

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A.H. Barbat

Análisis sismo-resistente de edificios mixtos de acero y hormigón armado

Ronald D. Ugel
Luis G. Pujades
Néstor L. Guerrero
Reyes I. Herrera

Análisis sismo-resistente de edificios mixtos de acero y hormigón armado

Ronald D. Ugel
Luis G. Pujades
Néstor L. Guerrero
Reyes I. Herrera

Monografía CIMNE IS-78 2020

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería
Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, España

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ANÁLISIS SISMO-RESISTENTE DE EDIFICIOS MIXTOS DE ACERO Y HORMIGÓN ARMADO
Monografía CIMNE IS-78
© Los autores

Resumen

En esta monografía se estudia el comportamiento sísmico de edificios porticados con estructura compuesta de acero y hormigón armado en una configuración específica en la que los niveles más bajos son de hormigón armado (estructura primaria) y los niveles más altos son de acero (estructura secundaria). Los niveles con elementos de acero corresponden al último o a los dos últimos pisos de los edificios. Se realizaron análisis no lineales estáticos y dinámicos para determinar los parámetros de capacidad, fragilidad y daño de los sistemas estructurales. Estos cálculos se basaron en metodologías como el *espectro de capacidad*, *análisis pushover adaptativo* y el *modelo paramétrico para curvas de capacidad*. Al aplicar las diferentes metodologías, la diferencia en el rendimiento fue notable en algunos modelos estructurales dependiendo de su rigidez y altura. Las curvas de fragilidad y los índices de daño se determinaron usando dos metodologías diferentes para evaluar el comportamiento estructural en términos de confiabilidad y se evidenció que en algunos sistemas estructurales hay una gran probabilidad de daño cero, mientras que en otros predomina una alta probabilidad de alcanzar estados de daño de un nivel moderado, severo o de colapso. En el análisis dinámico se utilizaron 5 acelerogramas reales y 5 acelerogramas sintéticos. Los resultados numéricos muestran que la mayoría de las estructuras estudiadas sufren deformaciones laterales significativas, que a menudo alcanzan límites más allá de los aceptados por la norma venezolana. Se realizó también un ensayo experimental de un pórtico de dos niveles con elementos de acero en el nivel superior y elementos de hormigón armado en el nivel inferior. Se realizó otro ensayo experimental sobre una junta mixta de hormigón armado y de acero a escala real. En ambos casos, los modelos experimentales fueron sometidas a cargas laterales cíclicas con el fin de determinar sus características, comportamiento y capacidad a acciones históricas en términos de rigidez, degradación y evolución del daño. Con respecto a los índices de capacidad y daños, se demostró la influencia de los desplazamientos relativos horizontales de cada nivel y la degradación de rigidez como parámetros clave para determinar el daño en un edificio. Todo esto fue validado con un enfoque probabilista del índice de daño. Los resultados experimentales mostraron valores muy similares en términos absolutos y relativos a los obtenidos mediante los modelos numéricos. En estos procesos numéricos y experimentales se utilizó el modelo paramétrico de la curva de capacidad y los modelos de fragilidad y daño asociados con esta metodología. Para lograr la continuidad estructural en la unión de las columnas de acero con los elementos de hormigón armado, se evidenció que se pueden utilizar los criterios de diseño de AISC y ASCE para las placas base de las columnas de acero.

Abstract

In this monograph is studied the seismic behavior of framed buildings with composite structure of steel and reinforced concrete (RC) in a specific configuration in which the lower levels are made of RC (primary structure) and the higher levels are made of steel (secondary structure). The levels with steel elements correspond to last or last two stories of the buildings. Static and dynamic nonlinear analyses were conducted to determine the parameters of capacity, fragility and damage of the structural systems. These analyses were based on methodologies such as the Capacity Spectrum Method, the Adaptive Pushover Analysis and the Parametric Capacity Curve Model. The difference in performance was remarkable in some structural models when applying the different methodologies, depending on their rigidities and heights. Fragility curves and damage indices were determined using two different methodologies in order to assess the structural behavior in terms of reliability and it was evidenced that, in some structural systems, there is a great probability of zero damage while in others predominate a high probability of reaching moderate, severe or collapse damage states. In dynamic analysis, 5 real and 5 synthetic accelerograms were used. Numerical results show that most of the studied structures suffer significant lateral deformations, often reaching levels beyond the accepted by the Venezuelan code. An experimental test of a two level frame with Steel elements in the higher level and reinforced concrete elements in the lower level was also performed. Another experimental test was performed on a full-scale mixed steel-reinforced concrete joint. Both experimental models were subjected to cyclic lateral loads in order to determine their characteristics, behavior and capacity to hysteretic actions in terms of stiffness, degradation and damage evolution. Concerning the capacity and damage indexes, the influence of the horizontal relative displacements at each level and the stiffness degradation was shown as key parameters in determining the damage to a building. All this was validated with a probabilistic approach of the damage index. Experimental results show very similar values in absolute and relative terms to those obtained in the numerical models. In these numerical and experimental process was used the Parametric Capacity Curve Model and the fragility and damage models associated with this methodology. In order to achieve structural continuity at the joint of steel columns with the reinforced concrete elements, it was evidenced that the AISC and ASCE design criteria for the base-plates of the steel columns can be used.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	<i>I</i>
ABSTRACT	<i>III</i>
1. INTRODUCCION.....	<i>1</i>
2. MARCO TEORICO: DEMANDA Y CAPACIDAD SISMICA	<i>5</i>
2.1. Vulnerabilidad sísmica.....	<i>5</i>
2.1.1. Concepto de vulnerabilidad.....	<i>5</i>
2.1.2. Análisis y evaluación de comportamiento sismo-resistente	<i>6</i>
2.1.3. Confiabilidad en el estudio del comportamiento sismo-resistente.....	<i>9</i>
2.2. Acción sísmica.	<i>16</i>
2.2.1. Acelerogramas	<i>16</i>
2.2.2. Espectros de respuesta.....	<i>17</i>
2.2.3. Espectros de diseño.....	<i>18</i>
2.2.4. Representación espectral de aceleración y desplazamiento	<i>18</i>
2.2.5. Espectros compatibles	<i>19</i>
2.2.6. Estudio y selección de registros.....	<i>20</i>
2.3. Capacidad estructural	<i>22</i>
2.3.1. Parámetros básicos para determinación de la capacidad.....	<i>25</i>
2.3.2. Análisis Estático Incremental con patrón adaptativo de cargas.....	<i>28</i>
2.3.3. Uso de espectros en el Empuje Incremental Adaptativo.....	<i>30</i>
2.3.4. Espectro de capacidad.....	<i>32</i>
2.4. Análisis dinámico.....	<i>34</i>
2.4.1. Análisis incremental.....	<i>34</i>
2.4.2. Variables aleatorias y confiabilidad.....	<i>35</i>
2.5. Revisión por desempeño	<i>38</i>
2.6.2. Punto de desempeño.....	<i>40</i>
2.6. Estados de daño	<i>42</i>
2.6.1. Desplazamientos globales y de entrepiso	<i>42</i>
2.6.2. Curvas de fragilidad	<i>43</i>
2.6.3. Matriz de probabilidad de daño.....	<i>44</i>
2.6.4. Índice de daño esperado	<i>45</i>
2.6.5. Estabilidad estructural.....	<i>48</i>
2.7. Estructuras con pórticos mixtos	<i>49</i>

2.7.1.	Comportamiento de uniones mixtas	52
2.7.2.	Revisión de códigos de diseño sobre estructuras mixtas	53
2.8.	Construcciones mixtas en Venezuela	55
2.9.1	Uniones de columnas mixtas	59
3.	MARCO METODOLOGICO	61
3.1.	Consideraciones acerca de la norma sismo-resistente COVENIN 1756:2001	61
3.2.1	Selección de acelerogramas.....	66
3.2.2	Acción sísmica normativa	69
3.2.	Casos de estudio	71
3.2.1.	Viviendas de baja altura	75
3.2.2.	Edificios de mediana altura	76
3.2.3.	Modelos estructurales de alta y mediana elevación.	78
3.3.	Análisis estático	81
3.4.1	Empuje incremental adaptativo	82
3.4.	Análisis dinámico.....	83
3.5.1	Análisis de respuesta en función del tiempo (THA)	83
3.5.2	Análisis dinámico incremental (IDA).....	84
3.5.	Estimación del daño.....	85
3.6.1	Punto de desempeño.....	85
3.6.2	Curvas de fragilidad	86
3.6.3	Índice de daño.....	86
3.6.	Estudio experimental	87
3.7.1	Descripción de los ensayos	89
3.7.2	Revisión numérica.....	95
4.	ESTUDIO EXPERIMENTAL: ESTRUCTURAS MIXTAS ELEMENTALES	98
4.2.	Ensayo Experimental 1. Pórtico mixto de hormigón armado y acero.	100
4.2.1	Comportamiento post ensayo.	102
4.3.	Ensayo experimental 2. Unión rígida mixta de hormigón armado y acero.	106
4.3.1	Comportamiento post ensayo.....	107
4.4.	Ajuste de propiedades mecánicas de los materiales	110
4.5.	Estudio numérico del comportamiento experimental.....	112
4. 6.	Modelos numéricos equivalentes.	114
4.7.	Ajuste de modelo paramétrico	117
5.	ESTUDIO NUMERICO DE EDIFICIOS MIXTOS	127
5.1	Análisis modal.....	127

5.1.1	<i>Modelo E15M</i>	127
5.1.2	<i>Modelo M27M</i>	129
5.2	<i>Capacidad</i>	130
5.2.1	<i>Modelo E15M</i>	131
5.2.2	<i>Modelo M27M</i>	134
5.3	<i>Modelos de capacidad</i>	138
5.4	<i>Modelos de daño</i>	140
5.5	<i>Curvas de fragilidad</i>	141
5.6	<i>Estados de daño medio</i>	145
5.7	<i>Enfoque probabilista</i>	149
<i>REFERENCIAS</i>		153

1. INTRODUCCION

En la definición del riesgo sísmico, Schmitz (2005) señala que el riesgo sísmico en el sentido más estricto se define en función de variables entre las que se encuentran la amenaza y la vulnerabilidad; estas variables se relacionan entre sí y la no existencia de alguna anularía el riesgo sísmico. Por su parte, Lantada (2007) pondera el riesgo sísmico en términos probabilistas tanto para la amenaza como para la vulnerabilidad, incluyendo en esta última variable los elementos en riesgo. Al respecto, Barbat y Pujades (2004), citan a la *Oficina de las Naciones Unidas para la Ayuda en caso de Emergencias (UNDRO)* en conjunto con la *Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO)*, las cuales han unificado la definición de estas variables, siendo la amenaza “*la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado*”; definen a su vez la vulnerabilidad como “*el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total*”. En relación a lo antes expuesto, los mismos autores establecen que: “*en general no es posible actuar sobre la amenaza, pero es posible reducir el riesgo disminuyendo la vulnerabilidad de los elementos expuestos*”. Esta amenaza viene representada por los efectos de sitio donde está emplazada la estructura, la tipología y el diseño de la misma. Además, la vulnerabilidad puede asociarse a los usos de las edificaciones y los costes sociales producto del daño en las edificaciones. En investigaciones sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad, Calvi et al. (2006) y Herrera et al. (2013) concluyen que una metodología de evaluación de vulnerabilidad óptima o ideal debe incorporar los acontecimientos más recientes en el campo de la evaluación de los riesgos sísmicos y que todas las fuentes de incertidumbre deben calcularse de forma explícita. Estos autores argumentan que el modelo debe ser fácilmente adaptable a las prácticas de construcción de cualquier país, que debe considerarse la inclusión de nuevos tipos de edificaciones y lograrse un equilibrio entre la intensidad computacional, la cantidad de datos detallados requeridos y el consiguiente nivel de confiabilidad en los resultados.

Los efectos del sitio se dan generalmente por la conformación local de la geología del suelo y la forma del terreno y causan un efecto sobre la intensidad de las ondas sísmicas en la superficie, mientras que la tipología y diseño de la edificación van a definir el comportamiento de la misma ante la sacudida sísmica. De todas estas variables la que compete al ingeniero proyectista es esta última, pues es la única posible de controlar conociendo las condiciones a las cuales se encontrará expuesta. Estos efectos se hicieron notables en el terremoto sufrido en Caracas en el año 1967. En Schmitz (2005) se señala que fue evidente la concentración de los daños en áreas específicas dentro de la ciudad donde los daños fueron más pronunciados, así como también se relacionó con el número de pisos de las estructuras y el espesor de los sedimentos sobre los cuales estaban construidos puesto que edificaciones similares se comportaron drásticamente diferente en otras zonas de la ciudad. Es muy importante señalar que en la zona metropolitana Barquisimeto-Cabudare existen áreas con el mismo tipo de características geológicas que las antes mencionadas en Schmitz (2005) y además existe allí una ramificación de la falla principal de Boconó.

Actualmente para el diseño de edificaciones sismo-resistentes en Venezuela se establece el uso de la norma *COVENIN: Edificaciones sismo-resistentes 1756:2001* (2001), de la cual Schmitz et al. (2009) advierten que en esta normativa no están reflejados los principales parámetros que controlan los efectos de sitio. En relación a la configuración de la estructura, la normativa clasifica la edificación según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. Estudiando estos factores, Alonso y Bermúdez, (2003) comentan que en el terremoto de Cariaco de 1997 se demostró que cuando las edificaciones tenían irregularidades en planta, cambios bruscos de rigidez, columnas cortas, concentración inapropiada de núcleos rígidos o plantas bajas libres y falta de refuerzo en los nodos, tuvieron un comportamiento inadecuado llegando en casos extremos a producirse el colapso total o parcial de las estructuras, aun y cuando cumplieran con las normas vigentes de diseño sismo-resistente para la fecha de su construcción.

En otro contexto, la respuesta estructural de las edificaciones construidas con estructuras porticadas de acero o hormigón armado que cumplan las normativas sismo-resistentes venezolanas no siempre han producido respuestas favorables ante eventuales ataques de tipo sísmico mayores a la capacidad sísmica de proyecto, (Alonso 2012). A la vez, muchas estructuras han sido objeto de modificaciones post-proyecto e incluso post-construcción, lo que conlleva cambios en las solicitaciones del proyecto estructural inicial y

originando la necesidad de reevaluar la respuesta estructural de la edificación modificada ante eventos sísmicos. Esto implica la importancia de investigar estas edificaciones modificadas con métodos de análisis que permitan caracterizar el comportamiento sísmico real de estas estructuras. Estos métodos, acompañados con modelos computacionales y de las normas venezolanas COVENIN 1756 (2001), *Estructuras de Acero para Edificaciones* 1618 (1998), *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural* 1753 (2006) y *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* 2002 (1998), se podrán complementar entre sí para evaluar adecuadamente las respuestas y considerar reajustes a las condiciones de proyecto aplicadas a las diferentes tipologías de estructuras.

Las fuerzas sísmicas en una estructura dependen de muchos factores como lo son la magnitud del terremoto, su duración, distancia a la falla, las características geotecnicas del sitio y el tipo de sistema estructural para resistirlas. Particularmente la zona metropolitana Barquisimeto-Cabudare está ubicada en una zona de alta amenaza sísmica cuya aceleración de diseño es 0.30 g según COVENIN 1756 (2001). Por otro lado, la gravedad de los daños que un sismo induce en un edificio depende de la vulnerabilidad sísmica de dicha estructura y de la intensidad de dicho evento. La vulnerabilidad es controlada por el nivel general de comportamiento de la estructura, lo que a su vez podría ser una función de los desplazamientos relativos de entrepiso, las rotaciones plásticas o las fuerzas sobre los miembros. La aceleración sísmica causa la respuesta del edificio en forma de deformaciones, desplazamientos y sobrecargas, todo lo cual representa solicitaciones adicionales sobre la estructura. Si es posible predecir con cierto grado de certeza tanto las solicitaciones producidas por el sismo como la capacidad de respuesta de la estructura para soportar tal demanda, los edificios pueden ser proyectados con un nivel adecuado de confiabilidad en su desempeño. Por todo lo anterior, es claro que hacer modificaciones estructurales post proyecto y/o post construcción en una edificación introduce elementos de incertidumbre mucho más importantes sobre el comportamiento sismo-resistente que lo ya descrito.

Es imposible predecir en qué momento va a ocurrir un evento sísmico y mucho menos predecir su intensidad, pero sí es posible y necesario tomar medidas de prevención para mitigar los daños causados por estos eventos. Es por ello que constantemente se hacen estudios sobre el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos para así continuamente perfeccionar el diseño de las edificaciones para soportar estas fuerzas eventuales,

(Annan et al. 2008, Elghazouli 2010). Para realizar el diseño de una estructura sismo-resistente es necesario conocer el posible comportamiento de la misma en presencia de los sismos tomando en cuenta la presencia de diferentes condiciones tanto locales como globales que pueden alterar el comportamiento esperado, aunque se haya realizado un proyecto con el objeto de resguardar vidas humanas y disminuir los daños a un mínimo. Esto muestra muy claramente la necesidad de construir estructuras más resistentes y con capacidad de disipar energía de forma estable, capaces de soportar grandes esfuerzos, tanto los generados por fuerzas verticales gravitacionales, como los causados por fuerzas horizontales sísmicas. Estas solicitaciones deben ser soportadas en la misma medida por estructuras metálicas y de hormigón. Por esta razón uno de los principales objetivos del proyecto de estructuras compuestas es una adecuada respuesta ante estas solicitaciones. Esto origina la necesidad de reevaluar la respuesta estructural de esta tipología ante eventos sísmicos, lo que a su vez implica la importancia de investigar estas edificaciones con métodos de análisis que permitan caracterizar el comportamiento sísmico, (Li y Li 2007, Melchers 2002). Para alcanzar este propósito se requiere de un análisis que permita evaluar el comportamiento de la edificación lo más aproximado posible a la realidad. En COVENIN 1756 (2001) se aprueba la colocación de elementos estructurales que mejoren el comportamiento de una estructura ya proyectada ante los sismos, pero no consideran los efectos que producen en estructuras regulares e irregulares la adición de nuevos pesos, niveles o vanos sobre las estructuras, ni se consideran los cambios en las solicitaciones que estas modificaciones producen por lo que no existen criterios de aceptación o rechazo en la normativa para su colocación ni consideración alguna sobre los cambios en las solicitaciones de diseño de la estructuras regulares e irregulares originalmente proyectadas. En la norma sólo se especifican los requisitos mínimos para el diseño de estructuras sismo-resistentes con base en la importancia constructiva que la estructura pueda tener y en el nivel de amenaza sísmica de la zona, entre otros factores, pero dejando a criterio del proyectista la elección del método que más se adapte a las características de la misma.

2. MARCO TEORICO: DEMANDA Y CAPACIDAD SISMICA

Todo proyecto o modificación estructural de una edificación implica una determinación detallada y lo más exacta posible de las demandas sobre la estructura. En consecuencia la respuesta de la edificación en términos de resistencia, capacidad y comportamiento sísmico debe ser muy bien determinada y evaluada. Si los diseños y/o modificaciones estructurales implican diferentes materiales en la conformación de la estructura, se hace muy importante que la evaluación de la capacidad y respuesta de la edificación pueda realizarse considerando principios de incertidumbre, confiabilidad y comportamiento estructural, (Chellini et al. 2010). En este contexto, diversas investigaciones han estudiado el diseño y análisis de las estructuras compuestas con acero y hormigón armado; algunos investigadores se han enfocado en el comportamiento sísmico de tales estructuras compuestas y continuamente se hacen investigaciones sobre diversas metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

2.1. *Vulnerabilidad sísmica*

En el estudio de la vulnerabilidad sísmica, diversos investigadores (Barbat et al. 2006; Barbat et al. 2010; Pujades et al. 2012) han orientado sus trabajos hacia la evaluación de la vulnerabilidad de los edificios en entornos urbanos ante la ocurrencia de un sismo, puesto que recientes tendencias en la ingeniería sísmica reconocen la necesidad de desarrollar este tipo de estudio en aquellas zonas donde se concentra la mayor parte de la población mundial, las infraestructuras y los servicios a fin de evitar catástrofes sísmicas. En este contexto, varios estudios consideran no solo aspectos físicos de la vulnerabilidad sino también su dimensión socio-económica (Marulanda et al. 2009; Barbat et al. 2011; Carreño et al. 2012).

2.1.1. *Concepto de vulnerabilidad*

La definición de vulnerabilidad está referida y se aplica a la susceptibilidad que tiene una edificación de sufrir cierto grado de daño y afectación como consecuencia de la acción de un evento sísmico de determinadas características. El grado de daño se define

como el nivel de deterioro físico que pueden sufrir los elementos de una edificación, denominándose afectación al nivel de perturbación funcional que puede sufrir la misma. Desde el punto de vista cualitativo el daño sísmico puede ser de dos tipos: el daño estructural y el daño no estructural, dependiendo si el elemento forma parte o no del sistema resistente de la edificación. El daño sísmico no estructural es aquel en el cual se ven afectados todos los elementos constructivos no resistentes como algunos muros, tabiques y otros que no comprometen la estabilidad de la obra, pero que dependiendo de la magnitud del daño pudieran ser un peligro para la integridad física de los ocupantes.

En otro contexto, se pueden plantear tres tipos de vulnerabilidad, de los cuales dos de ellos están vinculados al daño sísmico estructural y no estructural: a) *Vulnerabilidad Funcional*, que está asociada a la predisposición de perturbación o alteración del funcionamiento de la estructura ante la presencia de un sismo como consecuencia del incremento de la demanda de sus servicios. El colapso de la edificación se produce cuando la instalación, aún sin sufrir daños en su estructura física, se ve afectada al presentar incapacidad de prestar servicios inmediatos de emergencia sísmica y recuperación de la comunidad afectada. Esta vulnerabilidad será mayor o menor dependiendo de la distribución de las áreas de servicio, la creación de un plan de emergencia, la dotación adecuada de la estructura, el tipo de sistemas de comunicación empleados así como de la señalización y vialidad de acceso; b) *Vulnerabilidad no estructural*, que está relacionada con la susceptibilidad que tienen los elementos no estructurales a sufrir daños debido a un sismo; c) *Vulnerabilidad estructural*, que se refiere a la probabilidad de afectación del sistema resistente de la estructura durante un sismo. Este tipo de vulnerabilidad determinará la posibilidad del colapso de la estructura.

2.1.2. *Análisis y evaluación de comportamiento sismo-resistente*

La predicción de la respuesta sísmica inelástica y la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura son temas muy importantes en el diseño sísmico basado en prestaciones. En la actualidad, la metodología de análisis dinámico no lineal de respuesta en función del tiempo (*Time History Analysis, THA*), el análisis dinámico incremental (*IDA*) y el análisis con empuje incremental (*Pushover*) a través de sus distintas metodologías como el método espectro capacidad (*MEC*) (*ATC 40, 2005*), pueden y son adaptados para evaluar el desempeño sísmico de una estructura (Vargas et al. 2013). Sin embargo, los métodos de análisis dinámicos requieren de muchas precisiones en el pre-proceso para la

estimación de la precisión de respuestas sísmicas inelásticas (Freeman, 1998). Lee et al. (2006) advierten que una de las principales preocupaciones en el campo de la ingeniería sísmica es la evaluación del desempeño y la predicción de la respuesta sismo-resistente causada por excitaciones sísmicas. En este contexto, en los últimos años han sido propuestos una serie de métodos analíticos en el diseño sismo-resistente basado en desempeño para varios tipos y escalas de acelerogramas, (Gupta et al. 2000). Con el fin de predecir las respuestas reales de un edificio ante un terremoto, es muy importante determinar las características de elasticidad de los comportamientos estructurales. En consecuencia, la predicción en términos de ductilidad tanto de la demanda y la capacidad es fundamental para evaluar el comportamiento sísmico inelástico y las respuestas de la estructura de un edificio sometido a los movimientos inducidos por el terremoto. Existen dos formas básicas de predecir la respuesta estructural y evaluar el comportamiento sismo-resistente a través del análisis sísmico inelástico. Una de ellas es el análisis dinámico a través de *THA* o *IDA* y el otro es el análisis inelástico estático, que es el *análisis con empuje incremental*. El análisis con empuje incremental a través de la metodología *MEC* (ATC 40, 2005) es utilizado con frecuencia para la evaluación de desempeño sismo-resistente; Sin embargo, algunos investigadores como Fajfar (1999) plantean que no es posible obtener con precisión respuestas sísmicas inelásticas localizadas tales como desplazamientos relativos entre niveles, fuerzas cortantes y ductilidad por piso y formación de rótulas plásticas. Sugiere el autor que, en especial, para evaluar las respuestas inelásticas globales y locales de una estructura, no es suficiente utilizar el corte en la base y la deriva global. Adicionalmente, es difícil establecer con claridad la relación entre la energía disipada por la histéresis del amortiguamiento efectivo de la estructura y la energía disipada por la histéresis de la respuesta debido a la amplitud máxima de la señal sísmica. Por otro lado, las características de histéresis de la estructura del edificio son muy sensibles a los períodos naturales del sistema estructural.

