmicos con respuesta espectral similar a las mostradas en la figura 3.18: conforme la intensidad sísmica se incrementa, la estructura presenta comportamiento no lineal y su periodo de vibración efectivo comienza a alargarse, lo que implica que este se acerca al pico del espectro. Como una consecuencia, la respuesta estructural crece rápidamente. En otras palabras, la estructura presenta "ablandamiento" en el pico del espectro, como muestra la figura 4.53.



71Figura 4.52(a)-(b) Mediana y desviaciones estándar del logaritmo de las DME

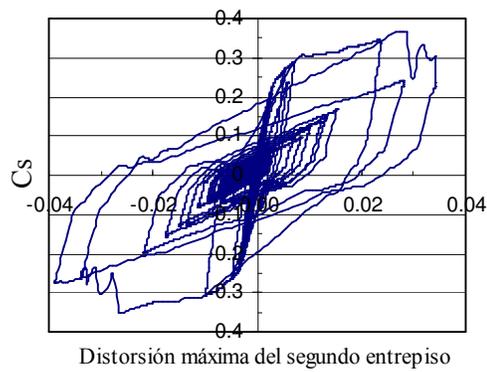
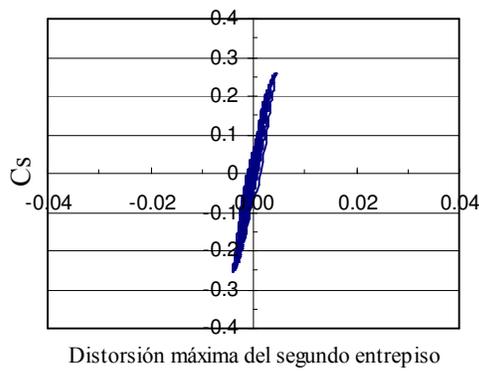
(b) *Marco de 10 niveles*: Esta estructura tiene un periodo fundamental de vibración de $T_0:1.17$ s y un coeficiente sísmico de resistencia lateral $C_s = 0.17$. Este marco se sometió a los movimientos sísmicos con respuesta espectral similar a las mostradas en la figura 3.18. El comportamiento no lineal de esta estructura como una función de la intensidad sísmica es similar al marco de 5 niveles. La figura 4.52(a) muestra que la mediana \check{D} de la distorsión cuando la estructura es sometida a intensidades sísmica $S_a/g < 0.4$ los resultados son menores para el marco de 5 niveles que para el de



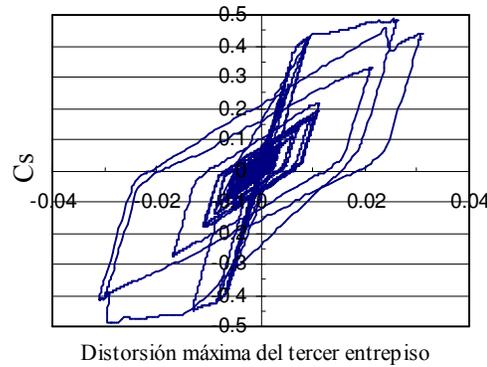
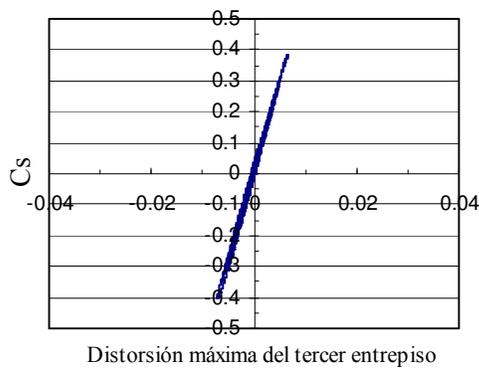
10 niveles. Esto es debido a que el desplazamiento espectral (en el rango de respuesta lineal) es más pequeño para $T_0 = 0.67$ s que para $T_0 = 1.17$ s.