Para evaluar el comportamiento sismo-resistente de un edificio de varios niveles, Lee et al. (2006) proponen un método mejorado de análisis basado en las respuestas medias de estructuras de edificios de varios niveles para estimar la respuesta sísmica inelástica de manera eficiente y precisa. Realizaron el análisis *THA* y el análisis estático para la obtención tanto de las respuestas globales como de la demanda de ductilidad del sistema, junto con las respuestas locales tales como la ductilidad de los niveles, desplazamiento relativo entre niveles y formación de rótulas plásticas. Además, proponen un método para estimar las respuestas inelásticas y para evaluar el comportamiento sismo-resistente basado en las

respuestas de un edificio de varios niveles. Plantean que el principio de la respuesta media es aplicable tanto a los *THA* como a los análisis con empuje incremental. El método propuesto es un enfoque en el que se estima la potencial capacidad inelástica de una estructura en base a estas respuestas medias y el nivel de demanda inelástica del sistema se determina mediante la combinación de los espectros de demanda inelástica. Por lo tanto, este estudio propone un método de análisis que pretende mejorar los métodos actualmente disponibles para la predicción de la respuesta sísmica inelástica y la evaluación del desempeño sismo-resistente. Los autores comparan las respuestas locales y globales obtenidas a partir del método propuesto con las del *MEC*. Con el fin de demostrar la exactitud y la eficacia del método propuesto, se compara la respuesta en términos de demanda de ductilidad, desplazamientos relativos entre niveles, formación de rótulas plásticas y los componentes de energía sísmica, con la respuesta generada por el *THA*. De los resultados los autores concluyeron que la respuesta media obtenida del *THA* puede ser la base para estimar la demanda de ductilidad en el punto de desempeño determinado por el análisis con empuje incremental. Proponen que se tome en consideración el efecto $P-\Delta^1$ y las características de las conexiones en los análisis estáticos y dinámicos inelásticos de pórticos rígidos de acero puesto que el efecto $P-\Delta$ puede deteriorar progresivamente la respuesta debido a los cambios de rigidez de los elementos después de la plastificación.

Es claro que las normas sismo-resistentes y las directrices que regulan la rehabilitación de edificios existentes permiten usar procedimientos de análisis lineales y no lineales en la evaluación del desempeño (Chopra, 2002). También es posible emplear procedimientos lineales como el análisis del espectro de respuesta y el análisis de fuerza lateral equivalente cuando se desarrolla inelasticidad limitada ante el movimiento sísmico. Los procedimientos elásticos son simples, estandarizados, estables y bien aceptados en la práctica de la ingeniería. Sin embargo, tienen una capacidad limitada de simular el comportamiento inelástico, especialmente en la estimación de las distribuciones de fuerza interna. En consecuencia, *ASCE 41* (2007), no permite análisis elástico lineal si la relación demanda/capacidad en cualquier sección es mayor que 2. Sin embargo, permiten mayor tolerancia para edificios regulares. El límite de la demanda/capacidad en el *Eurocódigo 3* (2005) para el análisis lineal elástico es 2.5 sin excepciones. Además, el análisis de espectro de respuesta

¹ Adam, C., Ibarra, L. F., and Krawinkler H. (2004). "Evaluation of P-delta effects in non-deteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems." *Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 3407.*

elástico conduce a resultados razonables para edificios irregulares cuando se combina con el análisis con empuje incremental para mejorar la predicción de los efectos torsionales bajo movimientos sísmicos (Fajfar 2005).

Gunay y Sucuoglu (2004), proponen una metodología para la evaluación de la respuesta sismo-resistente de sistemas con múltiples grados de libertad. Se basa en un paso de iteración único y global para la actualización de la rigidez de los miembros que superan su capacidad de flexión establecida desde el análisis inicial elástico. El procedimiento se aplica en un pórtico plano de hormigón armado de doce niveles en el cual son significativos los modos de vibración superiores y en un pórtico asimétrico de hormigón armado de seis niveles donde los efectos torsionales afectan considerablemente la respuesta sísmica. Los resultados de la metodología propuesta son comparados con los resultados de *THA* utilizando 91 componentes de acelerogramas. Los resultados de los estudios revelaron que las deformaciones y las solicitaciones controladas obtenidas por su propuesta son al menos tan exactas como las predicciones de procedimientos estáticos no lineales. Concluyen que las herramientas de espectros de respuesta lineales pueden utilizarse eficazmente, con modificaciones simples, para la predicción de desempeño sismo-resistente no lineal de estructuras. Los resultados del estudio han indicado que los diversos códigos podrían flexibilizar la elección de los métodos de análisis de evaluación sísmica, siempre que las características del comportamiento sismo-resistente de la estructura investigada sean consideradas correctamente. La metodología propuesta define un sistema lineal equivalente donde las demandas de desplazamiento espectral modal se determinan por desplazamientos equivalentes. El método puede implementarse con cualquier software de análisis estructural elástico lineal. En consecuencia, todos los modos de vibración del sistema estructural irregular y asimétrico pueden ser considerados en la evaluación sísmica. Las limitaciones básicas del método propuesto resultan de la consideración de desplazamientos equivalentes y la aproximación de la verdadera rigidez inelástica por una menor rigidez elástica. El desplazamiento equivalente es aceptable para la respuesta media a un conjunto de señales sísmicas, pero no lo es para dar respuesta a los registros individuales (Chopra, 2010). Por lo tanto, la metodología propuesta es adecuada para usarse con un espectro de diseño que represente la respuesta media de modos de vibración de sistemas de un solo grado de libertad de un conjunto de registros sísmicos.

2.1.3. *Confiabilidad en el estudio del comportamiento sismo-resistente*

Las pérdidas infligidas por terremotos recientes a edificios relativamente nuevos han mostrado la imperiosa necesidad de investigaciones sobre la confiabilidad estructural y seguridad sísmica en la mayoría de las normas de proyecto sísmico actuales en relación al desempeño en varios estados límite. Esta necesidad ha estimulado estudios que desarrollan metodologías para determinar el comportamiento estructural sismo-resistente y la fragilidad de estructuras, que son a su vez un elemento clave de la evaluación de daño sísmico. Así, estas metodologías podrían ser claves para implementar herramientas que permitan estimar de forma estadísticamente confiable los daños probables y formular políticas de reducción de riesgo sísmico.

Según Jeong et al. (2012), las relaciones de fragilidad estructural describen la probabilidad de alcanzar o exceder ciertos *Estados Límite* predeterminados en función de una medida específica de la intensidad de un movimiento sísmico. Las incertidumbres asociadas a la capacidad estructural y a la demanda sísmica son determinadas por un tratamiento probabilista de la respuesta estructural y la amenaza sísmica. Es posible usar diferentes enfoques para la determinación de las distribuciones e índices de daños necesarios para desarrollar las curvas de fragilidad: revisiones in situ post terremotos, ensayos experimentales, modelos analíticos y técnicas que combinan cualquiera de estos métodos. Sin embargo, actualmente la tendencia de este tipo de estudios parece inclinarse hacia los resultados estadísticos de daños estructurales simulados analíticamente. Por su parte, Hurtado (1999) establece que el diseño sismo-resistente debe considerar tanto las acciones sísmicas como las respuestas estructurales desde un punto de vista probabilista, puesto que las variables que gobiernan este diseño presentan múltiples causas de estocasticidad e incertidumbre. En general, muchas normas de diseño sismo-resistente no incluyen, o no lo hacen de manera clara o explícita, conceptos y parámetros probabilistas para determinar la respuesta estructural y la probabilidad de fallo. El autor cita a Hurtado y Barbat (1998) para clasificar dos grupos de metodologías para modelos probabilistas: los métodos analíticos que actúan desde una perspectiva basada en la teoría de probabilidades y la dinámica estructural, y los métodos pseudo estadísticos o de simulaciones que generan las respuestas estructurales por medio de la solución de múltiples problemas deterministas con datos aleatorios correspondientes a la acción sísmica y a las variables estocásticas. Estos datos, junto a variables como las propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos o configuración estructural, pueden ser modelados a través de su función de distribución de probabilidad.

Uno de los principales objetivos del diseño sismo-resistente basado en desempeño es la estimación correcta de la demanda sísmica y la capacidad de la estructura. El comportamiento sísmico está altamente influenciado por aleatoriedad (debido a la variabilidad y naturaleza imprevisible de los movimientos y magnitudes sísmicas) y por la incertidumbre relacionada con las idealizaciones asociadas al modelo estructural. Ignorar los efectos de estas aleatoriedades e incertidumbres significa que posiblemente las edificaciones estén siendo proyectadas y construidas sin el adecuado conocimiento del rango esperado de comportamiento. Algunos códigos normativos como *SAC/FEMA* (1998) reconocen la necesidad de evaluar tales incertidumbres incluyéndolas en la estimación del desempeño, pero generalmente estas consideraciones son incluidas de manera genérica en los distintos factores de seguridad considerados en el diseño. Vamvatsikos y Fragiadakis (2009) opinan que algunas de las más importantes contribuciones en este campo han propuesto el uso de simulaciones bajo el contexto del *IDA* para incorporar el parámetro de incertidumbre. Así, citan a Liel et al. (2009) donde fue usado el *IDA* junto con simulaciones *Monte Carlo* (Marushabi et al. 2004) unidos a una metodología de aproximación de respuesta para evaluar la incertidumbre del colapso de edificios de hormigón armado. Similarmente, Dolsek (2009) ha propuesto usar *IDA* con el mismo propósito. Aunque ambas investigaciones sólo se aplicaron a edificios de concreto armado y sólo discutieron la estimación de incertidumbre asociada a los Estados Límite de colapso, son generalizables y aplicables a una mayor variedad de edificios y Estados Límite.

Bajo estas premisas, en Vamvatsikos y Fragiadakis (2009) se ha planteado el uso del *Análisis Dinámico Incremental (IDA)* como una alternativa para evaluar la variabilidad de la demanda sísmica y la capacidad de modelos estructurales no deterministas. Utilizaron un edificio con pórticos rígidos de acero; emplearon relaciones momento/rotación parametrizadas y condiciones no deterministas para las rótulas plásticas en las vigas. En éstas, los parámetros de incertidumbre incluían el momento de cedencia, la relación de endurecimiento post-fluencia, la pendiente de la curva descendente, capacidad del momento residual y la rotación última alcanzada. Las simulaciones y las técnicas de estimación de momentos son empleadas para incluir la incertidumbre de los parámetros inicialmente considerados en el comportamiento sísmico evaluado a través del *IDA*, generando diferentes combinaciones en rapidez de proceso y exactitud. Al utilizar una estructura de acero rígida de configuración convencional y enfocándose en las incertidumbres de los parámetros del modelo, los autores consideran que su metodología es aplicable a una amplia gama de

estructuras porticadas. El estudio determinó a través del *IDA* la variabilidad de los parámetros del modelo y la incertidumbre en la demanda sísmica y capacidad de un edificio porticado con estructura de acero y nueve niveles con rótulas plásticas en las vigas. Los resultados en la variabilidad han mostrado desde el punto de vista del comportamiento sismo-resistente que las rótulas en las líneas resistentes principales se han formado después de un mayor desarrollo de la demanda sísmica. El punto de fluencia, ductilidad máxima, relación de rigidez y la ductilidad última tienen un impacto significativo, mientras que el endurecimiento y los momentos residuales son poco significativos. Emplearon la simulación *Monte Carlo* como medio principal para introducir la incertidumbre del modelo estructural en el comportamiento sísmico. A la vez, determinaron ese comportamiento con métodos deterministas basados en prestaciones. Los autores concluyen que la incertidumbre en los parámetros relacionados con las rótulas en las vigas ha demostrado ser un factor muy importante en la estimación del desempeño y genera interrogantes sobre la validez de consideraciones actuales en la evaluación del desempeño. También proponen la idea según la cual modelos con parámetros medios estadísticos producen demanda sísmica y capacidad estructural promedio puede no ser del todo exacta debido a los procesos no lineales involucrados en la respuesta estructural. Sin embargo, también es cierto que el error puede ser suficientemente bajo para que tal concepto pueda ser considerado razonablemente adecuado para aplicaciones prácticas. Finalmente, la formulación *SRSS* (*Square Root of the Sum of the Squares*) para las respuestas modales máximas en la combinación de aleatoriedad e incertidumbre ha mostrado ser lo suficientemente exacta para algunos Estados Límite pero no para otros. En general, en esta investigación los autores concluyen que el análisis *IDA* es una herramienta con capacidades suficientes para la estimación de incertidumbres en el comportamiento sísmico.

En el estudio de Olteanu et al. (2011) se investiga la incertidumbre en la definición de los umbrales de los estados de daño y su influencia en la vulnerabilidad de la estructura. Para ello generan variables dependientes para dichos umbrales, la vulnerabilidad sísmica y la evaluación del riesgo, interpretando estadísticamente los resultados obtenidos. Por otro lado, puesto que la vulnerabilidad y la evaluación del riesgo sísmico pueden ser valoradas bajo criterios deterministas o probabilistas, es fundamental establecer una comparación concreta entre los dos enfoques evaluando un modelo con esas dos metodologías. Así, estos autores estudiaron un modelo porticado bidimensional en 2-D de hormigón armado diseñado según la norma rumana utilizando ambos enfoques y comparando los resultados.

Los autores calcularon el punto de desempeño de la estructura y su correspondiente índice de daño. Usando análisis estático no lineal obtuvieron la curva de capacidad y graficaron las curvas de fragilidad. En el enfoque probabilista, investigaron la influencia de las incertidumbres de los umbrales de daño en las curvas de fragilidad y vulnerabilidad. Los autores concluyeron que, aunque el procedimiento determinista es más sencillo y más rápido, los resultados son limitados. La muestra de los resultados obtenidos mediante la aplicación del procedimiento probabilístico cubre una mayor gama de posibles comportamientos. La principal diferencia entre las curvas de vulnerabilidad obtenidas en ambos enfoques consiste en que la metodología probabilista toma en consideración las incertidumbres que pueden influir en el comportamiento de la estructura. Estos parámetros de incertidumbre pueden ubicarse en la etapa de diseño, durante la construcción del edificio o podrían aparecer durante la vida útil de la edificación y pueden influir en su comportamiento los terremotos previos, degradaciones en algunos elementos, solicitaciones inesperadas y similares. En el estudio se llevan a cabo los análisis deterministas y probabilistas en un edificio de baja altura con estructura de hormigón armado. El enfoque probabilista se realizó con dos diferentes rangos de las incertidumbres en los umbrales de los estados de daños, caracterizados cada uno de los rangos por coeficientes de variación de 10% y 20%. Los resultados para el coeficiente de variación de 10% son más próximos a los del enfoque determinista, pero los autores establecen que los resultados para el rango de 20% se consideran más seguros puesto que el análisis se centra en las incertidumbres en la evaluación de riesgos y vulnerabilidad. Finalmente, hacen la observación que la distribución del índice promedio de daño calculado es posible aproximarla a través de una función, en este caso por la distribución de la distribución gaussiana inicial considerada para las muestras aleatorias.

Por otro lado, los métodos para la determinación de la respuesta sísmica en sistemas estructurales tienen una importancia relevante en el diseño sismo-resistente. Es posible afirmar que el avance en las teorías de análisis estructural está altamente relacionado con el progreso en el conocimiento de la acción sísmica y de las propiedades dinámicas de las estructuras. Sin embargo, en el análisis estructural se admite que existen factores que deben ser estimados de forma aproximada y que están relacionados con las incertidumbres inherentes a parámetros estructurales como errores de fabricación, medidas inexactas o aproximadas, variabilidad de las solicitaciones, entre otros. Así, en ingeniería sísmica es posible asumir dos tipos de incertidumbre: el primero surge de la naturaleza imprevisible

y aleatoria de la acción sísmica, mientras que el segundo tipo está relacionado con incertidumbres de las propiedades geométricas y mecánicas de la estructura. Debido a lo antes expuesto, la respuesta elástica de edificaciones sujetas a excitación sísmica generalmente muestra discrepancias entre la respuesta real y la modelada, tal como lo sugieren De la Llera y Chopra (1994). Advierten que las diferencias se manifiestan generalmente en términos de efectos torsionales infra estimados en el modelo numérico. Esto se debe principalmente a las inevitables incertidumbres y aproximaciones que imperan en la definición de distribución de masas y rigideces, así como en la estimación de la señal sísmica. Las discrepancias son tomadas en cuenta en diversas normas sismo-resistentes como COVENIN 1756 (2001) a través de las excentricidades accidentales con respecto al centro de masa nominal, (perpendiculares a la dirección del sismo), las cuales definen los límites de la variación del centro de masa real de cada nivel de la estructura. Es claro que para edificios de muchos niveles el número de análisis necesarios debido a todas las posibles permutaciones de la posición del centro de masas puede ser excesivo desde el punto de vista de la demanda computacional. Es por ello que, con el propósito de simplificar los cálculos, normas sísmicas como COVENIN 1756 (2001), normalmente proponen considerar las excentricidades con un solo signo. Sin embargo, ha sido demostrado (Harazimowicz y Goel, 1998) que este criterio no siempre concuerda con los resultados de los análisis dinámicos; en consecuencia, se utiliza el peor escenario el cual es el valor máximo de la excentricidad accidental. Esto a su vez genera un campo o dominio de infinitos valores de excentricidades en todas las direcciones, partiendo del punto nominal del centro de masa. En este contexto, el objeto del análisis sismo-resistente se puede definir como la determinación de la respuesta de un sistema estructural con parámetros con cierto nivel de incertidumbre, sometidos a solicitaciones deterministas y estocásticas. Cacciola et al. (2009) expresan que una forma viable de realizar el análisis sismo-resistente es utilizar métodos deterministas para incluir la incertidumbre de la distribución de masas o una combinación de métodos probabilistas y no probabilistas para manejar los efectos de la aleatoriedad en la acción sísmica e incertidumbre en la distribución de masas. En su investigación, los autores plantean un procedimiento para determinar los límites superiores e inferiores de la respuesta dinámica de estructuras con distribución de masa de incertidumbre limitada, sometidas a cargas deterministas o estocásticas, pero considerando en todas las permutaciones el posible peor escenario. Los autores abordaron cómo resolver las incertidumbres en distribución de masas a través de análisis dinámico. Asumieron la incertidumbre con un rango limitado y se evaluó la correspondiente respuesta sísmica.

En la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras sometidas a movimientos sísmicos, muchas de las variables involucradas tienen condiciones de incertidumbre, pero muy raramente son consideradas de esta forma. Debido a la capacidad computacional actual es posible realizar un gran número de cálculos con el objetivo de estudiar el comportamiento de las estructuras desde un punto de vista probabilista. Por ejemplo, en un edificio de hormigón armado las propiedades de los materiales, las solicitaciones o las dimensiones de los elementos estructurales son idealizadas, pero en realidad sus valores son aproximados. Este hecho, combinado con la incertidumbre de la peligrosidad sísmica puede llevar a subestimar o sobrevalorar la respuesta real de la estructura. Así, Vargas et al. (2013) realizan una investigación en la que se concentran en el análisis de las incertidumbres inherentes a la respuesta sísmica de un edificio de hormigón armado. Para hacerlo, generaron muestras aleatorias de las propiedades mecánicas de los elementos y de la acción sísmica utilizando simulaciones *Monte Carlo*. También evaluaron la vulnerabilidad y el riesgo sísmico con un enfoque determinista y el daño esperado se evaluó mediante un índice calculado en función del desplazamiento espectral y estos resultados se compararon con el análisis dinámico no lineal. Entre las conclusiones de esta investigación está que los procedimientos deterministas muestran incertidumbres significativas cuando son consideradas las variables aleatorias en el análisis; también se concluye que en un comportamiento inelástico no es posible asegurar que la confiabilidad de la respuesta obtenida con el enfoque probabilista sea la misma que las de las variables utilizadas en un análisis determinista.

Una de las aplicaciones más útiles e importantes del enfoque probabilista en la ingeniería sismo-resistente es la posibilidad de calibrar y mejorar las normas de diseño sísmico. En este contexto, Bermúdez (2010) realizó una investigación en la que, entre otras cosas, evaluó la norma colombiana *NSR-10* (2010) que determina los procedimientos de cálculo de estructuras de acero hechas con perfiles laminados o miembros armados de acuerdo con el método de los Estados Límite y aplica las prescripciones del *American Institute of Steel Construction AISC* (2005) a través de los criterios establecidos en *Load and Resistance Factor Design LRFD* (1998). El investigador sugiere que los resultados de su estudio podrían ser útiles para calibrar estas normas, así como para avanzar en el desarrollo de un método de diseño basado en el concepto de la fiabilidad estructural. El autor establece que uno de los factores que más incide en la vulnerabilidad de las estructuras es la norma vigente al momento de proyectarlas. La norma empleada define conceptos y procedimientos para cuantificar las solicitaciones que pueden actuar durante la vida útil de la

edificación y los efectos que éstas generan sobre cada uno de los elementos estructurales. La norma también fija los valores que definen los umbrales de los Estados Límite. En este contexto, para considerar la naturaleza aleatoria de la acción sísmica y las incertidumbres asociadas a las solicitaciones y parámetros de resistencia, las normas más recientes establecen el uso de coeficientes de carga y resistencia. El resultado esperado es alcanzar un alto nivel de fiabilidad estructural; se da por supuesto que, a menos que la acción sísmica sobrepase el valor límite de referencia, el comportamiento de la estructura estará dentro de los umbrales de los diversos Estados Límite. Así, en la misma investigación, Bermúdez (2010) realiza un análisis probabilista orientado a la verificación de los niveles de seguridad de los edificios de acuerdo con los criterios de diseño y un análisis de sensibilidad de los parámetros que más pueden afectar la respuesta sísmica estructural. La metodología empleada consiste en escoger unos edificios representativos de los principales tipos de estructuras de acero proyectados de acuerdo con las especificaciones de *AISC* (2005) y analizar su comportamiento bajo sismos sintéticos aleatorios generados de acuerdo con las características sísmicas del lugar de emplazamiento y con el grado de peligrosidad sísmica para el cual fueron proyectados. También consideró la naturaleza aleatoria de las cargas permanentes y variables al igual que la de los parámetros de resistencia y de las propiedades mecánicas de los perfiles de acero. En este sentido, esta investigación desarrolla una metodología que permite calibrar y mejorar la norma sismo-resistente venezolana por cuanto incorpora en el análisis estructural los criterios de aleatoriedad, parámetros de incertidumbre y enfoques probabilistas, conceptos incluidos en diversos códigos sismo-resistentes actuales y manejados a través de diversos factores de seguridad; todo esto confluente en una mejor definición y determinación de la fiabilidad estructural.

2.2. *Acción sísmica.*

La definición y parametrización de la acción sísmica es de fundamental importancia para una correcta evaluación del comportamiento sismo-resistente de una edificación. Autores como Vargas (2014) consideran que una definición realista de la acción sísmica es crítica para una estimación confiable del riesgo, no solo para una edificación en particular sino también para áreas geográficas donde se pretenda predecir la vulnerabilidad en base a estudios de micro-zonificación sísmica.

2.2.1. Acelerogramas

Aunque la señal sísmica es muy compleja y su aparición es aleatoria, actualmente se utilizan definiciones deterministas para el modelo de estas señales, debido al desarrollo de recursos informáticos y computacionales, por un lado, y a la escasez de registros sísmicos en emplazamientos específicos. Es por ello que la acción sísmica se puede definir a través de combinaciones de espectros de diseño característicos de los emplazamientos, acelerogramas artificiales compatibles con dichos espectros, registros sísmicos de la zona y acelerogramas híbridos obtenidos a partir de señales reales.

En la evaluación del daño sísmico a través del análisis dinámico no lineal, se debe caracterizar la acción sísmica con acelerogramas característicos del emplazamiento de las edificaciones. Esto implica que los espectros de estos acelerogramas deben ser compatibles con el espectro de respuesta normativo de la zona. Para la obtención de los acelerogramas de una zona específica no es seguro que se disponga de una base de datos con registros compatibles con la zona, o que los espectros de respuesta de los registros disponibles tengan los contenidos frecuenciales necesarios para el estudio. Por ello es fundamental recurrir a acelerogramas sintéticos o implementar modificaciones controladas de los registros generando acelerogramas híbridos.

2.2.2. *Espectros de respuesta*

El concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural, siendo de gran utilidad en el diseño sismo-resistente. Por tanto, se han desarrollado varios tipos de espectros con características diferentes y para diversas finalidades. Existen dos tipos generales de espectros en el análisis sísmico: el espectro de diseño y el espectro de respuesta, que a su vez se dividen en elásticos e inelásticos. Los espectros de respuesta reflejan la respuesta máxima de un grupo de osciladores de un grado de libertad para un evento sísmico dado, en los que se pueden incluir distintos grados de amortiguación. Para determinar la respuesta del sistema se utilizan valores picos de su respuesta a la aceleración del suelo. El factor de amortiguamiento puede variar, usualmente entre 1 y 20% y la respuesta obtenida puede ser desplazamiento, velocidad o aceleración. Los espectros principalmente utilizados para el proyecto estructural resultan de un promedio normalizado de las aceleraciones pico de la respuesta del sistema a la aceleración del suelo. A los fines del diseño, los diferentes códigos normativos proponen la curva de respuesta que debe ser representativa de las características de todos los movimientos sísmicos

que se producen en la zona. Estos espectros normativos representan parámetros de respuesta máxima en el rango elástico de las edificaciones. Sin embargo, estos espectros de respuesta a pesar de ser muy usados, omiten información importante del evento sísmico como la duración del movimiento y el número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

Los espectros de respuesta inelástica dan por supuesto que la estructura puede experimentar deformaciones en el rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismo-resistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en este rango. Es posible representar espectros que representen la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y para distintos niveles de resistencia, así como espectros de aceleración, desplazamientos de fluencia o desplazamientos últimos de sistemas inelásticos, donde se consideran distintos niveles de ductilidad o tipos de comportamiento histerético.

2.2.3. Espectros de diseño

Es claro que no se pueden proyectar edificaciones capaces de resistir una acción sísmica particular en una zona específica puesto que el siguiente movimiento probablemente presentará características diferentes. A diferencia de los espectros de respuesta, los espectros de diseño representan la envolvente de varios espectros de respuesta correspondientes a diferentes sismos típicos de una zona en particular; representan la sismicidad probable de un lugar. Se definen como las aceleraciones básicas esperadas para los periodos de retorno previstos en los diversos códigos y normativas. El diseño o verificación de las construcciones sismo-resistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios registros sísmicos que representarán una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos.

2.2.4. Representación espectral de aceleración y desplazamiento

Por definición, los espectros de respuesta elástica para un acierto amortiguamiento, relacionan la aceleración espectral s_a con el período T para un sistema con un grado de

libertad. Freeman (1998) y Fajfar (1998) entre otros, fundamentan sus métodos basados en desempeño en el uso del formato $sa-sd$, transformando el espectro de respuesta elástica desde el formato $sa-T$. Para ello argumentan que, para amortiguaciones pequeñas, los espectros de respuesta correspondientes se pueden aproximar mediante los pseudo-espectros. Puesto que en edificaciones el amortiguamiento típico está entre el 2% y el 10% del amortiguamiento crítico, es posible entonces definir la siguiente relación aproximada:

$$sd = \frac{1}{w} sv(w) = \frac{1}{w^2} sa(w) \quad (2.1)$$

donde w es la frecuencia angular y sd , sv y sa son los correspondientes espectros de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración. Vargas (2013) expresa que esta ecuación fundamenta dos representaciones ampliamente utilizadas en ingeniería sísmica; la representación trilogarítmica del espectro de respuesta de velocidad que permite leer en un solo gráfico las tres componentes espectrales para cada período y la representación $sa-sd$ que representa la respuesta espectral de aceleración en las ordenadas y la respuesta espectral de desplazamiento en abscisas. De la ecuación (2.1) y la relación entre período y frecuencia se obtiene la expresión para desplazamiento espectral que es usada para obtener el desplazamiento esperado en una estructura y constituir el método del espectro de capacidad:

$$sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} sa_i \quad (2.2)$$

2.2.5. Espectros compatibles

La construcción de espectros de respuesta compatibles es una metodología utilizada para el desarrollo de los movimientos sísmicos adecuados para los análisis de *Historia en el Tiempo (THA)* en las edificaciones. Se realizan modificaciones a un registro sísmico original obtenido con contenidos frecuenciales y aceleraciones características de manera que el espectro de respuesta resultante sea compatible con un espectro objetivo, dentro de un rango predeterminado de períodos y múltiples valores porcentuales de amortiguamiento. Esto hace que sea relativamente fácil satisfacer los requisitos del código sísmico

utilizado, los cuales típicamente especifican un rango máximo de variación de los espectros individuales o el espectro promedio de un conjunto de registros, en comparación con el espectro de diseño normativo. Al reducir la dispersión en los espectros de respuesta elástica de los registros también se reduce la variabilidad en los resultados de los *THA*, lo que permite un menor número de registros y análisis para el mismo grado de fiabilidad, (Hancock et al. 2008).

Un punto de análisis en estos espectros compatibles es si pueden conducir a estimaciones demasiado sesgadas con respecto al espectro de respuesta medio. Diversos autores han concluido que las mayores dispersiones están relacionadas con los puntos de referencia que se utilizaron para evaluar el sesgo, el espectro objetivo utilizado y los modelos estructurales usados en el análisis. Grant y Diaferia (2013) establecen que en los estudios que encontraron dispersiones significativas el criterio referencial para la comparación fue la respuesta inelástica del mismo modelo estructural a un conjunto de registros no compatibilizados. Para cada conjunto de registros compatibles o no compatibles, los espectros medios eran muy cercanos al espectro objetivo pero la dispersión de los espectros no procesados fue significativamente mayor. Esto se explica debido a que el efecto de la dispersión en la respuesta estructural bajo análisis *THA* es no lineal, por lo que la demanda fue mayor con los registros no compatibles. En los estudios que no encontraron dispersiones significativas, los puntos de referencia de la respuesta fueron definidos más rigurosamente realizando análisis de regresión en los resultados de muchos *THA*, regresión establecida en términos sismológicos usando parámetros tales como la magnitud y la distancia o utilizando datos de respuesta espectral y escalado similares a lo propuesto por, entre otros, Buratti (2011).

2.2.6. Estudio y selección de registros

La selección de acelerogramas para estudios sismo-resistentes se está haciendo cada vez más importante con el desarrollo de técnicas computacionales para análisis dinámico no lineal, para el cual una correcta selección de acelerogramas es un elemento clave. Se pueden obtener o generar grupos de registros de diversas formas, desde registros totalmente naturales (Bommer y Acevedo, 2004) hasta señales totalmente artificiales, (Gaspa-

rini y Vanmarcke, 1976) o con varias maneras intermedias, (Douglas y Aochi 2008). Cualquiera que sea la técnica utilizada es necesario que los registros sean compatibles con el escenario sísmico en estudio, usualmente descrito en términos de distancia, magnitud, mecanismos focales, intensidad y espectro de diseño. Esto implica que los registros muchas veces deben ser ajustados, frecuentemente con un escalado lineal, incorporando o modificando contenido frecuencial, (Silva y Lee, 1987) o por filtrados de la señal para obtener acelerogramas compatibles con el espectro, (Abrahamson 1992; Hancock et al. 2006). Es vital que el grupo de registros escogidos permita la predicción correcta de la respuesta promedio del sistema estructural pero también que limite la máxima desviación de la respuesta promedio debido a posibles variaciones en los registros sísmicos, (Douglas 2006).

Recientes estudios definen criterios de selección de registros para análisis dinámicos. Buratti et al. (2011) seleccionan seis registros: dos registros originales, cada uno de ellos escalado de acuerdo a tres niveles pre-establecidos para definir los Estados Límite basados en desplazamientos laterales en edificaciones porticadas de seis niveles. Sin embargo, un escalado excesivo puede dificultar la obtención de registros con formas espectrales compatibles tal como señalan Watson-Lamprey y Abrahamson (2006). Por otro lado, al no estar disponibles en muchos casos registros reales que correspondan al escenario sísmico en estudio, es necesaria la generación de registros sintéticos mediante técnicas de simulación.

Iervolino y otros (2010) examinan la respuesta media de sistemas de un grado libertad en términos de demanda espectral usando varios grupos de acelerogramas reales y artificiales. Encontraron que los registros artificiales tienden a subestimar la demanda pico y sobrestiman la respuesta histerética, mientras que Atkinson y Goda (2010) investigaron la respuesta máxima de sistemas sujetos a simulaciones estocásticas y registros reales modificados y escalados moderadamente. Los autores concluyen que con el proceso estocástico es posible obtener la respuesta estructural global de la edificación usando registros reales.

Todos estos estudios se concentran en obtener y producir acelerogramas que sean compatibles con los diferentes espectros normativos. Más recientemente, Clauseé et al. (2014) postulan que ninguna de las técnicas es claramente superior a las otras y que una combinación de registros seleccionados entre los diferentes métodos de obtención de acelerogramas puede ser conveniente, sobre todo si se espera responder a las variaciones de

la respuesta estructural ante las dispersiones estadísticas de los movimientos sísmicos compatibles con los códigos sísmicos.

2.3. *Capacidad estructural*

Con excepción de los análisis con un solo sentido o dirección de carga (análisis monotónicos) los análisis estáticos comparten las mismas relaciones constitutivas con los análisis dinámicos; Ambos usan principios de equilibrio y compatibilidad siendo la principal diferencia que el equilibrio dinámico incluye el amortiguamiento y los efectos inerciales. También ambos tipos de análisis hacen uso de procedimientos iterativos para lograr soluciones convergentes.

En cualquier expresión matemática del análisis estático no lineal, las variables principales a considerar son el desplazamiento o las fuerzas; en el análisis dinámico la variable independiente fundamental es el tiempo. Así, Papanikolaou y Elnashai (2005), revisando la complejidad y los requerimientos computacionales para los dos tipos de análisis, establecen que: a) los análisis estáticos monotónicos no requieren modelos constitutivos histéricos; b) el análisis dinámico requiere el tratamiento del amortiguamiento y la distribución de masas; c) el análisis estático incremental se repite tantas veces como la razón entre el desplazamiento objetivo (normalmente el colapso del sistema) y el incremento de ese desplazamiento para lograr la convergencia (el número de incrementos normalmente no llegan a 100); d) el análisis dinámico es un análisis estático repetido tantas veces como la razón entre la duración del registro sísmico dividida entre el incremento de tiempo del análisis de historia temporal (el número de incrementos normalmente está en el rango de miles). Claramente lo antes descrito lleva a la conclusión que el análisis estático requiere modelos más simples, solamente la consideración de rigideces y acciones externas, además de una fracción muy pequeña del número de análisis comparado con el análisis dinámico. Concluyen los autores que esta es una de las principales razones para el amplio uso del empuje incremental (*pushover*) en los diversos requerimientos y códigos del proyecto sismo-resistente.

Así, la capacidad de los edificios para resistir cargas laterales típicamente se expresa mediante una curva de capacidad que se define como la relación de la fuerza lateral o cortante de base contra el desplazamiento de la cubierta o techo. En esta curva se evi-

dencia el comportamiento lineal de la estructura en la fase inicial, el comienzo de la plastificación, el progreso de la plastificación y el arribo a la máxima o última resistencia, después de lo cual ocurren grandes deformaciones sin aumento del cortante de base. Por tanto, la curva de capacidad muestra la degradación de la resistencia a causa del comportamiento frágil de los miembros estructurales o de sus conexiones cuando se sobrepasa la capacidad de deformación de estos elementos (Fig. 2.1).

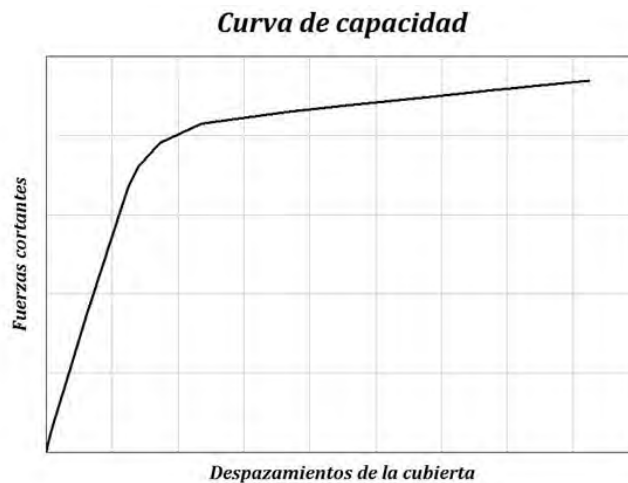


Figura 2.1. Esquema básico de la curva de capacidad

Esta incursión en el rango inelástico de la estructura hace que los diversos códigos sísmicos incluyan un factor de reducción o comportamiento R para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. Estos métodos están bien documentados en la literatura de la ingeniería sísmica y son extensamente usados, (Barbat y Bozzo 1997; Mata et al. 2008; Faleiro et al. 2010). Por ejemplo, en SEAOC (1995), entre muchos otros documentos e investigaciones, advierten que cuando la respuesta inelástica o no lineal es significativa, el análisis elástico debe utilizarse con mucha precaución. Esto se explica por cuanto en un análisis lineal las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento son constantes en el tiempo por lo que todos los desplazamientos, esfuerzos y reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas.

En el análisis estático no lineal la construcción de la curva de capacidad, aunque se basa en el análisis estático, considera la respuesta no lineal de los materiales. Así, muchas metodologías para determinar la capacidad de una edificación, (Risk UE II, ATC 40, FEMA 273, N2) tienen en común que las características no lineales (fuerza - deformación) de la estructura son representadas por una curva de capacidad estática, construida por un

Análisis Estático Incremental. Pinho et al. (2006) consideran que si la aplicación del patrón de cargas laterales en el empuje incremental es adaptada a la gradual degradación y pérdida de rigidez de los elementos estructurales (*Adaptive Pushover*), la curva de capacidad y los resultados obtenidos serán más representativos de las fuerzas sísmicas y de la capacidad última de la estructura.

Desde un punto de vista conceptual las estructuras proyectadas de acuerdo a los diversos códigos normativos sismo-resistentes tienen poca probabilidad de colapso, pero sí pueden sufrir daños considerables si quedan sujetas a una acción sísmica de intensidad mayor o igual a la máxima considerada en el diseño. La incertidumbre en el desempeño resulta de variables tanto del movimiento sísmico como de las características estructurales. FEMA 750 (2009) explica que los terremotos inducen cargas indirectas en las estructuras; con el movimiento del suelo, la estructura vibra y se desplaza. La vibración produce desplazamientos y rotaciones de elementos que inducen deformaciones y esfuerzos. Por otro lado, la determinación de la respuesta dinámica a estos movimientos es compleja en términos computacionales. El método básico de análisis en los diversos códigos normativos emplea una simplificación en términos de espectros de respuesta. Puesto que el espectro de respuesta de un movimiento sísmico específico aproxima el máximo valor de respuesta de una estructura a ese movimiento sin reflejar la historia temporal total, el llamado espectro de diseño es una aproximación normalizada y suavizada de muchos movimientos sísmicos característicos de una zona en particular.

En un proyecto sismo resistente normativo es fundamental diseñar un sistema estructural capaz de generar una respuesta adecuada ante acciones sísmicas y gravitacionales previsibles. La configuración estructural debe actuar como una unidad integral en la respuesta por lo que debe garantizarse un funcionamiento idóneo en términos de redundancia y continuidad. También debe revisarse que los elementos estructurales y las uniones tengan adecuada resistencia y rigidez ante cargas axiales, laterales y rotaciones.

La norma COVENIN 1756 (2001) en el *Método Estático Equivalente* establece que las fuerzas sísmicas de diseño que actúan sobre los elementos estructurales (barras, conexiones o apoyos), son fuerzas estáticas horizontales derivadas de un procedimiento modal-espectral en el rango elástico de respuesta establecido en la norma. Aunque estas fuerzas horizontales pueden actuar en cualquier dirección, un requerimiento básico es que se deben considerar en la dirección de las líneas estructurales de la edificación. La metodología

utiliza espectros de respuesta que son representativos, pero reducidos, de los movimientos sísmicos previsibles de mayor intensidad. Como resultado, ante un evento sísmico de esas características es probable que la estructura o los elementos estructurales lleguen a estados de fluencia, rótulas plásticas, deformaciones permanentes y/o pandeos, comportamientos todos ellos de características inelásticas. En este sentido, FEMA 750 (2009) advierte que terremotos recientes han mostrado que edificaciones con sistemas estructurales continuos, regulares y apropiadamente dúctiles diseñados con fuerzas menores a las inicialmente previstas en diseños elásticos, se han desempeñado adecuadamente. Las deformaciones elásticas calculadas bajo estas premisas son ampliadas en COVENIN 1756 (2001) según la expresión:

$$\Delta_i = 0.8R\Delta_{ei} \quad (2.3)$$

donde Δ_i es el desplazamiento lateral total del nivel i , R es el factor de reducción de respuesta inelástica y Δ_{ei} es el desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente. Esta deformación es usada para determinar los desplazamientos relativos de entrepiso y la demanda sísmica en elementos no estructurales que, en esta norma, no deben exceder 1.8% como valor límite de desplazamiento relativo entre niveles para ningún pórtico de la edificación.

2.3.1. Parámetros básicos para determinación de la capacidad

En un sistema estructural sismo-resistente se espera que alcance estados de fluencia significativa ante acciones que sobrepasen los esfuerzos de diseño. Fema 750 (2009) considera como fluencia significativa el punto en el cual aparezca la plastificación completa en forma de rótula plástica en regiones críticas de la estructura. Con el incremento de carga lateral aparecen nuevas rótulas plásticas y la capacidad (en forma de resistencia o corte basal) se incrementa hasta que se alcanza un punto máximo (último). Esta capacidad última desarrollada a lo largo de la curva que gráficamente muestra la capacidad vs desplazamiento de techo (curva de capacidad), es significativamente mayor que la mostrada en el punto de la primera fluencia; la razón entre ambos puntos se conoce como reserva de resistencia (Ω) y se expresa como:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_d} \quad (2.4)$$

Donde V_u es el cortante último y V_d es el cortante máximo elástico o cortante de diseño. Las previsiones normativas consideran que en sistemas estructurales sismo-resistentes con características de gran redundancia estructural donde la reserva de resistencia sea significativa, ésta también puede ser determinada por la plastificación en otros puntos de la estructura antes de la formación de rótulas plásticas. La reserva de resistencia obtenida por esta sollicitación inelástica proporciona la resistencia necesaria para que la estructura soporte los desplazamientos dinámicos y las vibraciones a que sería sometida por una acción cíclica generada por un sismo correspondiente al espectro de diseño utilizado.

La reserva de resistencia descrita resulta de formaciones sucesivas de deformaciones plásticas en un sistema hiperestático apropiadamente proyectado, pero existen otras formas adicionales de generar reserva de resistencia: los factores de mayoración para las acciones externas y de minoración para los esfuerzos máximos en los materiales aplicados en el diseño elemento por elemento de los sistemas estructurales; además, el diseño de sistemas para trabajar principalmente en rangos de esfuerzos plásticos, como los sistemas porticados, frecuentemente son controlados a nivel normativo por los desplazamientos horizontales por lo que los pórticos son proyectados para cumplir estos requerimientos generando secciones transversales mayores que las requeridas por resistencia. Todo esto tiene como consecuencia que las estructuras normalmente tienen mayor capacidad ante acciones laterales que la requerida por los códigos y que las deformaciones plásticas ocurren bajo cargas sísmicas mayores que las previstas normativamente.

Así, los estados límite en los sistemas estructurales deben y son establecidos en las diversas normas considerando que las acciones sobre la edificación sean mayores que las correspondientes a las primeras deformaciones plásticas. Algunos códigos como *ATC 40* especifican factores de reserva de resistencia para amplificar las acciones previstas en el proyecto sismo-resistente. Otros códigos, entre ellos COVENIN 1756 (2001), definen un factor de reducción o modificación de respuesta R . Estos factores no son valores máximos o mínimos a ser alcanzados. Son aproximaciones especificadas para teóricamente proporcionar un grado nominal de protección contra respuestas insatisfactorias de la edificación ante acciones sísmicas.

En *ATC 40* definen este factor de reducción de Respuesta R como la razón entre las fuerzas cortantes últimas (V_e) y de diseño (V_d) que teóricamente se podrían desarrollar

bajo la acción sísmica de diseño si la edificación tuviera un comportamiento elástico lineal hasta el colapso (Figura 2.2).

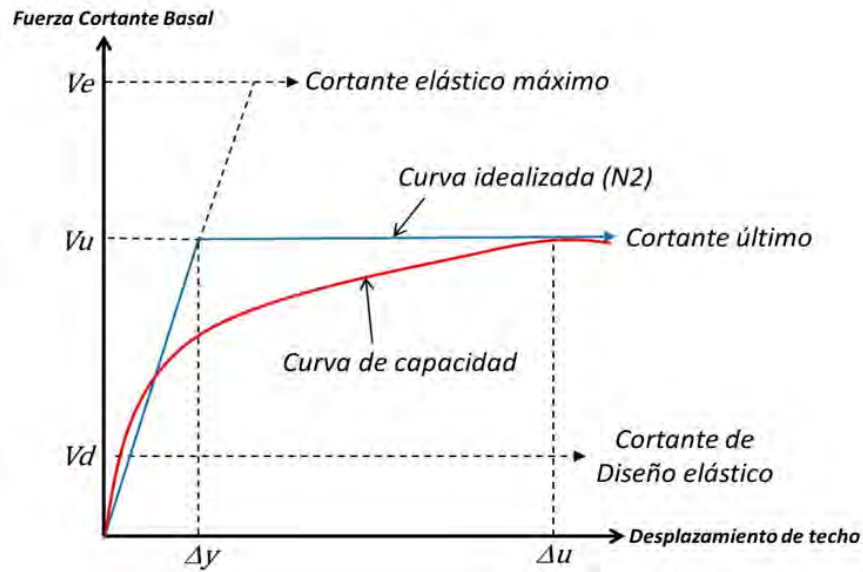


Figura 2.2. Características principales de la curva de capacidad

Los códigos sísmicos establecen que la estructura debe ser proyectada de manera que las deformaciones plásticas excedan la fuerza cortante de diseño, así que R , expresado como V_e/V_d , debe ser mayor que 1. Dado que los proyectos sismo-resistentes consideran fuerzas máximas menores que las producidas en un comportamiento lineal perfecto, este factor puede ser interpretado como un factor de reducción de la respuesta elástica. Esta reducción es posible debido a que mientras la estructura comienza las deformaciones plásticas y la fluencia, el período efectivo de la respuesta aumenta, lo cual en la mayoría de las estructuras resulta en una reducción de la demanda. Además, la acción sísmica en el rango inelástico puede producir una cantidad significativa de disipación de energía o amortiguación histerética, cuyas magnitudes dependen en muchos casos de los modelos constitutivos de los materiales, aún antes de la plastificación. Todos estos efectos introducen el parámetro de ductilidad (μ) del sistema, definido como:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.5)$$

donde Δ_u es el desplazamiento último del techo y Δ_y el desplazamiento cedente.

De esta forma es posible explicar como un sistema estructural sismo-resistente adecuadamente proyectado con una plastificación total significativamente menor que la demanda máxima elástica de la acción sísmica, sea capaz de tener un comportamiento adecuado ante un movimiento sísmico de diseño. Por otro lado, el nivel de energía capaz de disipar un componente depende de los cambios en la rigidez y la degradación de esfuerzos que experimenta el elemento mientras sufre ciclos crecientes de deformación inelástica. La capacidad de absorber o no esta demanda cíclica en términos de rigidez y degradación en resistencia es lo que define los parámetros estructurales de ductilidad y fragilidad.

En normas como COVENIN 1756 (2001) los valores de R están basados principalmente en la evaluación cualitativa del desempeño de los materiales y la configuración ante terremotos anteriores. Para un proyecto específico R tendría que ser escogido y utilizado con gran cuidado. Fema 750 (2009) sugiere que R debería ser de valores inferiores en estructuras con bajo nivel de redundancia donde pueden formarse rótulas plásticas casi simultáneamente y por tanto las fuerzas máximas se acercarían al nivel de diseño. Esto a su vez puede resultar en mayores efectos $P - \Delta$. Si además un sistema puede tener varios valores de R según los criterios normativos, debe ser escogido el menor. Esto significaría que el sistema entero tendrá su comportamiento controlado por el componente menos dúctil.