(c) *Marco de 15 niveles*: Esta estructura tiene un periodo fundamental de vibración de 1.65 s y un coeficiente sísmico de resistencia lateral $C_s = 0.17$. Este marco se sometió a los movimientos sísmicos con respuesta espectral similar a las mostradas en la figura (3.18). La figura 4.52(a) muestra que la mediana \bar{D} asociados con $S_a/g > 0.4$ son más grandes para el marco de 15 niveles que para las otras dos estructuras. Esto es debido a que el grupo de movimientos usados dan lugar a desplazamientos espectrales (en el rango de respuesta lineal) con ordenadas espectrales más grandes para un sistema con periodo fundamental de vibración igual a $T_0 = 1.65$ s que para los otros sistemas, que tienen periodos de vibración cortos, sin embargo, para intensidades altas (por ejemplo: $S_a/g \geq 0.8$) la respuesta del marco de 15 niveles es menor que la de los otras estructuras (debido a que esta estructura *no presenta "ablandamiento"* en el pico del espectro). Los resultados son menores para el marco de 5 niveles que para el de 10 niveles. Esto es debido a que el desplazamiento espectral (en el rango de respuesta lineal) es más pequeño para $T_0 = 0.67$ s que para $T_0 = 1.17$ s.

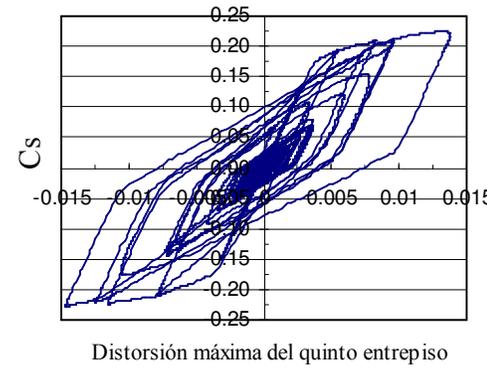
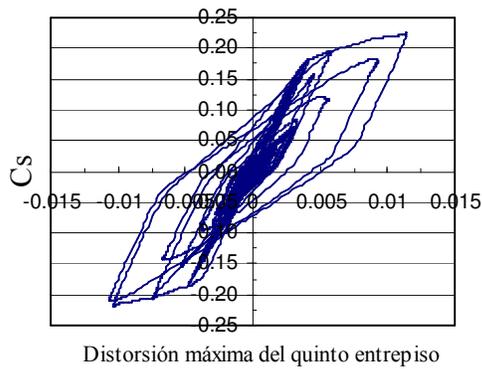
Para verificar la influencia de la intensidad sísmica en el comportamiento estructural de las estructuras mencionadas arriba, la Figura 4.53 presenta el comportamiento histerético (coeficiente sísmico C_s versus distorsión de entrepiso) de los entrepisos críticos de las estructuras bajo el sismo del 19 septiembre de 1985 escalado a una intensidad $S_a = 0.4g$ (curvas histeréticas del lado izquierdo de la figura 4.53) y a $S_a = 0.6g$ (curvas del lado derecho). Las relaciones entre la rigidez secante y la rigidez inicial de los sistemas mostrados en el lado derecho de la figura 4.53 son iguales a 10.7, 4.3 y 3 para el marco de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente. Lo que indica que el marco de 5 niveles presenta el comportamiento de "ablandamiento" más pronunciado que las otras dos estructuras.



a) Marco de 5 niveles



b) Marco de 10 niveles



c) Marco de 15 niveles

Figura 4.53. Curvas de comportamiento histerético debidas al sismo del 19/09/1985, SCT.



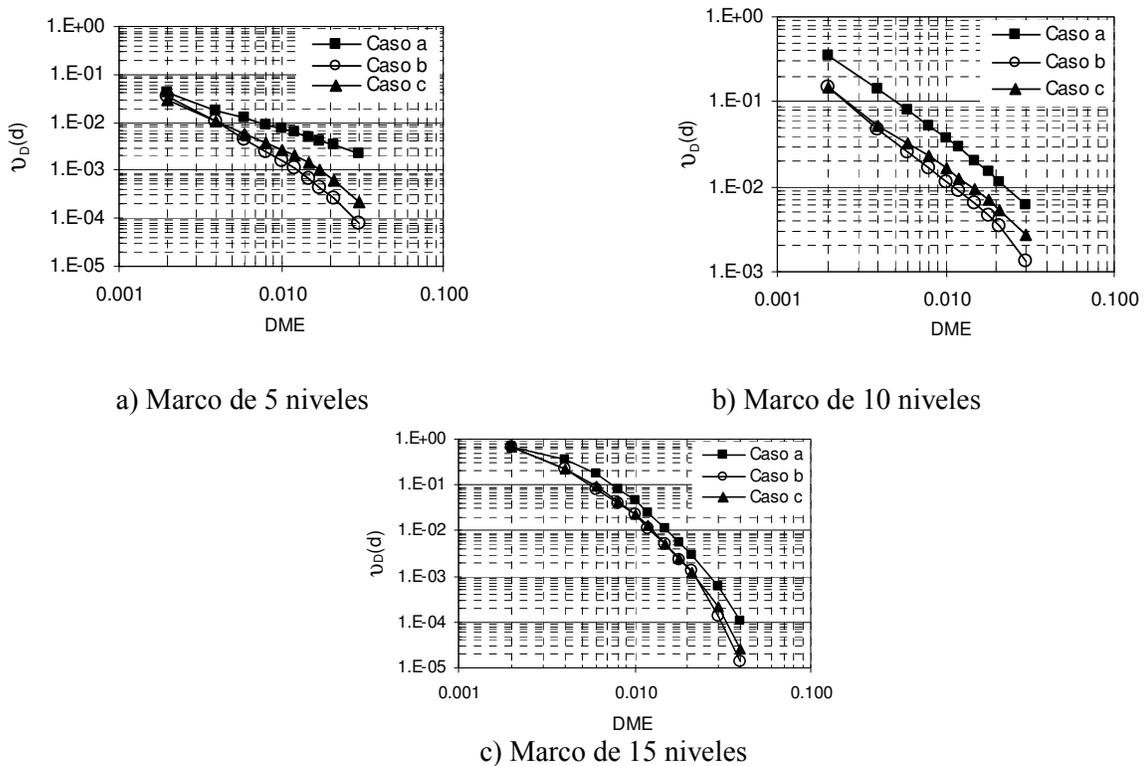
El análisis desarrollado arriba indica que la banda angosta de los movimientos tiene significativa influencia en las curvas \check{D} versus Sa/g (como se muestra en las figuras 4.52 y 4.53) y como consecuencia, sobre la confiabilidad estructural.

Por otro lado, la figura 4.52(b) indica que la desviación estándar del logaritmo de \check{D} son muy pequeñas ($0.03 < \sigma_{\ln D}$) cuando las estructuras son sujetas a intensidades sísmicas Sa/g entre 0.3 y 0.5 aproximadamente; y son mucho más grandes ($\sigma_{\ln D} >> 0.3$) cuando las estructuras presentan “ablandamiento” en el pico del espectro, como sucede con el marco de 5 y 10 niveles.

4.7.2 Curvas de peligro de demanda estructural de los edificios analizados

Las curvas de peligro de demanda ($v_D(d)$) para las tres estructuras, y para los casos a, b y c, están representados en las figuras 4.54(a)-(c). En ellas, se puede ver que las curvas asociadas con los *Casos b* (valores medios) y *Casos c* (valores simulados) son muy similares para tasas anuales de excedencia correspondientes a pequeñas distorsiones de entrepiso (que corresponden a niveles de intensidad pequeños); sin embargo, tan pronto como el nivel de distorsión se incrementa las curvas presentan mayores diferencias entre ellas. También se puede observar en la figura 4.54 que los valores de las tasas anuales de excedencia correspondientes al *Caso a* (valores nominales) son más grandes que las correspondientes a los *Casos a y b*.