2.3.2. *Análisis Estático Incremental con patrón adaptativo de cargas*

Mwafy y Elnashai (2002) explican que la metodología Pushover convencional es sencilla de aplicar y requiere poco esfuerzo computacional comparado con otras alternativas, puesto que con la sola curva de capacidad producida por el análisis estático incremental se pueden obtener valores razonables de μ (véase ecuación 2.5) y Ω (ecuación 2.4). Sin embargo, tiene el inconveniente que, al ser un análisis estático, no considera la influencia del movimiento sísmico sobre los factores de reducción de respuesta. En este sentido han surgido alternativas al Pushover convencional donde son planteados análisis de empuje incremental que consideren amplificación espectral y modos superiores de vibración. Por otro lado, es evidente que el análisis Pushover convencional, debido a su naturaleza estática, no hace consideraciones dinámicas que pueden ser críticas en muchos casos, pero proporciona al proyectista una alternativa eficiente no solo a análisis dinámicos computacionalmente muy demandantes, sino que en muchos casos completa lo previsto en muchos códigos sísmicos. Sin embargo, la mejora fundamental del *Pushover Adaptativo* es

que considera en cada fase de carga el nivel presente de resistencia local e interacción modal en estados instantáneos de inelasticidad, incrementando de acuerdo a esto el factor de carga utilizado en cada ciclo. Con este enfoque, el patrón de cargas no se mantiene constante durante el análisis, sino que es continuamente actualizado basado en una combinación de las formas modales instantáneas correspondientes a los períodos inelásticos de la estructura. Estas formas modales están determinadas realizando análisis de modos propios de la matriz de rigidez correspondiente. Papanikolaou y Elnashai (2005) muestran un diagrama de flujo (Figura 2.3) para describir este proceso.

Las cargas modales para los diversos modos se definen así:

$$F_j^i = v^i \Phi_j^i m_j \quad (2.6)$$

donde F_j^i es la carga modal para el modo i aplicada en el grado de libertad j , v^i es el factor de participación modal del modo i , Φ_j^i es el eigenvector del modo i y m_j es la masa concentrada del grado de libertad j . Luego de definir los perfiles de cargas para todos los modos de vibración, una combinación modal *ABS/SRSS/CQC*, (*Sum of Absolute Values*, *Square Root of the Sum of Squares*, *Complete Quadratic Combination*) respectivamente, genera el vector de carga incrementado. Antes de la aplicación de este vector se realiza la normalización y multiplicación por el nuevo patrón de carga de manera que la magnitud de carga aplicada esté incrementada con respecto a la carga anterior, igual que se hace en el análisis convencional.

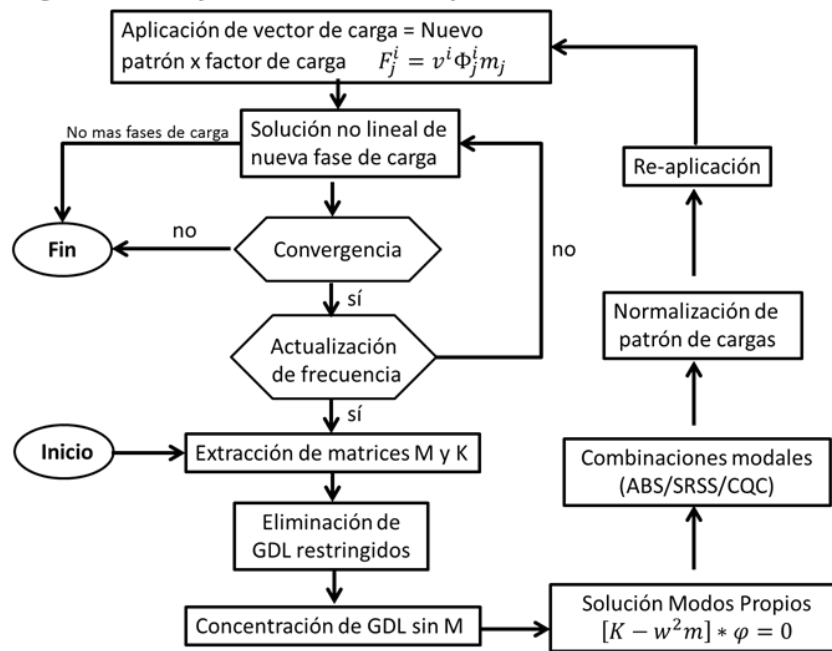
Diagrama de flujo de Pushover Adaptativo (Papanikolaou y Elnashai, 2005)

Figura 2.3. Diagrama de algoritmo del Adaptive Pushover. Papanokilaou y Elnashai (2005)

Investigaciones como las de Antoniou (2003), Elnashai (2002) y Pinho (2004), afirman que el *Pushover Adaptativo* se ha mostrado superior, en la mayoría de los casos y no inferior, en el peor caso, al pushover convencional en comparación con resultados de análisis dinámicos. Es importante destacar que la complejidad adicional requerida para realizar este proceso es grande con respecto al pushover convencional, sobre todo en términos de acceder a una solución matricial de valores propios y rigideces, el incremento adecuado del vector de carga aplicado y el control de desplazamientos inelásticos más allá del desplazamiento último. Sin embargo, estas complejidades son resueltas por los algoritmos de los programas utilizados para ello y no afectan al proyectista, por lo que es fundamental el uso de un programa con la confiabilidad suficiente para cumplir estos requerimientos.

2.3.3. Uso de espectros en el Empuje Incremental Adaptativo

Una de las características más importantes en el *Pushover Adaptativo* es que siendo un análisis esencialmente estático, permite incorporar características dinámicas en el análisis de la estructura al ser capaz de incorporar la consideración de amplificaciones espectrales generadas por los periodos inelásticos de la estructura, tal como lo explican diversos autores como Chopra y Goel (2004) y Antoniou y Pinho (2004).

El procedimiento adaptativo considera las contribuciones de los modos altos de vibración, así como la resistencia localizada y las características modales de la estructura, inducidas por la acumulación progresiva del daño. De esta forma la degradación de rigidez, el alargamiento de los períodos y la influencia de todos los modos de vibración pueden ser considerados explícitamente. Si además se incorpora el movimiento sísmico en el análisis se obtendrían los resultados específicos en el emplazamiento como es requerido en muchos códigos sísmicos. Esto se puede lograr con la utilización de espectros de respuesta representativos de las zonas de emplazamientos, sea en forma de acelerogramas reales o de espectros de diseño.

En el esquema de Papanikolaou y Elnashai (2005) (Figura 2.3), las propiedades dinámicas de la estructura son determinadas a través de análisis de eigenvalores (valores propios) que revisan la rigidez estructural a cada paso del análisis. Los mismos autores y otras investigaciones como la de Antoniou y Pinho (2005) amplían el escalado de fuerzas, incorporando formas espectrales de acelerogramas o espectros de respuesta específicos de emplazamientos en términos de la amplificación dinámica que el evento sísmico esperable tenga en los diferentes modos de vibración de la estructura. Los algoritmos básicos del Pushover Adaptativo propuesto por estos autores, han llevado a posteriores desarrollos y refinaciones que proporcionan mayor confiabilidad y exactitud en los resultados al compararse con estudios dinámicos y experimentales. Esto se realiza factorizando las fuerzas modales de cada nivel con el valor S_a en el instante (período) de ese modo de vibración, considerando así los efectos que el contenido frecuencial de un registro en función del tiempo específico, o un espectro, pueda tener en la respuesta de la estructura analizada. Es decir, la Ec. 2.6 se convierte en

$$F_j^i = v^i \Phi_j^i m_j * S_{a,j} \quad (2.7)$$

donde $S_{a,j}$ representa la ordenada del espectro de respuesta correspondiente al período de vibración del modo j o amplificación espectral (diferente S_a en cada modo de vibración). Pinho et al. (2008), entre otros, concluyen que la inclusión de características dinámicas de sismos en el Pushover Adaptativo a través del uso de espectros de respuesta producen resultados con mayor similitud a los resultados de análisis dinámicos. En comparación con los pushover sin amplificación espectral, en algunos casos los resultados son iguales o muy

parecidos, pero en ninguno de ellos el pushover con amplificación espectral estuvo más alejado de los resultados obtenidos en análisis dinámicos.

2.3.4. Espectro de capacidad

A partir de la curva de capacidad es posible construir el espectro de capacidad, que es una gráfica derivada de ella y cuyo propósito es facilitar la comparación directa con el espectro de demanda, Figura 2.4. El cortante de base se convierte en aceleración espectral y el desplazamiento de techo en desplazamiento espectral usando para ello propiedades modales que representan la respuesta al empuje incremental.

Freeman (1998) propone el llamado Método del Espectro Capacidad (MEC) para estudiar la capacidad inelástica de las estructuras, siendo ésta la metodología principal utilizada en el ATC 40 (2005). Por su parte, Fajfar (1998) ha formulado otra metodología llamada *N2*, que es una variación en la que los espectros de demanda inelásticos son determinados a partir de un espectro elástico de diseño suavizado.



Figura 2.4. Esquema básico del espectro de capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como *ADRS* (*Acceleration-Displacement-Response-Spectra*). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral. Para llevar a cabo esta transformación se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura: modos de vibración y el factor de participación modal, por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura. Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de

capacidad es por medio de las siguientes ecuaciones que están en los diversos códigos normativos con ésta u otras formulaciones similares equivalentes:

$$Sa_1 = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (2.8)$$

$$Sd_1 = \frac{\delta_i}{PF_1} \quad (2.9)$$

donde Sa_1 y Sd_1 son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente, V es el cortante en la base, W es la masa total, α_1 es la masa efectiva del primer modo de vibración, δ_i es el desplazamiento en el nivel i y PF_1 es el factor de participación modal del primer modo de vibración, que a su vez se expresa:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}/g}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^2/g} \quad (2.10)$$

siendo ϕ_{i1} el primer desplazamiento modal en la última planta del edificio, mientras que:

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}/g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n w_i/g \right] \left[\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^2/g \right]} \quad (2.11)$$

La representación espectral de la aceleración y el desplazamiento obtenida en las ecuaciones 2.8 y 2.9 representan la aceleración que sufre la masa desplazada según un modo fundamental y el desplazamiento generalizado del primer modo en el techo.

Por otro lado, la demanda está representada por el movimiento al que es sometida una edificación ante la acción sísmica, cuyas características deben ser compatibles con lo establecido por la norma COVENIN 1756 (2001) para obtener un espectro de diseño. De acuerdo a esto es necesario determinar a su vez el espectro de respuesta conteniendo los puntos de la respuesta elástica máxima de un sistema de un grado de libertad al ser sometido a un registro sísmico.

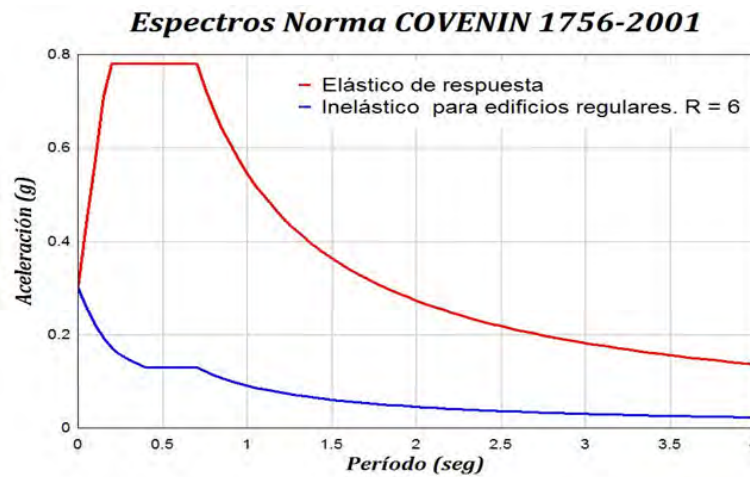


Figura 2.5. Espectro de respuesta y espectro de diseño

En la Figura 2.5 se muestra el espectro de diseño de las edificaciones estudiadas. A este espectro se le aplica un factor de reducción de respuesta que la norma define bajo la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de soportar grandes deformaciones sin llegar a colapsar.

2.4. Análisis dinámico

La respuesta sísmica de un sistema estructural depende de varios factores, entre los cuales pueden citarse las características dinámicas y las características del movimiento sísmico. Es necesario simular estos factores con el fin de predecir adecuadamente la respuesta, de manera que sea posible determinar la vulnerabilidad sísmica utilizando técnicas analíticas, experimentales o una combinación de ambas.

2.4.1. Análisis incremental

El análisis dinámico Incremental *IDA* (Vamvatsikos y Cornell, 2002), es un procedimiento desarrollado para la estimación precisa de la demanda sísmica y capacidad de las estructuras que requiere análisis no lineal de respuesta en función del tiempo (Time History Analysis o *THA*) de la estructura ante una selección de registros sísmicos, cada uno de ellos escalado a varios niveles de intensidad que abarquen la totalidad del rango de la respuesta estructural, desde el comportamiento elástico hasta la inestabilidad dinámica global. Puesto que el *IDA* es un proceso computacionalmente muy exigente, Han y Chopra (2006) han desarrollado un procedimiento aproximado basado en el procedimiento del análisis con empuje incremental modal. Se comparan los resultados del *IDA* y los Estados

Límite alcanzados en edificios de 3, 9 y 20 niveles en Sacramento y Los Angeles en California, con los resultados obtenidos en esos mismos edificios con el método propuesto, basándose en una colección de 20 acelerogramas. Los resultados demuestran que el procedimiento con empuje modal reduce el trabajo computacional en un factor de 30 (para el edificio de 9 plantas), proporcionando al mismo tiempo resultados con un nivel de precisión bastante adecuado, desde el comportamiento elástico hasta la inestabilidad dinámica global. Esto complementa lo planteado por Vamvatsikos y Cornell (2005) que definen un método para aproximar la curva de capacidad de una estructura con grados de libertad múltiples a un sistema simplificado de un grado de libertad susceptible de ser analizado a través del análisis simplificado del análisis con empuje incremental. Este procedimiento está restringido a estructuras con un primer modo dominante y define la gráfica esfuerzo-deformación del sistema de un grado de libertad para calibrarla con la estructura de múltiples grados de libertad; además determina la deformación pico del sistema no lineal de un grado de libertad con ecuaciones empíricas. Los autores concluyen que la demanda sísmica de las estructuras y la curva *IDA* basada en el empuje modal es bastante aproximada en el rango completo de derivas, incluso cerca del colapso. En los tres edificios estudiados el procedimiento aproximado es satisfactorio determinando los umbrales de Estados Límite de ocupación inmediata, prevención de colapso e inestabilidad global. Advierten que para obtener los resultados más exactos es fundamental seleccionar un modelo apropiado para el comportamiento dinámico no lineal de los sistemas de un solo grado de libertad que simule lo mejor posible el comportamiento del edificio, lo cual depende en gran medida de la ubicación y comportamiento de las rótulas plásticas.

2.4.2. Variables aleatorias y confiabilidad

En el análisis estructural existen muchos parámetros donde predomina la aleatoriedad, variabilidad en mediciones e incertidumbre en general (FEMA 350, 2000). Las normas de proyecto sismo-resistente reconocen implícitamente la importancia de estas incertidumbres en el proceso del diseño sísmico al incluir factores de seguridad genéricos en el modelo matemático, las propiedades de los materiales y en las solicitaciones aplicadas sobre la estructura (Melchers, 2002). Puesto que el proyecto sísmico basado en prestaciones requiere de la determinación de demanda y capacidad, ambos parámetros sujetos a incertidumbre, es muy importante el manejo de métodos eficientes en estimación de tales parámetros. A pesar del desarrollo de los métodos de análisis de confiabilidad estructural,

sigue existiendo la necesidad de nuevos enfoques para determinar incertidumbres en estructuras no lineales complejas (Liel et al. 2009). Los métodos basados en simulaciones Monte Carlo (*MC*), (Marushabi et al. 2004), son herramientas poderosas que pueden resolver casi cualquier problema por complejo que sea, pero demandan un número grande de análisis *THA* que requieren un importante trabajo computacional. Otros métodos aproximados han sido implementados con éxito para el cálculo de factores de seguridad, pero no en estructuras sujetas a grandes deformaciones inelásticas (Dolsek, 2009). Para aplicaciones de diseño sismo-resistente, el *IDA* es usado para controlar las incertidumbres producidas por las acciones sísmicas. Este método requiere fundamentalmente de múltiples *THA* con un conjunto de acelerogramas para proporcionar un estudio de comportamiento que abarque todos los Estados Límite, desde la respuesta elástica hasta el colapso (Vamvatsikos y Fragiadakis, 2009). Para resolver otras fuentes de incertidumbre, el enfoque *IDA* puede combinarse con métodos de análisis de confiabilidad estructural como la simulación Monte Carlo. Muchos investigadores sugieren la necesidad de desarrollar métodos de análisis más sencillos que puedan proporcionar estimas estadísticas de la respuesta utilizando recursos computacionales más simples. Fragiadakis y Vamvatsikos (2009) plantean un método basado en *IDA* reduciendo el trabajo computacional. Se basan en el análisis con empuje incremental, el cual requiere considerablemente menos recursos computacionales que el *IDA*. El método propuesto mantiene una evaluación global de desempeño en todo el rango de respuestas de la estructura, utilizando una relación con el *IDA* a través del factor de reducción de respuesta, períodos y ductilidad. Sugieren los autores que las rutinas del método propuesto tienen capacidad de aproximaciones aceptables aún cerca del colapso de la estructura usando, en lugar de un enfoque elastoplástico bilineal, una aproximación multilineal de la envolvente del análisis con empuje incremental. Este método, por lo tanto, permite hacer todas las simulaciones necesarias para obtener una estima de los efectos de la incertidumbre en la demanda y capacidad de la estructura. En un modelo de nueve niveles usado para referenciar y calibrar el método, realizaron simulaciones Monte Carlo y técnicas de estimación de momentos junto a este método y al análisis con empuje incremental para una rápida determinación de la variabilidad en el comportamiento sísmico considerando las incertidumbres asociadas. Los resultados mostraron valores muy aproximados a los proporcionados con Monte Carlo. Sin embargo, advierten los autores que estos resultados no se pueden extrapolar a edificios con características diferentes.

Uno de los principales objetivos del diseño sismo-resistente basado en desempeño es la estimación correcta de la demanda sísmica y la capacidad de la estructura. El comportamiento sísmico está altamente influenciado por aleatoriedad (debido a la variabilidad y naturaleza imprevisible de los movimientos y magnitudes sísmicas) y por la incertidumbre asociada a las idealizaciones asociadas al modelo estructural. Ignorar los efectos de estas aleatoriedades e incertidumbres significa que posiblemente las edificaciones estén siendo proyectadas y construidas sin el adecuado conocimiento del rango esperado de comportamiento. Algunos códigos normativos como SAC/FEMA (2000) reconocen la necesidad de evaluar tales incertidumbres incluyéndolas en la estimación del desempeño, pero generalmente estas consideraciones son incluidas de manera genérica en los distintos factores de seguridad considerados en el diseño. Vamvatsikos y Fragiadakis (2009) opinan que algunas de las más importantes contribuciones en este campo han propuesto el uso de simulaciones Monte Carlo bajo el contexto del *IDA* para incorporar el parámetro de incertidumbre. Así, citan a Liel et al. (2009) donde fue usado el *IDA* junto con Monte Carlo unido a una metodología de aproximación de respuesta para evaluar la incertidumbre del colapso de edificios de hormigón armado. Similarmente Dolsek (2001) ha propuesto usar Monte Carlo e *IDA* con el mismo propósito. Aunque ambas investigaciones sólo se aplicaron a edificios de hormigón armado y sólo discutieron la estimación de incertidumbre asociada a los Estados Límite de colapso, son generalizables y aplicables a una mayor variedad de edificios y Estados Límite.

Bajo estas premisas, Vamvatsikos y Fragiadakis (2009) han planteado el uso del Análisis Dinámico Incremental como una alternativa para evaluar la variabilidad de la demanda sísmica y la capacidad de modelos estructurales no deterministas a través de las simulaciones Monte Carlo y estimación aproximada de respuestas estructurales. Utilizaron un edificio con pórticos rígidos de acero; emplearon relaciones momento/rotación parametrizadas y condiciones no deterministas para las rótulas plásticas en las vigas. En éstas, los parámetros de incertidumbre incluían el momento de cedencia, la relación de endurecimiento post-fluencia, la pendiente de la curva descendente, capacidad del momento residual y la rotación última alcanzada. La simulación Monte Carlo y las técnicas de estimación de momentos son empleadas para incluir la incertidumbre de los parámetros inicialmente considerados en el comportamiento sísmico evaluado a través del *IDA*, generando diferentes combinaciones en rapidez de proceso y exactitud. Al utilizar una estructura de acero rígida de configuración convencional y enfocándose en las incertidumbres de los

parámetros del modelo, los autores consideran que su metodología es aplicable a una amplia gama de estructuras porticadas. El estudio determinó a través del *IDA* la variabilidad de los parámetros del modelo y la incertidumbre en la demanda sísmica y capacidad del edificio de nueve niveles con rótulas plásticas en las vigas. Los resultados en la variabilidad han mostrado desde el punto de vista del comportamiento sismo-resistente que las rótulas en las líneas resistentes principales se han formado después de un mayor desarrollo de la demanda sísmica. El punto de fluencia, ductilidad máxima, relación de rigidez y la ductilidad última tienen un impacto significativo, mientras que el endurecimiento y los momentos residuales son poco significativos. Emplearon la simulación Monte Carlo como medio principal para introducir la incertidumbre del modelo estructural en el comportamiento sísmico. A la vez determinaron ese comportamiento con métodos deterministas basados en prestaciones.

Concluyen que la incertidumbre en los parámetros relacionados con las rótulas en las vigas ha demostrado ser un factor muy importante en la estimación del desempeño y genera interrogantes sobre la validez de consideraciones actuales en la evaluación del desempeño. La noción acerca de que modelos con parámetros medios estadísticos producen demanda sísmica y capacidad estructural promedio pueden no ser del todo exacta. Sin embargo, el error es suficientemente bajo para que tal noción pueda ser considerada razonablemente adecuada para aplicaciones prácticas. Finalmente, la formulación *SRSS* (*Square Root of the Sum of the Squares*) para las respuestas modales máximas en la combinación de aleatoriedad e incertidumbre ha mostrado ser lo suficientemente exacta para algunos estados límites, pero no para otros. En general, en esta investigación los autores muestran que el *IDA* es una herramienta con capacidades suficientes para la estimación de incertidumbres en el comportamiento sísmico.

2.5. *Revisión por desempeño*

En cualquier edificación los desplazamientos laterales excesivos y/o descontrolados pueden crear graves problemas estructurales. Estudios teóricos y observaciones empíricas sobre respuesta dinámica han indicado una fuerte correlación entre la magnitud de desplazamientos relativos entre pisos y daño potencial en edificaciones. En una de las primeras propuestas al respecto, Scholl (1984) (Tabla 2.1), enfatiza el hecho que el potencial de daños relacionados con desplazamientos laterales es muy variable y depende de los

detalles estructurales y no estructurales. El autor ha propuesto la siguiente generalización de daños en relación al índice porcentual de desplazamiento relativo entre pisos:

Tabla 2.1.1. Relación entre desplazamiento relativo y daño potencial, Scholl (1984)

<i>% máximo</i>	<i>Nivel de daños</i>
<i>0.001 (0.1%)</i>	Posibles daños no estructurales
<i>0.002 (0.2%)</i>	Probables daños no estructurales
<i>0.007 (0.7%)</i>	Daños no estructurales probables y daños estructurales posibles
<i>0.015 (1.5%)</i>	Daños no estructurales con certeza y daño estructural probables

Elnashai y DiSarno (2008) hacen una propuesta con tres umbrales de desempeño y posibilidad de daño en la que relacionan niveles de desempeño, acción sísmica y tipos de daños con el desplazamiento relativo entre pisos (Tabla 2.2).

Tabla 2.1.2. Propuesta de Elnashai y DiSarno (2008)

<i>Nivel de desempeño</i>	<i>Tipo de Daño</i>	<i>Acción sísmica</i>		<i>Derivas entrepiso</i>
<i>Estado Límite</i>	<i>Nivel</i>	<i>Tipo</i>	<i>Probabilidad (%)</i>	<i>Valores en (%)</i>
Servicio	No estructural	Frecuente	50% en 50 años	$0.2 < d/h < 0.5$
Control de daños	Estructural moderado	Ocasional	10% en 50 años	$0.5 < d/h < 1.5$
Alerta de colapso	Estructural severo	Raro	2% en 50 años	$1.52 < d/h < 3.0$

Así mismo, Calvi (2012), entre otros investigadores, propone definir numéricamente el nivel de desempeño en función del desplazamiento relativo de entrepisos como parámetro único. Para ello ha utilizado los conceptos presentados en el documento *VISION 2000* extendidos en FEMA 356 (2000). (Tabla 2.3).