De la figura 4.54, se concluye que del análisis de confiabilidad de las estructuras en estudio da lugar a una razonable aproximación cuando se usan valores medios de las propiedades mecánicas y de las cargas vivas instantáneas.



73Figura 4.54 Curvas de peligro de demanda estructural



En la figura 4.55 se presenta la probabilidad de excedencia de un edificio para un periodo de 50 años, para diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso. Dicho de otra manera, la probabilidad de que la respuesta de un edificio se exceda un estado límite determinado durante un intervalo de tiempo de 50 años.

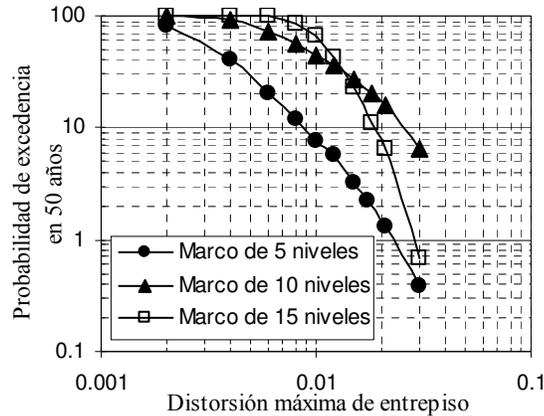


Figura 4.55 Curvas de probabilidad de excedencia en 50 años para los edificios en estudio

En la figura 4.55 se puede observar, de manera general, que la tendencia de las probabilidades disminuye conforme el nivel de desempeño crece. Es decir, que es más fácil que se presente una *distorsión pequeña* en un edificio durante una vida útil de 50 años, que una *distorsión grande* por ejemplo la asociada a una distorsión máxima de 0.03.

Por ejemplo de la figura 4.55, podemos observar que la probabilidad de excedencia para un nivel de desempeño asociado a un *estado límite de servicio de 0.004* le corresponde una probabilidad de 45%, 90% y 100% para el marco de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente. Dicho de otra manera, la mayor probabilidad de falla para este estado límite en un periodo de 50 años le corresponde al edificio de 15 niveles con una probabilidad de falla total del 100%, le sigue el de 10 niveles con una probabilidad de falla también alta (de 90%) y por último el marco de 5 niveles con una probabilidad más baja (de 45%).

Si ahora obtenemos la probabilidad de excedencia para un nivel de desempeño mayor, por ejemplo el asociado a un *estado límite de colapso de 0.03* de la distorsión máxima de entrepiso, encontramos las siguientes probabilidades: 0.4%, 0.7% y 6% para los marcos de 5, 15 y 10 niveles, respectivamente. Es decir, la probabilidad de que se presente el colapso en 50 años en los edificios es muy baja, del orden de 6 % para el que tiene mayor probabilidad (correspondiente al marco de 10 niveles), le sigue 0.7% para el marco de 15 niveles, y de 0.4% para el de 5 niveles. Es decir, que en caso de colapso el marco de 15 niveles supera o tiene mejor comportamiento que el marco de 10 niveles en un intervalo de tiempo de 50 años. El que resulta más seguro es el edificio de 5 niveles con una probabilidad de colapso de apenas el 0.4%.

De lo anterior se deduce que la confiabilidad estructural varía para los edificios diseñados con el RCDF-2004 para un mismo *estado límite* y para edificios con *diferentes características estructurales*.