Tabla 2.1.3. Propuesta del Documento VISION 2000

<i>Nivel de desempeño</i>	<i>Descripción</i>	<i>Derivas entrepiso</i>
Totalmente operativo	Servicio ininterrumpido, daño despreciable	$< 0.2\%$
Operativo	Ocupación segura, daños ligeros, reparación en servicios no esenciales	$< 0.5\%$
Seguridad de vidas	Daños moderados, reparaciones posibles pero tal vez imprácticas	$< 1.5\%$
Alerta de colapso	Daños severos, prevención de colapso, caída de elementos no estructurales.	$< 2.5\%$

2.6.2. Punto de desempeño

Pujades et al. (2007) explican que el método del espectro de capacidad (Freeman 2008; ATC 40, 2005) permite la estimación de la matriz de probabilidad de daño correspondiente a un escenario sísmico o terremoto concreto mediante la obtención del llamado *punto de desempeño*² que proporciona el nivel de desplazamiento espectral producido en el edificio por el terremoto del escenario considerado. El método se fundamenta en cruzar los espectros de capacidad y de demanda en su formato *ADRS*. Este formato muestra las aceleraciones espectrales en función de los desplazamientos espectrales y permite superponer los espectros de demanda y de capacidad. El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda se conoce como el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (*Performance Point*) y representa el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a que se ve sometida; es decir, la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento. (Figura 2.6).

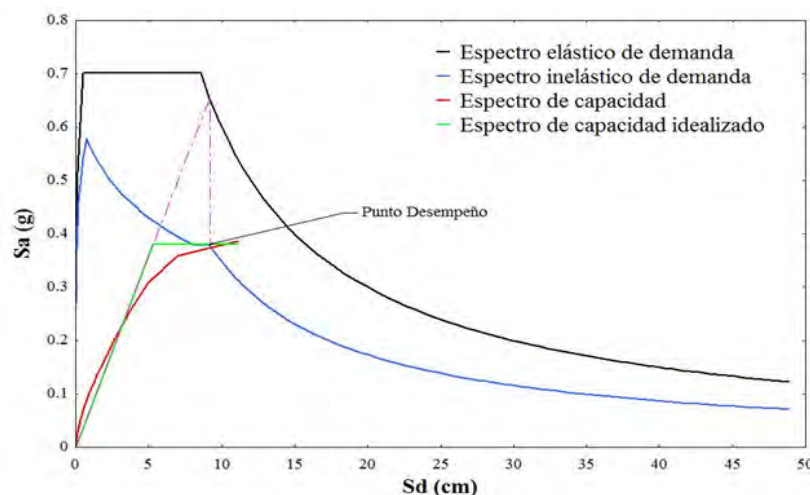


Figura 2.6. Punto de desempeño a partir de los espectros de capacidad y respuesta

Este punto debe pertenecer al espectro de capacidad ya que debe representar a la estructura y también pertenecer a la curva del espectro de demanda, entendido como el

² Fajfar, P. (2002). "Structural analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods". 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.

espectro de demanda no lineal reducido a partir del espectro de respuesta lineal con 5% de amortiguación. Cuando la intersección del espectro elástico de respuesta y el espectro de capacidad se halla en el rango de comportamiento lineal del espectro de capacidad, no es necesario efectuar la reducción del espectro por inelasticidad y el punto hallado es el punto de desempeño. En el caso más frecuente, este punto de corte se halla dentro del rango del comportamiento inelástico (*No Lineal*) y la determinación del punto de desempeño requiere un procedimiento iterativo descrito por, entre otros, Bonett (2003).

2.6.3. Daño estructural

Los requisitos de control de desplazamientos laterales están incluidos en las disposiciones de diseño de la mayoría los códigos sísmicos. Sin embargo, en muchos casos los códigos no son específicos sobre las consideraciones analíticas que deben usarse en el cálculo de esos desplazamientos. Además, la mayoría de los códigos no son claros sobre cómo influyen en la estabilidad efectos relacionados con los desplazamientos como las deformaciones $P-\Delta$, ni en cómo deben ser incorporados en la evaluación de desplazamientos últimos y los correspondientes esfuerzos sobre los elementos estructurales.

Además, cualquier factor que afecte el desplazamiento lateral influye a su vez en la estabilidad de la estructura. Entre estos factores está la rotación en la base de la estructura; cualquier rotación significativa a cualquier nivel sobre la base (como las causadas por la formación de rótulas plásticas en vigas o columnas), la torsión, asimetrías estructurales e irregularidades verticales y/o horizontales en la edificación. Farzad (2001) cita diversos investigadores que estudiaron los efectos provocados por la torsión y las asimetrías en edificios de mediana y gran altura, idealizando el comportamiento de las rótulas plásticas en elementos estructurales. Todos ellos encontraron reducciones significativas de hasta 66% en la capacidad de carga última lateral en el caso de desplazamiento relativos mayores al 1.5%.

El uso de los Análisis en el Tiempo (*THA*) y Análisis Dinámico Incremental (*IDA*) para evaluar la capacidad sísmica de estructuras de edificios, permite obtener estimaciones más realistas y confiables de la demanda de esfuerzos y deformaciones en distintos elementos del sistema estructural. Las características no lineales como la disipación de energía y la degradación de las fuerzas afectan de manera significativa la vulnerabilidad estructural bajo cargas sísmicas. Así, los sistemas estructurales con una gran capacidad de

disipación de energía son susceptibles de soportar deformaciones inelásticas mucho mayores que los sistemas con relativamente limitada capacidad de disipación de energía. En las normas de proyecto sismo-resistente actuales como AISC (2005), se espera que los sistemas estructurales alcancen deformaciones en la región inelástica bajo movimientos sísmicos severos.

2.6. *Estados de daño*

El proyecto sismo-resistente actual se fundamenta en la capacidad de disipación de la energía del terremoto a través de deformaciones inelásticas significativas (Bohórquez et al. 2011); a la vez, el análisis elástico usual de estructuras contempla que las fuerzas resultantes del espectro de respuesta idealizada que representan la sismicidad del sitio se reduzcan hasta un espectro inelástico. Esto produce cambios en la determinación del desplazamiento global elástico, que es la utilizada por la norma venezolana para ofrecer una evaluación de los daños sísmicos potenciales. Así, los límites de desplazamientos laterales que se determinan generalmente mediante relaciones que incorporan la altura de los pisos de la estructura del edificio, deben ser muy cuidadosamente establecidos.

2.6.1. *Desplazamientos globales y de entrepiso*

Annan et al. (2009) realizaron un estudio que tiene como objetivo la determinación del comportamiento inelástico de pórticos arriostrados de edificios de acero y la evaluación de sus demandas sísmicas y capacidades estando diseñados de acuerdo al código sísmico de Canadá, *NBCC* (2005). Como parámetros de la respuesta crítica se consideraron la deriva máxima de entrepiso y la deriva global. De su investigación, los autores encontraron que los edificios estudiados mostraron una respuesta modal inicial esperada, pero se mostraron más propensos a demanda en los modos superiores en las diferentes intensidades de las aceleraciones de diseño en todos los edificios estudiados. También concluyeron que, dentro de la respuesta estructural de los tres edificios de diferentes alturas del estudio, las derivas de entrepiso pueden ser consideradas satisfactorias pero la distribución de los desplazamientos laterales a lo largo de la altura de cada uno varía de registro a registro, sin embargo, marcando patrones muy similares. Los niveles superiores generalmente experimentan su máximo desplazamiento en el rango elástico de respuesta. En el rango inelástico, hay una alta concentración de inelasticidad sobre todo en el primer nivel. Además, la capacidad media en términos de aceleración espectral, $S_a(T_l, 5\%)$ para el Estado Límite de

prevención de colapso por deriva está en el rango entre 1.4 y 2.0 veces la capacidad media asociada al límite de deriva *NBCC* de 2.0%. Esto evidencia la existencia de un valor de deriva asociado con el colapso. Finalmente, la demanda por deriva y ductilidad varía de un registro a otro y también con la altura de cada pórtico.

2.6.2. Curvas de fragilidad

Son representaciones gráficas que se definen como una función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite en función de un estimador de acción sísmica. El parámetro que define o caracteriza la acción sísmica en las curvas de fragilidad suele ser la aceleración pico efectiva *PGA* y el desplazamiento espectral *sd* o la aceleración espectral *sa*, (Moreno, 2006). Señala esta investigadora que las curvas de fragilidad son una forma alternativa de definir las probabilidades de daño y los métodos que se basan en el espectro de capacidad; se consideran en general 5 estados de daño: *No daño*, *Leve*, *Moderado*, *Severo* y *Completo*. Para cada uno de los estados de daño la curva de fragilidad proporciona la probabilidad que ese estado de daño sea igualado o excedido como función de un parámetro que representa la acción sísmica que afecta a la edificación. En este caso el parámetro sísmico que se tiene en cuenta es el desplazamiento espectral *sd*.

Por su parte, Vargas (2014) explica que las curvas de fragilidad siguen una distribución lognormal, la cual queda definida por el valor medio y por la desviación típica establecida en *HAZUS 99* y *RISK-UE*:

$$P[ds_i/Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta ds_i} \ln \left(\frac{sd}{ds_i} \right) \right] \quad (2.12)$$

donde *sd* es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica, βds_i es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño *i*; $\ln(ds_i)$ es el valor medio de la distribución lognormal. Para la construcción de estas curvas se pre-establece que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño es del 50%; además, que el daño sísmico esperado en los edificios sigue una distribución de probabilidad binomial. Así, la distribución de probabilidades resultante se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2.1.4. Distribución de probabilidades para cuatro umbrales de daño

	$P(ds_1)$	$P(ds_2)$	$P(ds_3)$	$P(ds_4)$
$P(ds_1) = 0.5$	0.500	0.119	0.012	0.000
$P(ds_2) = 0.5$	0.896	0.500	0.135	0.008
$P(ds_3) = 0.5$	0.992	0.866	0.500	0.104
$P(ds_4) = 0.5$	1.000	0.988	0.981	0.500

Una vez con estos parámetros, para cada estado de daño se tienen cuatro puntos, efectuándose el mejor ajuste por la técnica estadística de los mínimos cuadrados.

2.6.3. Matriz de probabilidad de daño

A partir de las curvas de fragilidad calculadas se puede obtener la distribución del daño para cualquier valor de desplazamiento espectral del punto de capacidad por demanda de manera tal que se puede construir una matriz de probabilidad de daño. Estas matrices representan el daño estructural en función de una intensidad sísmica, es decir, definen la probabilidad de alcanzar un estado de daño para distintos niveles de aceleración.

Las matrices de probabilidad de daño expresan una probabilidad discreta de la distribución de daño para un tipo de estructura y una intensidad sísmica dada. Expresan la probabilidad condicional $P[D = j\{i\}]$ de obtener un nivel de daño en una determinada tipología igual a j , dado un terremoto de tamaño i .

El documento *ATC 13* (1985) propone matrices de probabilidad discretas basadas en el juicio de expertos. Di Pascuale (2001) expresa que la forma más conveniente de estimar un daño probable es por medio de la matriz de probabilidad de daño *MPD*; se supone que un grupo de edificios de una misma tipología estructural tendrán el mismo comportamiento bajo la acción de un mismo sismo y además el nivel de daño podría ser el mismo para todo el grupo de edificios.

Por su parte, Bermúdez (2010), señala que al conocer los factores de daño para cada intensidad es posible construir la matriz de probabilidad de daño, la cual es la forma más frecuentemente usada para estimar la probabilidad de un estado de daño donde se supone que un grupo de edificios de la misma tipología estructural, tendrán el mismo comportamiento bajo la acción de un mismo sismo y además el nivel de daño podría ser el mismo para todo el grupo de edificios. Tal como se menciona anteriormente, Moreno

(2006) explica que los umbrales de daño definidos por las matrices de probabilidad son cinco, comenzando por un estado de daño nulo o sin daño, seguido por daño leve, moderado, severo y completo.

2.6.4. Índice de daño esperado

Un punto crucial en el estudio de vulnerabilidad de edificaciones es la determinación del daño. Numerosa literatura científica ha desarrollado diversos métodos para establecer los parámetros indicadores de daño. Los primeros índices de daño que fueron considerados sólo tomaban en cuenta la ductilidad y el desplazamiento de entrepiso. El índice de ductilidad se define para rotación, μ_θ , curvatura, μ_ϕ , o desplazamiento, μ_δ , de la forma:

$$\begin{aligned}\mu_\theta &= \frac{\theta_m}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_y}; \mu_\phi = \frac{\phi_m}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_y}; \mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y} \\ &= 1 + \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_y} \quad (2.13)\end{aligned}$$

donde los sub índices m e y representan los puntos últimos (máximos) y de fluencia. Autores como Flores (2012) sugieren que los cálculos asuman la fluencia de los elementos bajo flexión anti simétrica. En todos los casos, el cociente se calcula para la sección más dañada a lo largo de la longitud de todo el miembro y no para el miembro como un todo. Park y Ang (1985), entre otros, señalan que, a pesar de sus limitaciones con respecto a las cargas de naturaleza cíclica inherentes a un movimiento sísmico, la ductilidad continúa siendo un parámetro de diseño crítico y es ampliamente utilizada en la evaluación estructural. La deriva (desplazamientos laterales relativos entre pisos) es el parámetro más usado en las normas de diseño sismo-resistente en las estructuras, principalmente por su simplicidad y fácil interpretación (Bonett, 2003). Sin embargo, presenta la misma limitación que la ductilidad en cuanto a la naturaleza histerética de la acción sísmica. Posteriormente, el modelado del daño acumulado se realiza considerando la suma de las deformaciones plásticas relativas que resultan en la sección de máxima deformación de un miembro sujeto a cargas histeréticas, o bien tomando en cuenta la suma de la energía de histéresis disipada en cada ciclo por dicha sección o con una combinación de ambas. En este contexto, Stephen y Yao (1987) proponen un índice de daño acumulado basado en la ductilidad del desplazamiento; definen la siguiente formulación:

$$Id = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta d^+}{\Delta d_f} \right)^{1-b_1 r} \quad (2.14)$$

Donde en $r = \frac{\Delta d^+}{\Delta d_f}$, Δd_f es el valor de Δd^+ (variación de deformación inelástica positiva en un ciclo i) en un ensayo histerético al alcanzar el colapso, b_1 es un parámetro experimental constante y n es el número de ciclos a que fue sometido el elemento.

Diversos investigadores proponen métodos basados en la energía disipada o en la combinación de daño acumulado y energía disipada. El índice más conocido y ampliamente usado es el de Park y Ang (1985) que consiste en una combinación lineal de deformación y absorción de energía normalizado:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (2.15)$$

el primer término considera el daño debido a deformación sin tomar en cuenta el daño acumulado que registra el segundo término.

Tabla 2.1.5. Índice de Daños propuesto por Park & Ang. (1985).

<i>Umbrales de Daño D</i>	<i>Valoración del desempeño</i>
$D < 0.1$	Ningún daño o agrietamiento menor localizado
$0.1 \leq D < 0.25$	Daño menor o agrietamiento menor extendido
$0.25 \leq D < 0.4$	Daño moderado o agrietamiento severo, astillamiento localizado
$0.4 \leq D < 1$	Daño severo o aplastamiento del concreto, refuerzo expuesto.
$D \geq 1$	Colapso

Este índice fue calibrado en un gran número de pruebas por los investigadores, determinando para distintos intervalos de valores el daño correspondiente del elemento. Posteriormente, Ang et al. (1989) sugirieron $D = 0.8$ como umbral del colapso.

Desde el punto de vista probabilístico, para una acción sísmica específica las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir del punto de desempeño (el cual está relacionado con la demanda sísmica específica y la capacidad estructural) y usando las curvas de fragilidad correspondientes (Moreno et al. 2007). Para esto es necesario obtener las probabilidades correspondientes a cada estado de daño (ED), por lo que la probabilidad de ocurrencia para cada estado de daño se define como:

$$P[ED_i/Sd] = P(ED_i/Sd) - P(ED_{i+1})/Sd) \quad (2.16)$$

donde $P[ED_i / Sd]$ es la probabilidad de que ocurra el estado de daño ED_i cuando la estructura tiene un desplazamiento espectral Sd . De esta forma es posible y sencilla la evaluación de cada edificio, para cada escenario, en cada zona y para cada estado de daño, una probabilidad de ocurrencia de daños. Para cuantificar los resultados se usa un parámetro ponderado de daño medio (I_{DM}) definido como:

$$I_{DM} = \sum_{i=0}^4 iP(i) \quad (2.17)$$

donde: i corresponde a cada estado de daño considerado y $P(i)$ es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño i , dado un desplazamiento espectral. El índice i toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para el estado de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente. Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y, además, se puede utilizar para representar escenarios de riesgo sísmico en un área determinada.

Con un enfoque diferente y revisando los criterios definidos por Ang et al. (1989) y el Proyecto RISK-UE, Pujades et al. (2014) desarrollan un modelo paramétrico para curvas de capacidad e índice de daño formulado directamente desde la capacidad de las edificaciones. Este modelo estudia la degradación de rigidez y disipación de energía consideradas en el punto de capacidad última. La metodología desarrollada se plantea como el ajuste paramétrico de las curvas o espectros de capacidad a través de funciones *Beta* y *Lognormales*, haciendo énfasis en el comportamiento matemático de tales curvas en su dominio no lineal. Además, los autores evolucionan la metodología hasta la formulación de un Índice de daño $IDcc$ que incluye y relaciona los conceptos de degradación de rigidez y disipación de energía, combinándolos bajo el criterio de la contribución porcentual al daño de cada uno de ellos; en el proceso, los autores desarrollan y proponen unos umbrales de daño alternativos a los de *Risk UE* que permiten construir curvas de fragilidad y gráficas de evolución de la probabilidad de daño. Además, los autores definen estos umbrales de daño con los valores límites 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 para los estados de daños *leve*, *moderado*, *severo* y *completo*, respectivamente, considerándose el estado de daño completo como la condición en la cual se hace más caro reparar el edificio que demolerlo y reconstruirlo.

2.6.5. Estabilidad estructural

Los códigos normativos de proyecto sismo-resistente actuales no definen explícitamente el colapso de una edificación, en el sentido que la seguridad estructural medida en función de la inestabilidad no se revisa de manera rigurosa. Las normas tratan de garantizar una seguridad adecuada contra el colapso de la estructura ante un evento sísmico de una forma indirecta, prescribiendo niveles mínimos de resistencia estructural compatibles con un nivel de demanda y ductilidad pre-establecido. Estos niveles mínimos requeridos de resistencia son principalmente los valores superiores de las curvas de capacidad y degradación de los elementos. Della Corte (2001) considera que esta metodología está estrictamente relacionada con el tipo de modelo histerético que pueda ser utilizado, normalmente modelos elasto-plásticos. En la mayoría de las provisiones sísmicas normativas el *Estado Límite Último* está asociado con el alcance de una condición de daño por encima de la cual no se consideran los valores numéricos del modelo matemático. Esto es adecuado para garantizar que el colapso de la estructura ocurriría bajo magnitudes sísmicas más grandes que las estipuladas en la normativa, referenciada a este *Estado Límite Último* y la amenaza sísmica característica de la zona del emplazamiento, pero la seguridad “numérica” ante el colapso de la edificación permanece no conocida.

Es claro que la única vía para obtener una predicción confiable de seguridad ante el colapso de una estructura es desarrollando modelos histeréticos capaces de considerar la degradación ante las cargas cíclicas, es decir, inestabilidad dinámica (Polese et al. 2013). Existe mucha literatura científica sobre índices de daño globales que profundizan sobre la conveniencia de evaluar la condición límite de estabilidad global, que es frecuentemente asociada a la aceleración pico del evento sísmico en términos de degradación (Villaverde, 2007).

Eads et al. (2013) insisten que la parametrización de una magnitud en términos físicos inherente a la estabilidad dinámica asociada a la degradación, es una de las condiciones de daño estructural que debe ser integrada en los diferentes códigos de proyecto sismo-resistente, puesto que la seguridad ante el colapso estructural es uno de los parámetros básicos de las normativas actuales. La norma venezolana define un coeficiente de estabilidad θ_i bajo la siguiente formulación:

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=1}^n W_j}{V_i(h_i - h_{1-i})} \quad (2.18)$$

donde δ_{ei} es el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos, W_i es el peso del nivel considerado, V_i es el cortante de diseño del nivel considerado y h_i es la altura del nivel i . Este coeficiente sólo se utiliza para considerar el efecto $P-\Delta$ si este coeficiente es mayor a 0.08. También establece la norma que la estructura debe ser redimensionada si el coeficiente no cumple:

$$\theta_{max} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25 \quad (2.19)$$

donde R es el factor de reducción de respuesta inelástico. Es claro que estas consideraciones de naturaleza principalmente estáticas y algunas similares en diversos códigos normativos no son suficientes para determinar algunas inestabilidades dinámicas resultantes de Análisis en el Tiempo (*THA*) o dinámicos incrementales *IDA*, (Massuni et al 2004). En este sentido, en este estudio se revisa un índice de estabilidad basado en la evolución del daño y que es compatible con los umbrales de daño propuestos en diversa literatura científica; esto permite la determinación de este parámetro como una herramienta de evaluación del desempeño límite de una edificación ante la acción sísmica.

2.7. Estructuras con pórticos mixtos

En el marco del estudio de estructuras con dos tipos de materiales en los elementos estructurales, algunas investigaciones se han centrado en el comportamiento de cada uno de estos materiales. En un estudio numérico-experimental, Papageorgiou et al. (2011) estudiaron una tipología estructural de edificaciones consistentes de dos partes: una parte inferior construida de hormigón armado y la parte superior de acero. Encontraron que en el proyecto sísmico de esta tipología existen muchas condiciones no usuales debido a las diferencias inherentes a la naturaleza de la respuesta dinámica de cada parte. Los autores se centraron específicamente en analizar las complicaciones generadas por los diferentes porcentajes de amortiguamiento en cada una pues esta tipología tiene amortiguamientos no regulares y modos de vibración muy complejos (Papageorgiou et al. 2010). La parte inferior de la estructura es llamada usualmente “estructura primaria” y la parte superior recibe el nombre de “estructura secundaria”. La irregularidad inducida a la estructura genera respuestas muy complejas cuando la edificación es sometida a acciones dinámicas

como la excitación producida por un terremoto. En el caso de niveles adicionales agregados a edificios de hormigón armado o acero, la estructura original frecuentemente se proyecta en términos de su capacidad sísmica; así, los niveles adicionales son o deberían ser configurados como pórticos livianos de acero con el propósito de reducir en lo posible la carga permanente adicional (Figura 2.7). En la investigación, ambas partes de la edificación permanecen en el rango elástico, evitando de este modo mezclar dentro de la metodología que uniformiza los porcentajes de amortiguación, los diferentes mecanismos de disipación de energía.



Figura 2.7. Vista general de estructura mixta con columnas de hormigón armado y de acero

Para la respuesta dinámica los autores consideraron 5% de amortiguamiento para la estructura primaria de hormigón armado y 2% para la estructura secundaria. El amortiguamiento equivalente fue ensayado con acelerogramas registrados y los resultados fueron satisfactorios. La validez de estos porcentajes fue comprobada en un edificio irregular de hormigón armado de varios niveles sometido a acciones sísmicas. Los resultados mostraron que el uso del amortiguamiento uniforme equivalente genera resultados similares a la distribución real de amortiguación y proporciona una aproximación mucho más real que al usarse un porcentaje global de 2% en toda la estructura. Sugieren los autores que el método propuesto sea utilizado en estructuras elásticas sin sistemas o mecanismos de amortiguación adicionales. Advierten que es necesario investigar más profundamente el efecto de irregularidades estructurales en términos de masa y distribución de rigidez,

puesto que la transición desde múltiples grados de libertad hasta los dos grados propuestos en la metodología no obtiene suficiente exactitud en el caso de irregularidades extremas.

Varias investigaciones durante los últimos años sugieren que los sistemas compuestos de columnas de hormigón-vigas de acero son apropiados para edificaciones de baja y mediana altura en regiones de moderada a alta peligrosidad sísmica (Liu et al. 2011). Dentro de esta tipología, Elghazouli, (2010) realizó una investigación con pórticos rígidos en la que estudiaron la influencia de parámetros relacionados con la configuración estructural, el diseño y las consideraciones de carga sobre el comportamiento sísmico inelástico. Hizo énfasis particular en pórticos proyectados según las previsiones de *Eurocode 8* (1998). Evaluó la validez de utilizar análisis estático no lineal, comparándolo con los resultados del análisis dinámico incremental, para lo cual utilizó acelerogramas de sismos específicamente seleccionados para ajustarse al espectro de diseño utilizado. Concluyó que la configuración de los pórticos, las acciones permanentes y el número de niveles tienen importancia significativa en las características de la respuesta inelástica de la estructura. Particularmente, consideraciones relativas a derivas entre niveles, rótulas plásticas, distribución de momentos, factores de intensidad sísmica y contribución de cargas variables tienen un impacto directo en el desempeño resultante. Las rótulas plásticas observadas en los pórticos dieron datos útiles sobre el comportamiento de la estructura: en la mayoría de los casos, excepto en pórticos con vanos muy cortos, las rótulas se formaron en un lado de los vanos bajo análisis con empuje incremental. Este efecto es muy significativo en pórticos compuestos debido a las características asimétricas en la capacidad de la sección transversal de las vigas. Señalan los autores que el pandeo lateral torsional y pandeo local ocurrió sólo en los pórticos de tres niveles, por lo que las configuraciones de baja altura y vanos largos son particularmente susceptibles a sufrir este efecto. Esto señala la necesidad de una interpretación o modificación muy cuidadosa de las previsiones normativas para diseño por resistencia y capacidad.

Los componentes secundarios en estructuras compuestas están sujetos a los movimientos sísmicos soportados por la estructura primaria y deben depender de sus propias características estructurales para resistir tales acciones (Chaudhuri y Gupta, 2002). Con estas consideraciones, Medina et al. (2006) estudiaron estadísticamente las demandas de aceleración máxima para estructuras secundarias o elementos no estructurales colocadas

en estructuras primarias porticadas. Determinaron las respuestas de estructuras con distintos niveles de rigidez de 3, 6, 9 y 18 niveles sujetas a conjuntos de 40 acelerogramas cada una. Consideraron los componentes secundarios con un solo grado de libertad, con masas pequeñas comparadas con la masa total de la estructura primaria. La investigación evalúa y cuantifica la dependencia de la aceleración máxima de factores como la posición, porcentaje de amortiguamiento de la estructura secundaria y las propiedades de la estructura primaria en términos de períodos modales, altura, distribución de rigideces y resistencia. Demostraron que en estructuras primarias se obtiene un beneficio añadido al permitir la disipación de energía a través del comportamiento inelástico: la reducción de las demandas de aceleración máximas sobre las estructuras secundarias y elementos no estructurales, especialmente aquellas con un período de vibración cercano al período de vibración de la estructura primaria. Proponen y recomiendan estimar específicamente las demandas de aceleración máxima para el proyecto de estructuras secundarias y componentes no estructurales colocados sobre estructuras primarias inelásticas.

2.7.1. Comportamiento de uniones mixtas

Una de las características clave del análisis avanzado y el diseño sísmico basado en prestaciones es la realización de un análisis no lineal profundo y detallado de edificaciones sometidas a cargas últimas (Longo et al. 2009). En este contexto, Li et al. (2011) proponen una metodología aplicable a pórticos híbridos de hormigón armado y acero revisando efectos como las imperfecciones iniciales, efecto gradual de agrietamiento y no linealidades geométricas y de materiales. En la Figura 2.8 se observa un ejemplo típico de estructura híbrida mostrando el uso combinado de componentes de acero (dúctiles) y de hormigón armado (frágiles). Sugieren estos autores que, en general, el efecto dominante sobre los elementos de esbeltez alta es la estabilidad, sobre todo cuando se utilizan materiales de alta resistencia como el acero y concluyen que la no linealidad del material y la consecuente no linealidad en la relación esfuerzo-deformación en los elementos de hormigón puede afectar de forma significativa el comportamiento estructural.



Figura 2.8. a) Unión de losas de acero y hormigón; b) Unión viga-columna; c) vista de vigas y columnas de acero y hormigón; d) Vista general de losas, vigas y correas.

Los autores consideran necesario realizar análisis que atiendan las no linealidades tanto geométricas y de materiales con el propósito de mejorar no sólo el diseño y la capacidad sino también para producir unos resultados más exactos, puesto que la no linealidad afecta la distribución de fuerzas en una estructura. Proponen una metodología que definen como “rótula plástica refinada” en la que las rótulas plásticas son modeladas como un resorte seccional con rigidez degradable debido a la gradual plastificación de la sección transversal. Basan su método en que la fluencia del material y la inestabilidad geométrica son fundamentales en controlar la resistencia última de los elementos y la estructura; además, consideran que la metodología es particularmente favorable para proyectos modificados.

2.7.2. Revisión de códigos de diseño sobre estructuras mixtas

Debido al reconocimiento de la importancia de los posibles riesgos sísmicos derivados de construcciones por debajo de las normas existentes, están emergiendo tanto la investigación de métodos para evaluar ese riesgo, como normas y directrices para abordar el problema de la evaluación y actualización estructural. Es así como Romao et al. (2009), aplicaron los procedimientos del *Eurocódigo 8-3* (2005) para evaluar si dos diferentes métodos de análisis conducen a resultados similares de seguridad identificando los factores

que pueden afectar a estos resultados. Estos se complementan con un enfoque probabilista que busca determinar si proporciones similares de demanda/capacidad conducen a resultados probabilistas similares. La configuración estructural de los dos modelos estudiados de pórticos rígidos sólo varió de un pórtico a otro en la rigidez de las columnas de cada pórtico. Los investigadores evaluaron la seguridad sísmica de las estructuras para los Estados Límite de carga y deformación. La aplicación de los procedimientos propuestos en *Eurocódigo 8-3* para cada Estado Límite y combinación de rigidez se realizó mediante métodos de análisis lineales y no lineales. En este último caso, se utilizaron tanto análisis con empuje incremental adaptativo como análisis dinámico, mientras que en el análisis lineal se consideró sólo el análisis de carga lateral estática.

En términos de la admisibilidad del análisis lineal, los resultados de las estructuras seleccionadas mostraron que no en todos los Estados Límite se ha cumplido el criterio de $\rho_{max} / \rho_{min} < 3$, donde ρ representa la demanda inelástica de las líneas resistentes primarias de la estructura. Por lo tanto, el análisis lineal no fue considerado para evaluación de la seguridad de estas estructuras. Los resultados de este análisis también indican que para las estructuras donde no fue considerado el diseño sísmico en el proyecto inicial, la aplicabilidad del análisis lineal sólo puede restringirse al Estado Límite de Daños Limitados y que éste parece ser el Estado Límite dominante. Los resultados del análisis dinámico no lineal concluyen que las características de los acelerogramas considerados tienen una gran influencia en los resultados de evaluación de deformaciones. Tales diferencias son el resultado directo de las diferencias observadas entre los espectros de respuesta de los registros y el espectro de la norma.

Movimientos sísmicos recientes han mostrado que algunas edificaciones diseñadas para el estado límite de servicio de acuerdo a las previsiones de normas sismo-resistentes vigentes, han sufrido severos daños en elementos estructurales y no estructurales (Longo et al. 2009; Alonso, 2012). Con el propósito de mejorar este comportamiento se han desarrollado múltiples investigaciones en las últimas décadas (Song y Ellingwood, 2009). En este contexto, Piluso et al. (2009) evalúan la frecuencia anual de exceder cierto Estado Límite (valor límite de desplazamiento relativo entre pisos en el rango de 0.002 a 0.005) siguiendo el enfoque probabilista adoptado por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* (2009) y sugerido por Jalayer y Cornell (2003). Se estudió un pórtico compuesto de hormigón y acero de dos niveles y se hicieron modelos numéricos y

ensayos experimentales a escala real. Como resultado, fue posible determinar la confiabilidad sísmica de un edificio compuesto diseñado de acuerdo a Liu et al. (2011) tomando en cuenta tanto la incertidumbre como las consideraciones aleatorias de cargas. Los resultados muestran que según las previsiones presentes en el *Eurocódigo 8*, se está muy cerca de exceder el límite superior del Estado Límite de colapso. Sin embargo, los requerimientos de FEMA 350 (2000) se cumplen en su totalidad. Estos resultados sugieren la necesidad de definir apropiadamente los valores de la probabilidad de falla correspondiente a los diferentes Estados Límite. En referencia a *Eurocódigo 8*, el edificio analizado es capaz de soportar movimientos sísmicos con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años con una confiabilidad de 99.81%. Sin embargo, debe considerarse que estos resultados no pueden ser generalizados a otras tipologías.

2.8. Construcciones mixtas en Venezuela

La utilización de estructuras cuyos elementos estructurales sean de acero y hormigón armado requiere la creación de disposiciones especiales de diseño sismo-resistente para edificaciones de esta tipología. Actualmente estas disposiciones, inicialmente basadas en las de estructuras convencionales de acero u hormigón armado, son muy genéricas y no detallan al proyectista criterios o parámetros específicos para el diseño o revisión estructural. Fratelli (2004) explica que este tipo de estructuras surge por la necesidad de obtener estructuras más livianas y dúctiles que ofrezcan un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

Estudiando el caso de una edificación educativa a la que se añadió un nivel adicional (Figura 2.9), en Ugel et al. (2013) su evaluación demostró que los desplazamientos laterales de la estructura son mayores al límite máximo permitido (0.012), aumentando la posibilidad de exceder las capacidades de deformación de los elementos estructurales y daños en los elementos no estructurales ante eventuales acciones sísmicas. Se concluyó que el comportamiento de la edificación ante las cargas gravitacionales no es satisfactorio ya que existen formaciones de rótulas plásticas y que los desplazamientos relativos alcanzados, asignan a la edificación una alta probabilidad de alcanzar el estado de daño de colapso parcial o total, contradiciendo la filosofía de una edificación esencial.

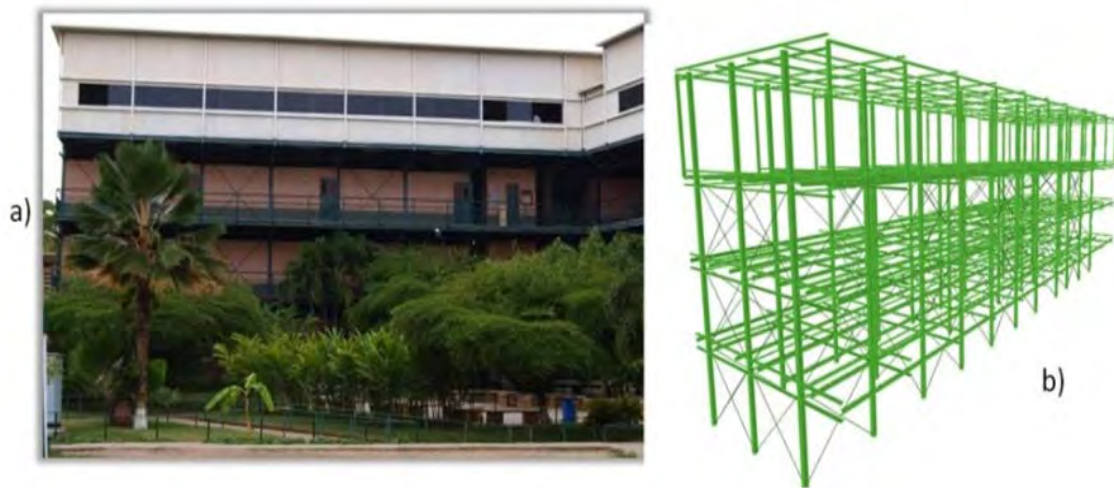


Figura 2.9. a) Vista general; b) Modelo de un módulo estructural modificado.

Ugel et al. (2012) estudiaron el comportamiento estructural de una edificación porticada compuesta de 3 niveles inferiores de concreto y un piso superior de acero donde se evidenció que la estructura tiene una alta probabilidad de sufrir desplazamientos laterales significativos a pesar del diseño adecuado desde el punto de normativo de los elementos. Se determinó que es insuficiente y no aconsejable aplicar el diseño elástico elemento por elemento ya que se pueden producir desplazamientos excesivos tanto globales como de entrepiso. Además, puede no cumplirse el criterio de *Columna Fuerte-Viga Débil* previsto en la norma venezolana, con lo que no se garantiza una respuesta dúctil cuando se alcanza el rango no lineal. Al ser rígidas las uniones viga-columna, todos los elementos de la estructura son susceptibles a fallar por sobrecarga al colapso de cualquier pórtico.

En esta investigación se hace clara la importancia de verificar las derivas de entrepiso en estas tipologías, puesto que bajas deformaciones en ciertos pisos pudieran compensar deformaciones excesivas en otros obteniéndose valores globales acordes con los normativos, pero aun así alcanzando el colapso de la estructura. Es importante resaltar que las curvas de fragilidad y la matriz de probabilidad de daño mostraron que la edificación tiene una alta probabilidad de sufrir daños severos a pesar de estar diseñada acorde a la normativa sísmica vigente. En las figuras 2.10 a 2.12 se muestran ejemplos típicos de edificaciones compuestas en la zona en estudio.



Figura 2.10. Vista externa de columnas de hormigón armado, vigas y losas de acero.



Figura 2.11. Vista interna de columnas de hormigón armado, vigas y losas de acero.



Figura 2.12. Vista general de edificaciones con pisos añadidos de acero estructural.

En otro estudio, Ugel et al. (2013) determinaron el comportamiento estructural de dos edificaciones porticadas con estructuras mixtas de 5 niveles. Fue claro que el análisis estático y el diseño lineal son insuficientes para el proyecto sismo-resistente de esta tipología de estructuras por cuanto el diseño de elementos a partir de criterios elásticos quedó rápidamente anulado al hacerse el control de desplazamientos; además las secciones optimizadas para las cargas gravitacionales produjeron resultados dispares al introducirse en el análisis la acción sísmica. Por otra parte, parámetros como el factor de reducción de respuesta no generaron los resultados que se podría esperar desde el punto de vista normativo puesto que los valores de respuesta encontrados fueron muy alejados respecto al factor de reducción normativo.

Del control de desplazamientos se concluyó que, a pesar de haber cumplido con lo previsto normativamente en el análisis lineal, en el análisis no lineal resultaron generalmente mayores a los normativos. Esto implica que, siendo una estructura resistente desde el punto de vista de cargas gravitacionales, sigue siendo dominada estructuralmente por los desplazamientos inelásticos tanto estáticos como dinámicos, requiriéndose por lo tanto un estudio y análisis más detallado de este mecanismo de falla. El resultado obtenido en el que los mayores desplazamientos relativos entre niveles se consiguieron consistentemente entre los niveles 2 y 3, concuerda con lo concluido por, entre otros, Bermúdez (2010) y Annan et al. (2009), quienes aseguran que los niveles superiores generalmente experimentan su máximo desplazamiento en el rango elástico de respuesta, mientras que en el rango inelástico hay una alta concentración de inelasticidad en los niveles bajos, sobre todo en el primer nivel.

2.9.1 Uniones de columnas mixtas

La norma venezolana COVENIN 1618 (1998) no hace referencia específica para las uniones columna de acero - columna de hormigón; Por otro lado, para la conexión entre columnas de acero y pedestales de fundaciones de hormigón armado, la misma norma sólo establece unos parámetros para el espesor de las placas y longitud de anclajes en dicha conexión. Así, las uniones mixtas objeto de este estudio han sido proyectadas según lo que establece AISC (2005) para uniones de columnas de acero con bases de hormigón. Allí se establece que, en el caso de uniones rígidas, las acciones predominantes son las cargas axiales sobre la base y las fuerzas de corte, que se hacen muy significativas en el caso de acciones laterales sobre todo cuando son dinámicas y de carácter cíclico. Por ello se hace obligatorio el diseño y uso de anclajes (Figura 2.13). Para el diseño específico de las placas base y anclajes de las uniones se usaron los procedimientos y criterios propuestos por Galambos et al. (1996), McCormac & Nelson (2002) y DeWolf & Ricker (1990).



Figura 2.13. Unión mixta típica de AISC para diseño de placa-base.

3. MARCO METODOLOGICO

La evaluación del comportamiento sísmico de edificios existentes es a menudo una tarea más difícil que el diseño sísmico de nuevas edificaciones dado que son necesarios métodos de análisis no lineales y no muy comunes para obtener resultados confiables para este tipo de valuación. Kreslin y Fajfar (2010) advierten que su aplicación en configuraciones complejas, como es el caso de estructuras compuestas, no es sencilla por cuanto generalmente estos métodos son evaluados en modelos altamente idealizados. Cualquier evaluación sismo-resistente tiene dos aspectos fundamentales: la acción sísmica y la edificación. Ambos aspectos involucran una enorme cantidad de variables que deben ser analizadas, idealizadas o condicionadas por los criterios específicos de cada proyecto sismo-resistente. Así, cualquier metodología de evaluación debe empezar por la caracterización de las acciones externas a la edificación.

3.1. *Consideraciones acerca de la norma sismo-resistente COVENIN 1756:2001*

La norma sismo-resistente venezolana COVENIN 1756 (2001) está orientada al análisis y diseño de nuevas edificaciones de hormigón armado, acero y estructuras mixtas de acero-hormigón; no incluye edificaciones prefabricadas de hormigón u otro tipo de estructuras que no son edificios en sentido estricto, tales como puentes, tanques o diques. La norma acepta que la estructura sismo-resistente puede ser deformada hasta el rango inelástico sin pérdida sensible de resistencia y la confiabilidad final de la edificación para resistir terremotos dependerá no sólo del cumplimiento de las regulaciones de la norma sino de un proceso adecuado de ejecución, inspección y mantenimiento de la propia edificación (Hernández, 2009). Se define como propósito principal asegurar que en el evento de terremotos: a) se proteja la vida humana, b) se reduzca el daño a las edificaciones, c) que las facilidades esenciales permanezcan en operación.

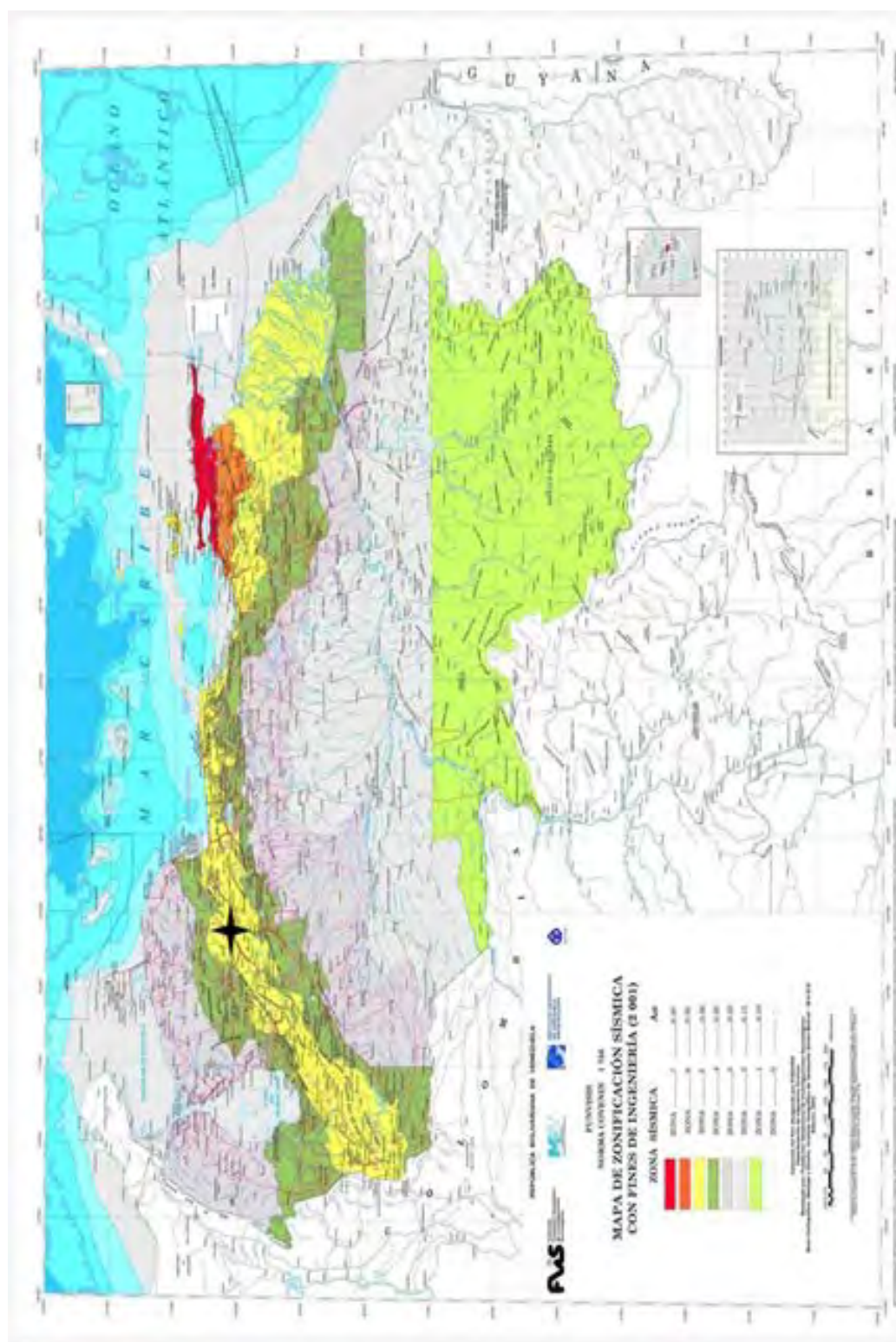


Figura 3.1. Emplazamiento de las edificaciones. Se encuentran en la zona de amenaza sísmica de moderada a alta (color amarillo).

Se establece que el terremoto de diseño tiene un 10% de probabilidad de excederse en 50 años (período de recurrencia de 475 años). En la Figura 3.1 se observa que el país se divide en 8 zonas sísmicas (0 a 7) con la más alta sismicidad a lo largo de la costa y descendiendo hacia el interior. El área metropolitana Barquisimeto - Cabudare se ubica en una zona correspondiente al nivel 5, definida como zona de amenaza sísmica de moderada a alta.

Las 8 zonas sísmicas están agrupadas en tres niveles de riesgo sísmico (alto, moderado y bajo). El nivel 5 corresponde a una amenaza sísmica alta y se le asigna un coeficiente de aceleración horizontal A_0 de 0.30 g, (Fig. 3.9).

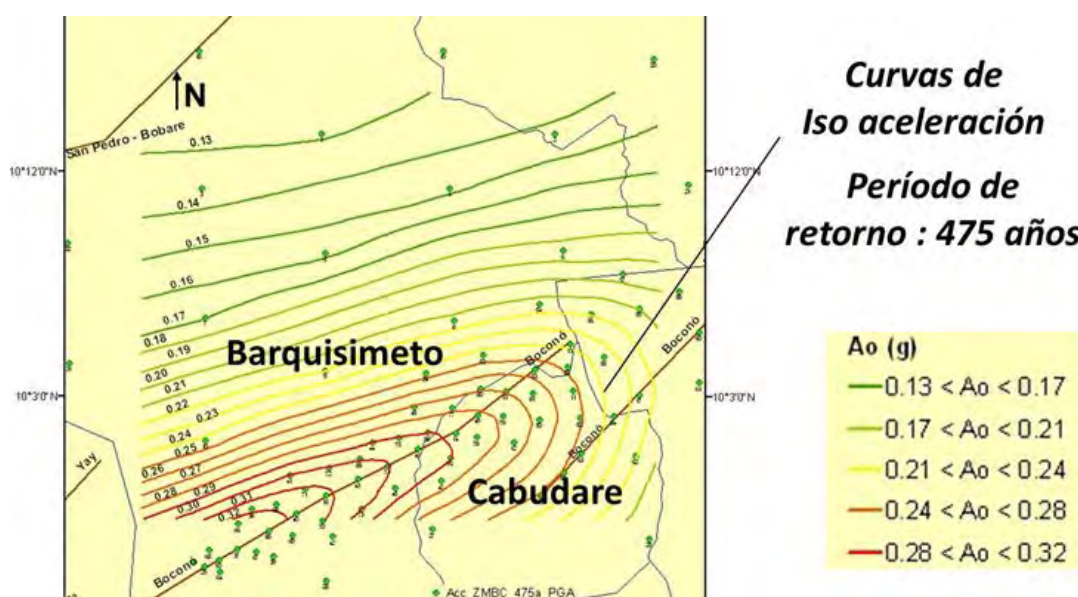


Figura 3.2. Mapa de isoaceleraciones de la zona en estudio

Para el sitio se definen seis tipos de materiales de suelo en términos de la velocidad de las ondas de corte. La profundidad y las zonas sísmicas se utilizan para definir el tipo de Forma Espectral y el Factor de Corrección ϕ . Para este estudio se considera la Forma espectral S2, correspondiente a *roca suave, suelos muy duros o muy densos*, con un factor de corrección ϕ de 0,90. Las Figuras 3.3 y 3.4 muestran los espectros inelásticos y para la zona en estudio correspondientes a un factor de reducción de respuesta inelástico $R = 6$.