CAPÍTULO 5

5 CONCLUSIONES

Del análisis de la confiabilidad de los tres edificios y para los casos estudiados con propiedades nominales, medias e inciertas (*Casos a, b y c*, respectivamente) se obtienen las siguientes conclusiones:

1. Primeramente se comprobó que existen edificios que presentan “ablandamiento” en su respuesta estructural conforme estos incursionan en el rango de comportamiento no lineal cuando son sometidos a niveles de intensidad sísmica cada vez mayores. Este “ablandamiento” se presenta para edificios cuyo periodo fundamental de vibrar se encuentra en la rama ascendente de los espectros de los sismos a los cuales fueron sometidos. En nuestro caso fue más notorio para los edificios con propiedades nominales de 10 y 5 niveles, lo cual se verificó mediante el comportamiento histerético que se muestra en la figura 4.53.

2. Tomando en cuenta solo las propiedades medias (figura 4.54, *Casos b*) y en función de las tasas medias anuales de excedencias y para un nivel de distorsión de 0.004 se encontró que el edificio con *mayor confiabilidad sísmica estructural* le correspondió al marco de 5 niveles, le sigue el de 10 niveles y por último el de 15 niveles. Para un nivel de distorsión de 0.03 la *mayor confiabilidad* le correspondió de nuevo al marco de 5 niveles, le siguió el marco de 15 niveles, y por último el marco de 10 niveles.

3. En función de los tres (*Casos a, b y c*) analizados es decir, con *propiedades nominales, medias e inciertas* en sus propiedades mecánicas y cargas vivas máximas actuantes en los edificios, las *mayores probabilidades de excedencia* en función de las curvas de peligro de demanda estructural (figuras 4.54a, b y c) le correspondieron a los marcos modelados con *propiedades nominales* (*Casos a*).

4. De la figura 4.54 para los *Casos b y c* es decir, con *propiedades medias e inciertas* se obtuvo que la *confiabilidad sísmica estructural es muy parecida* entre sí para niveles de distorsión máxima pequeños y varía, aunque no significativamente, conforme el nivel de desempeño crece. De aquí que sea recomendable para evaluar la confiabilidad usar *propiedades medias* para modelar un edificio. Además, se recomienda usar factores de corrección para niveles de desempeños grandes.

5. Se obtuvo también la probabilidad de excedencia de las estructuras para un periodo de 50 años para los edificios modelados con *propiedades medias, Casos b*, (figura 4.55). Se encontró que para una distorsión de 0.004 la *mayor confiabilidad* le correspondió al marco de 5 niveles con una probabilidad de que la respuesta estructural se excediera de 0.004 de distorsión máxima de entrepiso del 45%, le siguió el marco de 10 niveles con una probabilidad alta del 90% y por último el de 15 niveles con una probabilidad de 100%. Para una distorsión de 0.03, se encontró que la *mayor confiabilidad* le correspondió al marco de 5 niveles con una probabilidad muy baja de que la respuesta estructural se excediera de 0.03 de distorsión máxima (0.4%), le siguió el marco de 15 niveles (con una probabilidad de 0.7%) y por último el de menor confiabilidad para colapso (con una probabilidad de 6%). Es decir, que la confiabilidad estructural de los edificios diseñados con el RCDF-2004 varía dependiendo del *estado límite* que se trate, y de las *características estructuras de*



los edificios. Esto es debido a que el RCDF (como la mayoría de los códigos del mundo) en ninguna parte establece para qué probabilidad de falla se debieran diseñar las estructuras.

6. Para un análisis de confiabilidad expresado mediante tasas de excedencia es suficientemente aproximado utilizar propiedades medias y el resultado se podrá multiplicar por un factor correctivo.