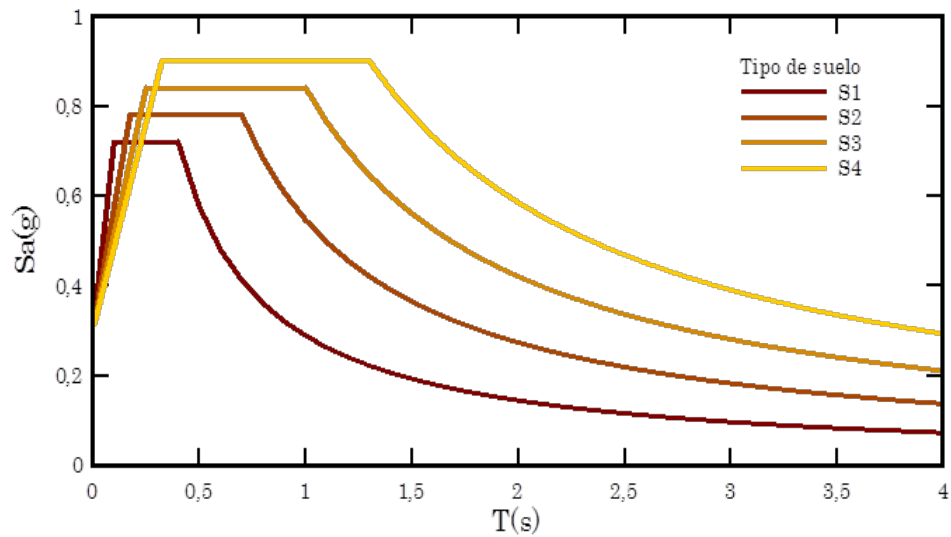


Figura 3.3. Formas espectrales de la zona en estudio para diferentes tipos de suelos

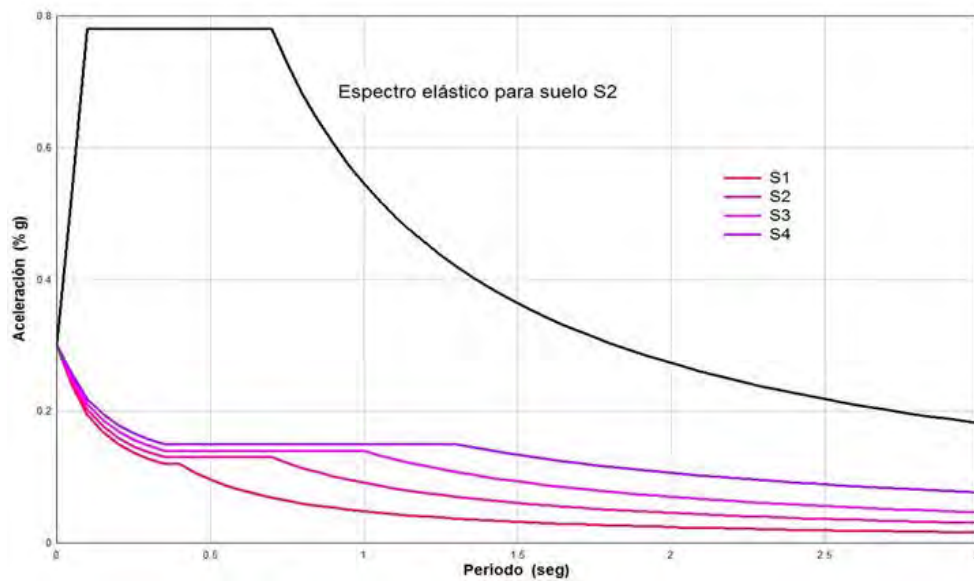


Figura 3.4. Espectros de diseño para $R = 6$

En la ubicación de la zona en estudio en la condición de zona de amenaza sísmica moderada a alta, Covenin 1756 (2001) ha considerado diversos aspectos geotécnicos y sismológicos, algunos de los cuales se muestran en las Figuras 3.5 a 3.7.

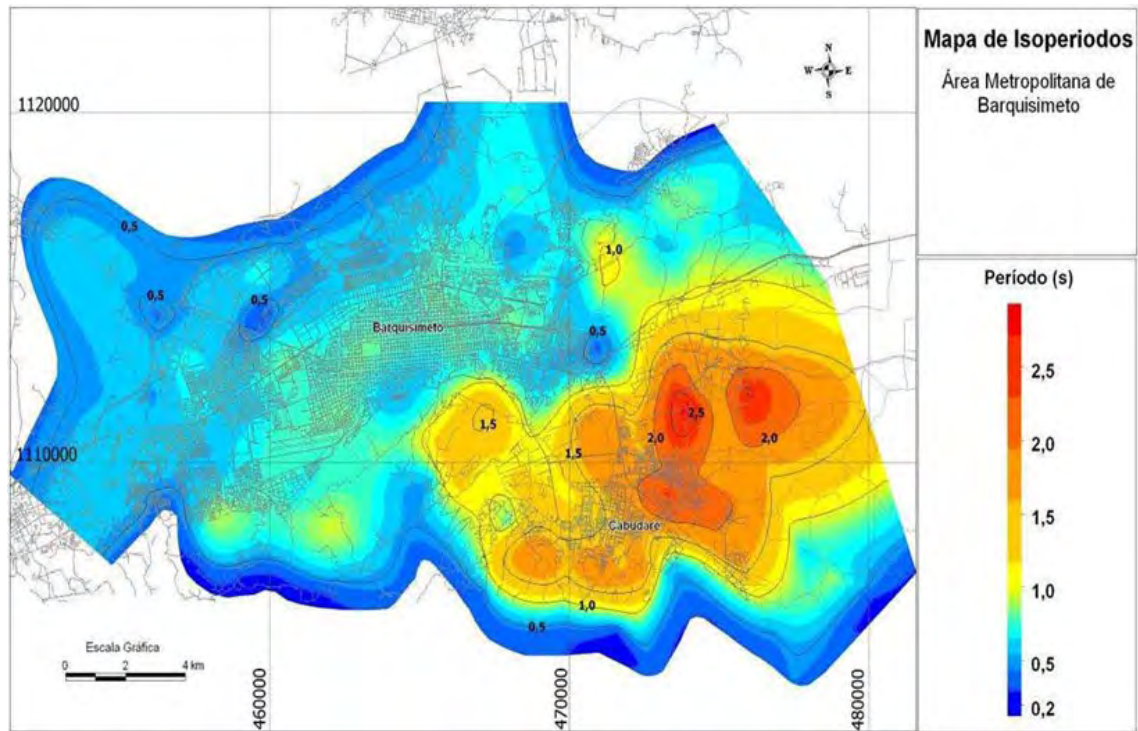


Figura 3.5. Mapa de isoperiodos de la zona en estudio.

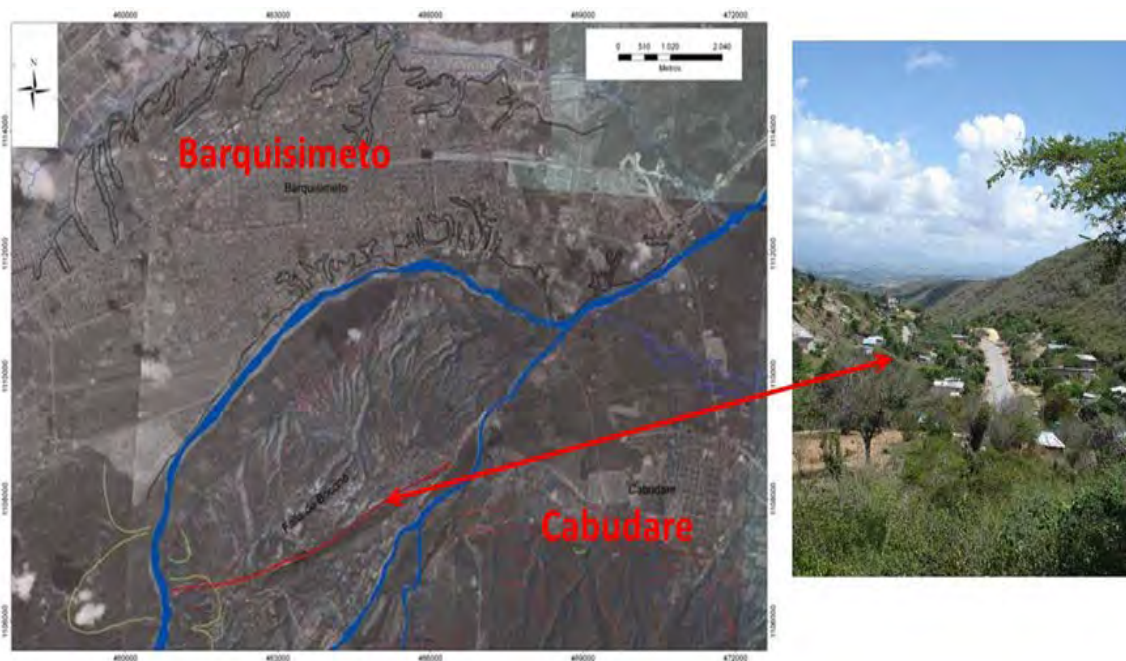


Figura 3.6. Vista de ramificación de la falla de Boconó, adyacente a la zona en estudio.

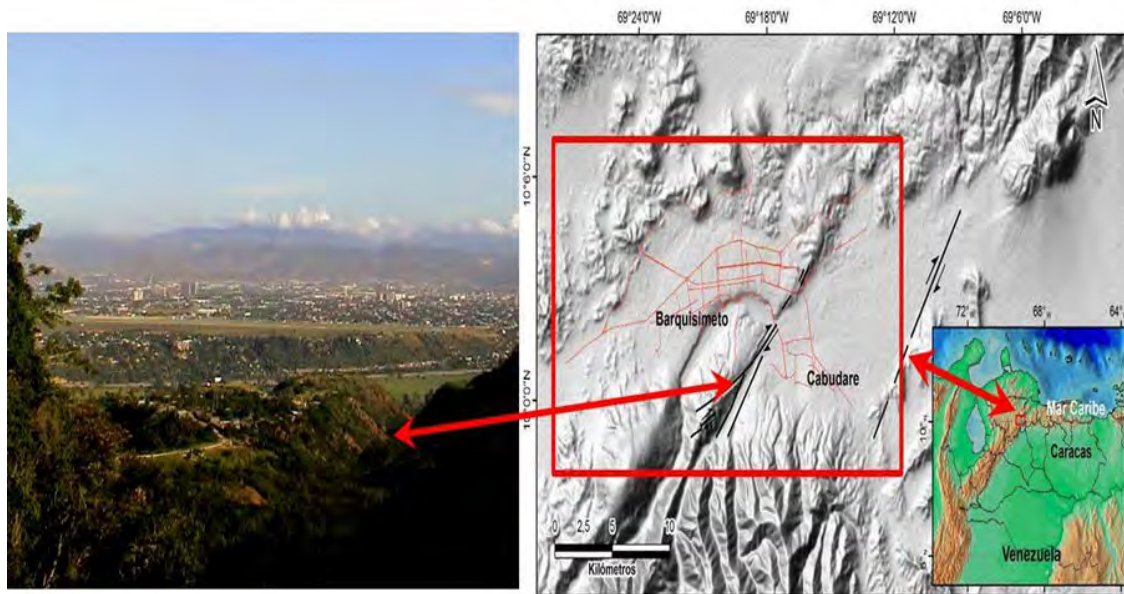


Figura 3.7. Ubicación general de la zona en estudio respecto a la falla de Boconó.

3.2.1 Selección de acelerogramas

Para una predicción confiable de la respuesta inelástica de las edificaciones ante una excitación sísmica, el modelado de la acción sísmica puede ser realizado mediante la introducción de gráficos de funciones de carga de aceleración sintéticas (acelerogramas) generados en base a sismos reales compatibles con el espectro de la zona en estudio o que hayan producido daños en edificaciones cuyas consecuencias puedan ser relevantes en esta investigación.

En el estudio inicialmente se han revisado registros de datos de *PEER Ground-Motion Database* y de *Funvisis* con acelerogramas de magnitudes $5.0 \leq M_w \leq 7.0$ y $400 \leq V_{s30} \leq 600$ m/s. Para la selección de los registros se evaluó el nivel de amenaza de la zona en la que están ubicados los epicentros, los tipos de daños estructurales causados por el evento y que sean naturalmente o susceptibles de ser compatibles con el espectro de diseño venezolano. Para considerar la mayor variabilidad posible en los registros y no orientar los resultados por características específicas del terreno, no se consideraron registros ubicados en zonas cercanas unas de otras. De cada uno de los componentes axiales horizontales, se eligió el que tuviera el espectro más cercano al espectro normativo y la aceleración de diseño. De todo esto se eligieron cinco acelerogramas reales compatibles y se han generado otros cinco dentro del rango de períodos de 0.05 a 4.0 seg agregando contenido frecuencial de manera que los espectros de respuesta sean mucho más compatibles con el espectro

objetivo, pero sin cambiar significativamente la forma general de la señal. Posteriormente se siguió el procedimiento propuesto por Gasparini y Vanmarcke (1976) para generar acelerogramas artificiales cuyo espectro de respuesta fueran compatibles con el espectro objetivo; para ello se usó la envolvente función exponencial (Liu 1969), y la envolvente de Saragoni y Hart (1974) teniendo como parámetros fundamentales la desviación media y la duración significativa correspondiente a la intensidad de Arias, tal como sugieren Abrahamson y Silva (1996) y otras investigaciones. Los acelerogramas artificiales generados tienen espectros compatibles con el espectro objetivo y contenidos frecuenciales muy similares. Finalmente, se realizó la generación y ajuste de un grupo de acelerogramas sintéticos basados en las características geotécnicas del emplazamiento y de los sismos registrados en la zona, siguiendo el procedimiento de Hallodorsen y Papageorgiou (2005). En este caso se parte de un acelerograma compatible con el espectro normativo, adaptando su contenido frecuencial usando el método de transformación de Fourier.

Se revisaron más de 20 registros sísmicos de los cuales, tal como fue mencionado antes, se han elegido 5 registros originales con los cuales se han construido 10 acelerogramas compatibles con el espectro de diseño normativo del tipo de suelo predominante en la zona de estudio. Estos sismos originales fueron escogidos considerando criterios como los daños producidos en las edificaciones, como el caso de los sismos de Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994 en California, los cuales generaron daños masivos en las uniones columna-viga sobre todo en las conexiones soldadas (Song y Elliswood 2009). Otro criterio considerado en la selección de los registros fue la cercanía a la zona de estudio y similitud en cuanto a zona de peligrosidad sísmica, como es el caso del sismo de Tucacas, Venezuela, en 2009 y características geológicas y de magnitud de la señal, como el de Trinidad (Colorado, USA) en 1983. Los registros originales fueron ajustados a duraciones similares de 20 seg, con duraciones significativas oscilando entre 7 y 12 seg. También se consideró para la elección de los registros la desviación y la dispersión máxima con respecto al espectro compatible fue de 9%. En la Figura 3.8 son mostrados los acelerogramas híbridos utilizados, en la Figura 3.9 se muestran los artificiales (6A, 7A y 8A) y los sintéticos o sismológicos (9S y 10S). La Figura 3.10 muestra los espectros de los sismos utilizados y se comparan con el espectro de diseño del suelo de la zona en estudio. En la Tabla 3.1 están detallados los parámetros principales de cada acelerograma.

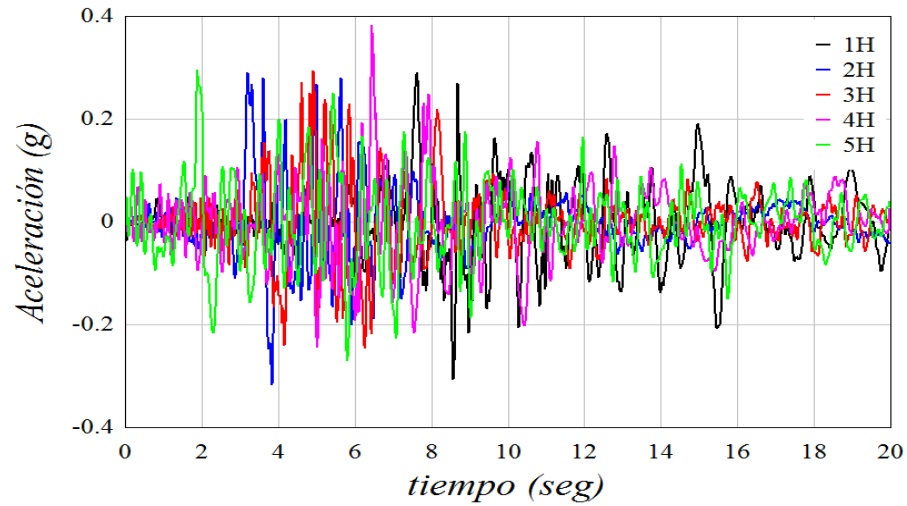


Figura 3.8. Acelerogramas híbridos

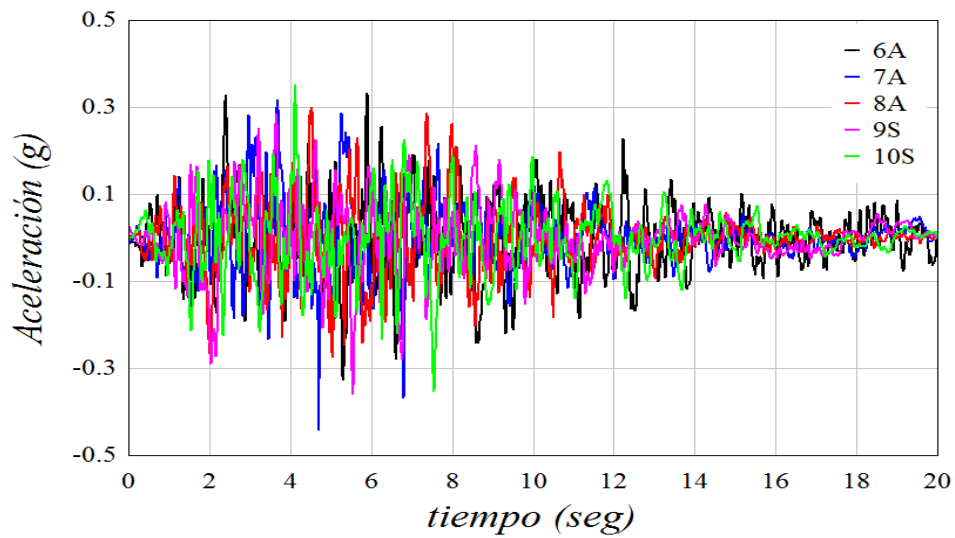


Figura 3.9. Acelerogramas artificiales y sintéticos

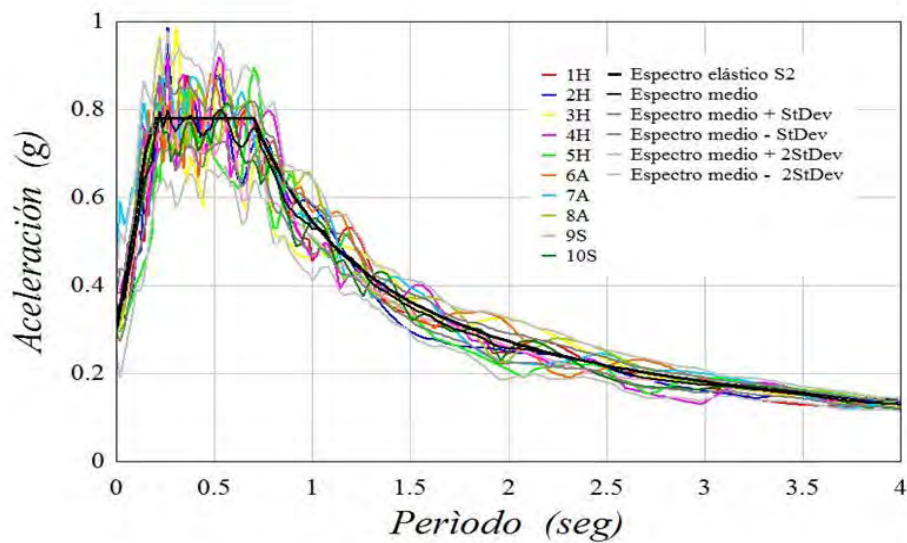


Figura 3.10. Espectros de respuesta compatibles con espectro de diseño COVENIN

Tabla 3.1. Parámetros característicos de los acelerogramas

Acelerograma	1H	2H	3H	4H	5H	6A	7A	8A	9S	10S
<i>Aceleración máx. (g)</i>	0.31	0.32	0.29	0.38	0.30	0.33	0.44	0.30	0.36	0.35
<i>Desplazamiento Máx. (cm)</i>	25.75	27.55	24.64	33.69	28.74	14.88	62.62	16.67	79.93	17.27
<i>Aceleración RMS (g)</i>	0.07	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.08	0.08	0.07	0.08
<i>Desplazamiento RMS (cm)</i>	10.78	14.59	8.01	14.48	13.82	5.64	42.81	5.91	49.49	6.78
<i>Intensidad Arias (m/s)</i>	1.63	1.29	1.32	1.66	1.80	2.23	1.74	1.76	1.73	1.75
<i>Intensidad Housner (cm)</i>	177.6	171.2	185.4	177.9	164.4	182.8	177.1	185.7	169.9	174.3
<i>Aceleración Máx Sostenida (g)</i>	0.22	0.28	0.24	0.24	0.25	0.33	0.32	0.27	0.28	0.23
<i>Aceleración de diseño Efectiva (g)</i>	0.31	0.30	0.27	0.38	0.30	0.32	0.32	0.29	0.34	0.34
<i>Parámetro A95 (g)</i>	0.30	0.31	0.29	0.38	0.29	0.33	0.44	0.29	0.35	0.35
<i>Período predominante (s)</i>	0.36	0.26	0.30	0.52	0.70	0.48	0.38	0.42	0.72	0.56
<i>Duración significativa (s)</i>	11.27	9.85	12.30	12.68	14.40	13.46	9.91	9.29	11.85	11.58

3.2.2 Acción sísmica normativa

La norma venezolana Covenin 1756 (2001) establece que las edificaciones porticadas resistentes a momentos (nivel de diseño ND3), sean de hormigón armado, acero estructural o mixtas, que estén emplazadas en una zona con nivel de amenaza sísmica de moderada a alta (Zona 5), deben ser diseñadas y verificadas estructuralmente para mantener un nivel de servicio ocupacional ante acciones sísmicas probables para esa zona. Por otro lado, la misma norma establece que en edificaciones con alturas no mayores de 30 metros o 10 niveles con plantas regulares, el método de análisis es el llamado *Método Estático Equivalente*. Esta metodología se basa en dos criterios fundamentales: la determinación de la fuerza cortante en la base y la distribución de esta fuerza a todo lo alto de la estructura debido a los efectos traslacionales. (COVENIN 1756, 2001). La norma establece que la fuerza cortante en la base (*Cortante Basal*) expresa la acción sísmica al sustituirse por una carga estática (V_0), definida de la siguiente manera:

$$V_0 = \mu A_d W_{total} \quad (3.1)$$

A_d es la ordenada del espectro de diseño (Fig. 3.11) para el período fundamental de la estructura. W_{total} es el peso total de la edificación por encima del nivel de base y μ es el mayor valor de:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right]; \quad \mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (3.2)$$

donde N es el número de niveles, T es el período fundamental de la estructura y T^* es el período máximo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

Las fuerzas laterales F_i de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtienen distribuyendo verticalmente la fuerza cortante basal V_o de acuerdo con:

$$V_o = F_t - \sum_{i=1}^n F_i \quad (3.3)$$

siendo F_t una fuerza lateral concentrada en el último nivel del edificio, acotada entre los límites $0.04 V_o \leq F_t \leq 0.10 V_o$ y calculada como

$$F_t = \left(0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_o \quad (3.4)$$

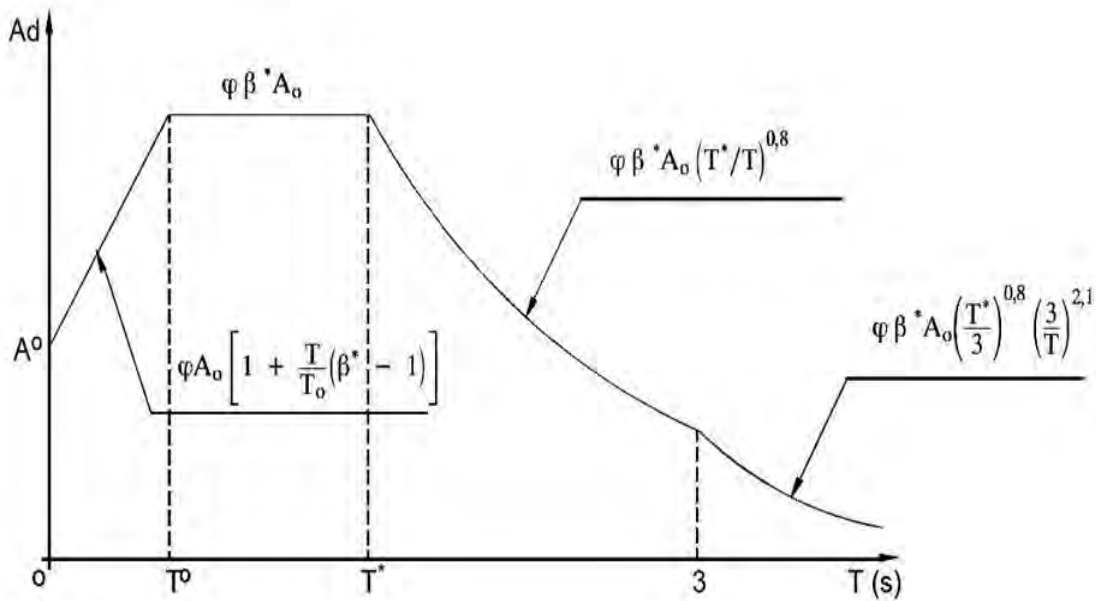


Figura 3.11. Componentes del espectro elástico de respuesta según Covenin 1756 (2001)

La fuerza F_i correspondiente a cada nivel i se obtiene considerando sólo el efecto del primer modo de vibración adoptando una distribución lineal, donde los modos superiores se incluyen distribuyendo estas fuerzas en mayor proporción hacia los pisos superiores, tal como se muestra:

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (3.5)$$

donde h y W corresponden a la altura y el peso de los niveles considerados. La norma establece que la combinación de los efectos en ambas direcciones ortogonales se analiza como 100% de los efectos de la componente que actué en una dirección y 30% de los efectos en la dirección ortogonal a ella.