**REFERENCIAS**

1. **Alamilla J., (2001)**, Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas, Tesis doctoral, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México D.F.
2. **Alonso J., Alonso & Asociados SC, (2004)**, Comunicación personal.
3. **Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes., (1993)**, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
4. **Benjamin J R y C A Cornell., (1970)**, *Probability, statistics and decisions for civil engineers*, Mc Graw Hill.
5. **Campos D y Esteva L., (1997)**, Modelo de Comportamiento Histéretico y de Daño para Vigas de Concreto Reforzado, *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México.
6. **Chan S M., (2003)**, “Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
7. **Chan S M et al., (2005)**, “Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 72, enero-junio.
8. **Clough R W y Penzien J., (1993)**, “Dynamics of Structures” 2nd Edition, MC Graw Hill Book Co.
9. **Cornell, C A., (1968)**, Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of Seismological Society of America*; 58(5):1583–1606.
10. **Esteva L., (1968)**, Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico, Tesis doctoral, *Posgrado en Ingeniería*, UNAM, México D.F.
11. **Esteva L., (1983)**, Bayesian Analysis of Seismic Hazard: An updating of Concepts, Criteria and Models, *Seismic risk and heavy Industrial Facilities Conference*, Lawrence Livermore National Laboratory, San Francisco, Cal.
12. **García J F., García Jarque Ingenieros (2004)**, Comunicación personal.
13. **Granados R., Proyect SC (2004)**, Comunicación personal.
14. **Mander J., (1984)**, Seismic Design of Bridge Piers. Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Cantembury, New Zeland.



15. **Meli R., (1976)**, Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Cuaderno de Investigación No. 375, 2ª edición, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, México D.F.
16. **Meli R y Mendoza CJ., (1991)**, Reglas de verificación de la calidad del concreto, *Revista de Ingeniería LXI*, México D.F.
18. **Fishmán S G., (1996)**, “Monte Carlo, concepts, Algorithms y Applications”, Springer.
19. **NTCS-2004, (2004)**, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre, México, D.F.
20. **Pier J y Cornell C A., (1973)**, Spatial and Temporal Variability of Live Loads. J. the Structural Division, (ASCE); 5: 491-514.
21. **Powell G H., (1973)**, Drain-2D User’s Guide, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
22. **Park R, Priestley MJN Gill WD., (1984)**, Ductility of square confined concrete columns. *Journal of Structural Division (ASCE)*; 108(4):929–950.
23. **RCDF-2004, (2004)**, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, D.F.
24. **Rangel G., (2004)**, Obtención de curvas de confiabilidad estructural de un edificio de concreto reforzado de 15 niveles y tres crujiás, *Tesis de licenciatura*, facultad de estudios Superiores ACATLÁN, UNAM. México D.F., agosto.
25. **Rangel G., Montiel M. A. y Ruiz S.E., (2004)**, Influencia en la confiabilidad sísmica estructural de las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales y en la carga viva máxima, *memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D.F., septiembre*.
26. **Montiel M A, Rangel G y Torres M A y Ruiz S E., (2004)**, Comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal. *Memorias del XIV Congreso nacional de Ingeniería Estructural.*, Acapulco, Gro. México.
27. **Rodríguez M y Botero JC., (1994)**, Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras Considerando las Propiedades Mecánicas del Acero Producido en México. Reporte de Investigación, Serie azul No. 575, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México.
28. **Ruiz SE y Soriano A., (1997)**, Design Live Loads for Office Buildings in Mexico and the United States. *Journal of Structural Engineering*, June :816-822.
29. **Jaimes T M y Reinoso E., (2006)**, Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos d subducción y de falla normal, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS. México, D.F.



30. **Shome N y Cornell C. A., (1999)**, “Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures”, *Reability of Marine Structures Program, Report No. RMS-35*, Dept. of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.
31. **Villa Velázquez C I y Ruiz S E., (2001)**, “Influencia de la intensidad n las características de los movimientos registrados en el valle de México, *Informe elaborado para la secretaría de Obras y servicios del Gobierno del distrito Federal*, Convenio GDF-UNAM CT/23/01, México, D.F.
32. **Villa Velázquez C I., (2001)**, “Análisis de movimientos sísmicos registrados en el valle de México”. *Trabajo de Tesis*, presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM Acatlán, para obtener el Título de Ingeniero Civil.
33. **Wang y Shah (1987)**, Reinforced concrete hysteresis models based on the damage concept, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 15, 993-1003.