Todas las edificaciones y modelos han sido proyectadas utilizando los conceptos y recomendaciones expresados en esta norma, además de reflejar las prácticas y criterios usuales de los proyectistas en Venezuela para esta tipología de edificaciones.

3.2. Casos de estudio

Además de la norma COVENIN 1756 (2001), y el *Método Estático Equivalente*, se han utilizado diversas normativas venezolanas COVENIN para el proyecto de edificaciones: *Estructuras de Acero para Edificaciones 1618* (1998), *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural 1753* (2006) y *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002* (1988).

La única referencia que hacen los códigos acerca de la altura de las edificaciones es que, en el caso de estructuras de menos de 30 m de altura o 10 niveles y que no tengan plantas irregulares, se puede utilizar el Método Estático Equivalente, sin hacer mayores distinciones. Así, en este estudio se han utilizado los criterios de *Hazus99-SR2 Technical Manual* (1999) que, para efectos de la determinación de los estados de daño, define como edificaciones de baja altura, sean en hormigón armado o acero estructural, aquellas que típicamente tengan hasta tres niveles o seis metros de altura, edificaciones de media altura las que posean hasta 7 niveles o 18 metros de alto y de gran altura las edificaciones que superen estos valores. Más específicamente, las configuraciones y características estructurales comunes a todas las edificaciones en estudio responden a estructuras porticadas de diversos edificios de la zona metropolitana Barquisimeto - Cabudare en la región centroccidental de Venezuela donde los niveles inferiores son de hormigón armado y los superiores son de acero estructural. Todos los edificios han sido proyectados con la misma norma de diseño sismo-resistente COVENIN 1756 (2001) y con el mismo nivel de amenaza sísmica. Para la determinación de la vulnerabilidad se realizó el diseño óptimo normativo

considerando el comportamiento elasto-plástico del modelo; se ejecutaron análisis no lineales estáticos y dinámicos para obtener la capacidad y estado de daño probable. Se evaluaron los edificios en términos de demanda-capacidad. La evaluación del daño esperado se efectuó mediante los modelos de fragilidad y daño de *RISK UE* y de Pujades et al. (2014). El diseño óptimo y las revisiones estructurales elásticas se han realizado con programas de análisis estructural basados en elementos finitos y en los estudios no lineales estáticos y dinámicos se usó el programa *SeismoStruc V7.0*, *SeimoSoft* (2014) que está específicamente desarrollado para aplicaciones de ingeniería sísmica y análisis no lineal. Para todo esto se utiliza la metodología propuesta en *ATC 40* (2005), el procedimiento *N2* (Fajfar 1998), lo planteado por Vamvatsikos y Cornell (2002) en el análisis dinámico incremental *IDA* y lo propuesto en el *Modelo Paramétrico de Capacidad* (Pujades et al. 2014). En la Tabla 3.1 se han descrito las características de las acciones sísmicas consideradas, en la Tabla 3.2 se describen las características mecánicas de los materiales, en la Tabla 3.3 se muestran las características que la normativa establece para las acciones sísmicas y en la Tabla 3.4 se describen los casos de edificios existentes y los modelos correspondientes en conjunto a las 10 edificaciones en estudio.

Tabla 3.2. Características mecánicas de los materiales

Resistencia acero (F_y)	3.515.000 N/m ²
Módulo de elasticidad acero (E)	2.100.000.000 N/m ²
Resistencia RC (f'_c)	Rc 250.000 N/m ²
Módulo de elasticidad RC (f'_c)	238.752.000 N/m ²
Factor de definición de masa:	Cargas permanentes: 1 Cargas variables: 0.25

Tabla 3.3. Características normativas de la acción sísmica

Zona sísmica	5
Amenaza	Elevada
Coefficiente de aceleración (A_0)	0.30
Factor de corrección aceleración horizontal	0.9
Tipo de suelo	S2
Tipo de estructura	I
Grupo según su uso	B2
Factor de importancia α	1
Factor de reducción de respuesta	6
Nivel de diseño	ND3
Períodos con valor constante de espectro (T^*)	$0.18 \leq T \leq 0.7$
Período Máx. para respuesta dúctil (T^+)	0.4

Tabla 3.4. Descripción de edificios existentes y modelos de edificaciones

<i>Tipo de edificaciones</i>	<i>Identificación</i>	<i>Nº de niveles</i>	<i>Materiales</i>
Viviendas existentes	<i>V2RC</i>	2	Hormigón armado
	<i>V2M</i>	2	Hormigón armado y Acero
Edificios existentes	<i>E4RC</i>	4	Hormigón armado
	<i>E5M</i>	5	Hormigón armado y Acero
Modelos 1	<i>M16RC</i>	6	Hormigón armado
	<i>M17M</i>	7	Hormigón armado y Acero
	<i>M17RC</i>	7	Hormigón armado
Modelos 2	<i>M26RC</i>	6	Hormigón armado
	<i>M27M</i>	7	Hormigón armado y Acero
	<i>M28RC</i>	8	Hormigón armado y Acero

En los modelos constitutivos de los materiales, se definieron dos zonas en cada elemento de hormigón: una confinada correspondiente a aquellas zonas que se proyectan con confinamiento especial (proximidades de los nudos viga-columna) y zonas no confinadas que corresponden a los tramos centrales de vigas y columnas en los que los requisitos de armado transversal son menos exigentes. Las longitudes de las zonas confinadas se han determinado conforme a las disposiciones normativas de la norma COVENIN 1753 (2006).

En el caso del acero de refuerzo se utilizó el modelo propuesto por Menegotto y Pinto (1973) mejorado con las leyes de endurecimiento isotrópico desarrolladas en Filippou et al. (1983), (Figura 3.12). Para el hormigón se utilizó un modelo uni-axial no lineal de confinamiento constante (Figura 3.13).

Los efectos del confinamiento provisto por el refuerzo transversal son incorporados mediante las leyes propuestas por Mander et al. (1988), en las cuales se supone una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones. Para los perfiles de acero se consideró el modelo elasto-plástico bilineal con endurecimiento de tensión para análisis estáticos y el modelo de acero de Ramberg-Osgood (1943) en análisis dinámicos (Figura 3.14).

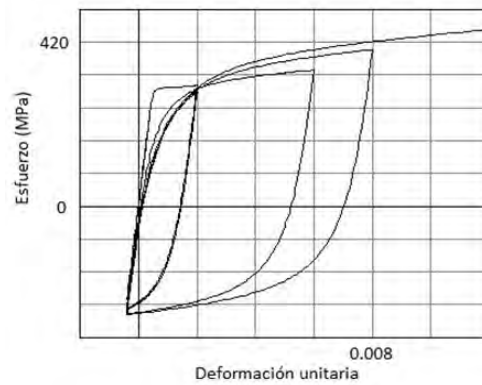


Figura 3.12. Modelo para acero de refuerzo propuesto por Filippou et al. (1983)

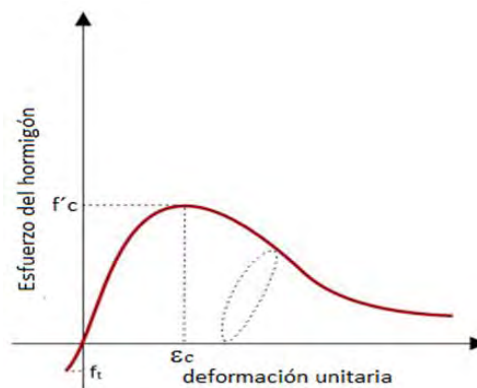


Figura 3.13. Modelo uni-axial no lineal de confinamiento constante para el hormigón.

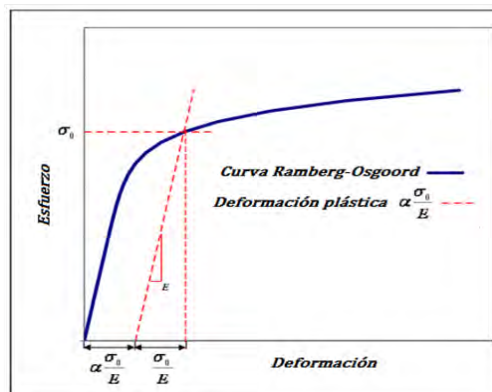


Figura 3.14. Modelo de Ramberg-Osgood para comportamiento elasto plástico del acero.

Para el análisis modal espectral, la norma COVENIN 1756 (2001) estima los desplazamientos, tensiones y esfuerzos en los elementos de una edificación a través del cálculo de los valores máximos de los desplazamientos y aceleraciones en cada modo de vibración usando los espectros de diseño previstos en la misma norma. Las combinaciones modales se efectúan correlacionando estos valores modales a través de la combinación cuadrática completa (método *CQC*). En el análisis elástico, algunos programas de diseño basados en elementos utilizan un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de

la suma de los cuadrados de tales valores máximos (método *SRSS*). Se consideró un 5% de amortiguamiento y 6% de excentricidad accidental en todos los diafragmas. El período fundamental de las edificaciones T_0 debe ser menor al máximo permitido por la norma COVENIN 1756 (2001):

$$T_0 \leq 1.4 T_a \quad (3.6), \text{ siendo } T_a = C_t h^{0.75} \quad (3.6)$$

donde C_t es 0.07 para edificios de hormigón armado o mixtos de acero-hormigón y h es la altura total del edificio.

3.2.1. Viviendas de baja altura

Se estudiaron dos viviendas existentes con la misma configuración estructural; Se trata de edificaciones porticadas de 2 niveles que se diferencian en que una de ellas tiene el nivel superior con elementos estructurales de hormigón armado y la segunda tiene el nivel superior con elementos estructurales constituidos por perfiles de acero. Las viviendas son de uso residencial. Ambas configuraciones constan de una altura de entrepiso de 2.60 m en el nivel 1 y 2.40 m para el nivel superior. Su geometría en planta es asimétrica en ambas direcciones. La planta de toda la estructura medida a partir de los ejes es de 11.65 m de ancho (dirección X) por 6.2 m de largo (dirección Y), con una altura total de 5 m. (Figura 3.15). Ambas estructuras están constituidas por tres pórticos orientados en la dirección longitudinal de la edificación y cuatro pórticos de amarre en la dirección transversal (Figura 3.16) y se consideró para el entrepiso una losa nervada en una dirección de 20 cm de espesor armada en la dirección transversal y el techo es de madera y tejas de arcilla. Las acciones gravitacionales que actúan sobre la estructura se definen según la norma COVENIN 2002 (1988), tal como se muestra en la Tabla 3.5.

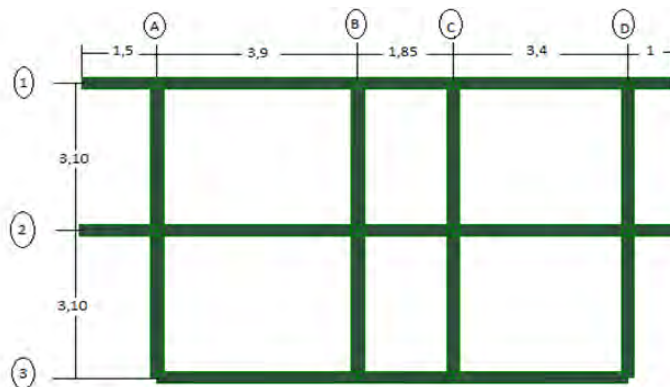


Figura 3.15. Planta general de las viviendas.

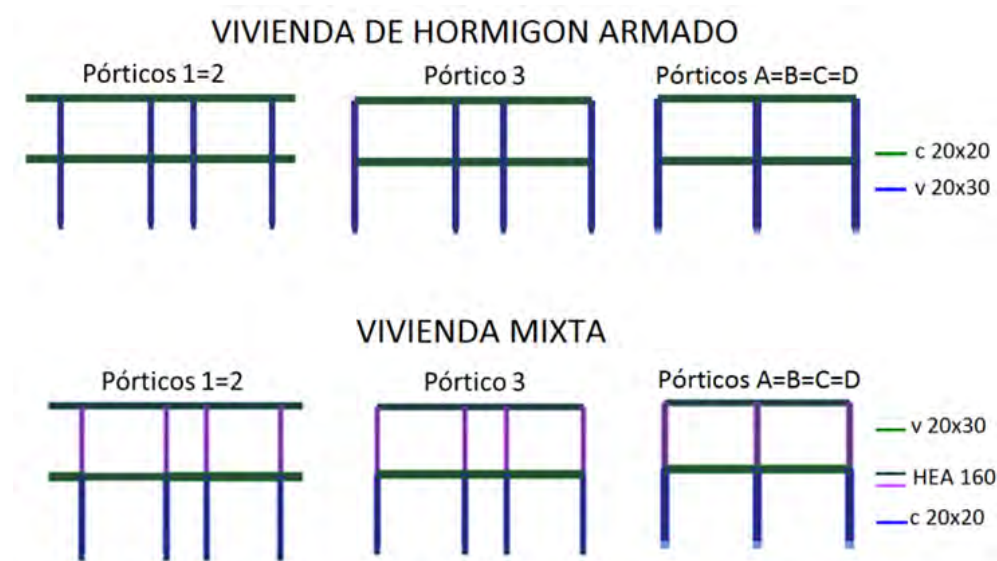


Figura 3.16. Vista de pórticos. Viviendas VI2RC y VI2M.

Tabla 3.5. Cargas gravitacionales sobre viviendas de baja altura

	Entrepiso	Techo
Cargas permanentes (CP)	540 kg/m ²	155 kg/m ²
Cargas variables (CV)	175 kg/m ²	100 kg/m ²
Carga total de servicio	715 kg/m ²	255 kg/m ²
Carga total factorizada (1.2CP + 1.6 CV)	928 kg/m ²	346 kg/m ²

3.2.2. Edificios de mediana altura

En este segundo grupo de edificaciones se estudian dos edificios con la misma configuración estructural (Figura 3.17). El primero de ellos tiene 4 niveles con estructura de hormigón armado, siendo ésta una tipología típica de muchas viviendas multifamiliares de Barquisimeto por cuanto es un diseño estructural realizado por el organismo público encargado de planificar y controlar la construcción de viviendas urbanas en esa comunidad. El segundo edificio tiene las mismas dimensiones y características, pero se le ha añadido un quinto nivel con sus elementos estructurales constituidos de perfiles de acero. Las edificaciones son de uso residencial y tienen una altura de entrepiso de 2.70 m. Su geometría en planta es irregular con áreas entrantes y salientes. La longitud del edificio en dirección longitudinal es de 25.01 m y en dirección transversal 13.56 m. Las cargas gravitacionales de ambas edificaciones se muestran en la Tabla 3.6.

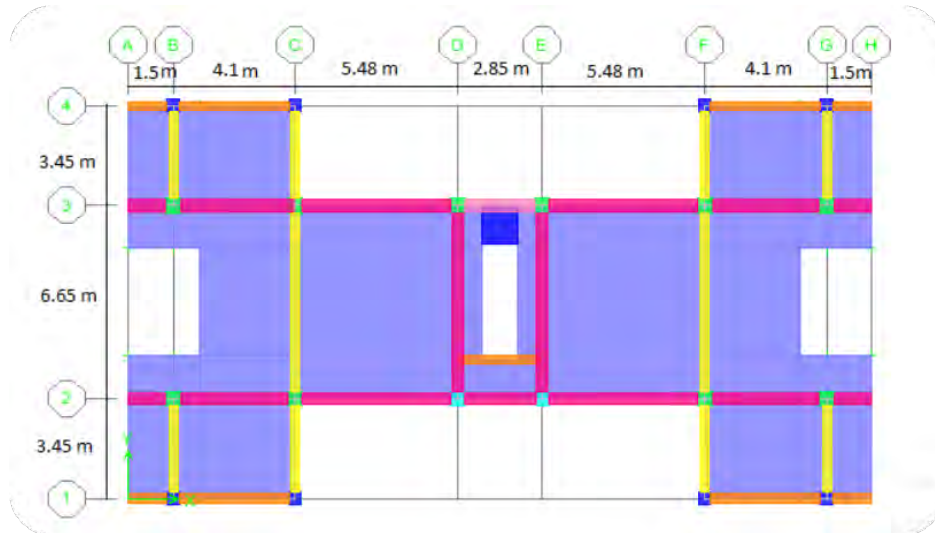


Figura 3.17. Planta general de edificación existente de mediana altura.

Tabla 3.6. Cargas gravitacionales sobre edificio residencial

	Entrepiso	Techo
Cargas permanentes (CP)	695 kg/m ²	395 kg/m ²
Cargas variables (CV)	175 kg/m ²	100 kg/m ²
Carga total de servicio	870 kg/m ²	495 kg/m ²
Carga total factorizada (1.2CP + 1.6 CV)	1114 kg/m ²	634 kg/m ²

En la figura 3.18 se muestra una vista de la estructura de 5 niveles; donde se distinguen los materiales y dimensiones utilizados junto al diafragma rígido por nivel:

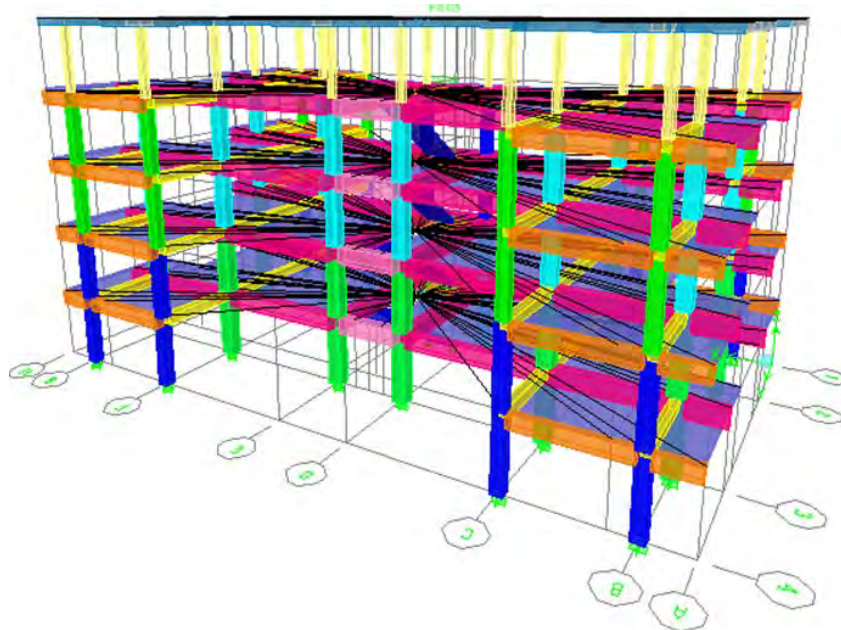


Figura 3.18. Vista general del esquema estructural del edificio E15M. El edificio E14RC corresponde a los primeros cuatro niveles de esta misma edificación.

3.2.3. Modelos estructurales de alta y mediana elevación.

Se crearon dos modelos básicos de plantas regulares para generar tres edificaciones a partir de cada uno de ellos a fin de obtener resultados comparativos directos entre cada grupo; se aplicaron criterios y consideraciones normativos presentes en las edificaciones existentes. En los dos modelos básicos las alturas de entrepiso son idénticas y las distancias entre ejes estructurales son muy similares. Se introdujeron variaciones en las dimensiones de las columnas de los modelos; en uno de ellos se aplicaron los criterios de “diseño óptimo” en el rango elástico para los grupos de columnas esquineras, perimetrales y centrales de cada nivel. En el otro modelo se uniformizaron las dimensiones de las columnas en tres niveles consecutivos en función de la mayor dimensión de diseño de esos niveles. En los tres modelos las vigas de hormigón armado tienen las mismas dimensiones $0.30 \times 0.50 \text{ m}^2$ y los elementos estructurales de acero son perfiles HEA 160. Las alturas de entrepiso son de 4 m en el primer nivel y 3 m para el resto de entrepisos.

- Modelos M16RC, M17RC y M17M

De la planta modelo que se muestra en la Figura 3.19 se han generado tres modelos mecánicos cuyas configuraciones y características geométricas se detallan en la Tabla 3.7; en el modelo M16RC (Figura 3.20) de seis niveles de hormigón armado, las columnas de los tres primeros niveles tienen dimensiones $0.55 \times 0.55 \text{ m}^2$ y los tres niveles superiores tienen columnas $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$. El modelo M17RC, de 7 niveles de hormigón armado, tiene dimensiones idénticas en columnas en los seis primeros niveles y en el séptimo nivel se han proyectado columnas de $0.35 \times 0.35 \text{ m}^2$. El modelo M17M (Figura 3.20), de 7 niveles con los seis primeros de hormigón armado y el último de acero, tiene la misma configuración en los seis primeros niveles y en el séptimo nivel las vigas y columnas son perfiles de acero. Las cargas gravitacionales se muestran en la Tabla 3.8.

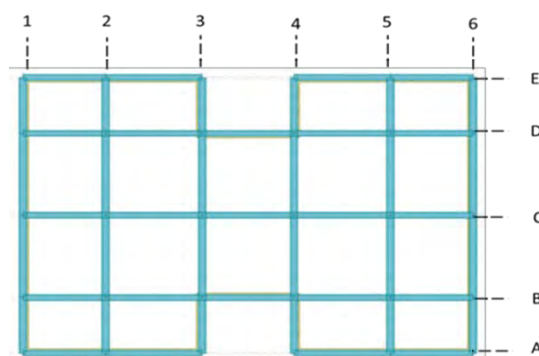


Figura 3.19. Vista en planta de los modelos M16RC, M17RC y M17M

Tabla 3.7. Características geométricas de los modelos M16RC, M17RC y M17M.

Modelo	Nº ni- veles	Material	Altura Total (m)	Distancia entre ejes (m)								
				Dirección X					Dirección Y			
				1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	A-B	B-C	C-D	D-E
M16RC	6	RC	19	3.60	4.0	4.00	4.20	3.60	3.00	4.40	4.40	3.00
M17RC	7	RC	22									
M17M	7	RC y S	22									

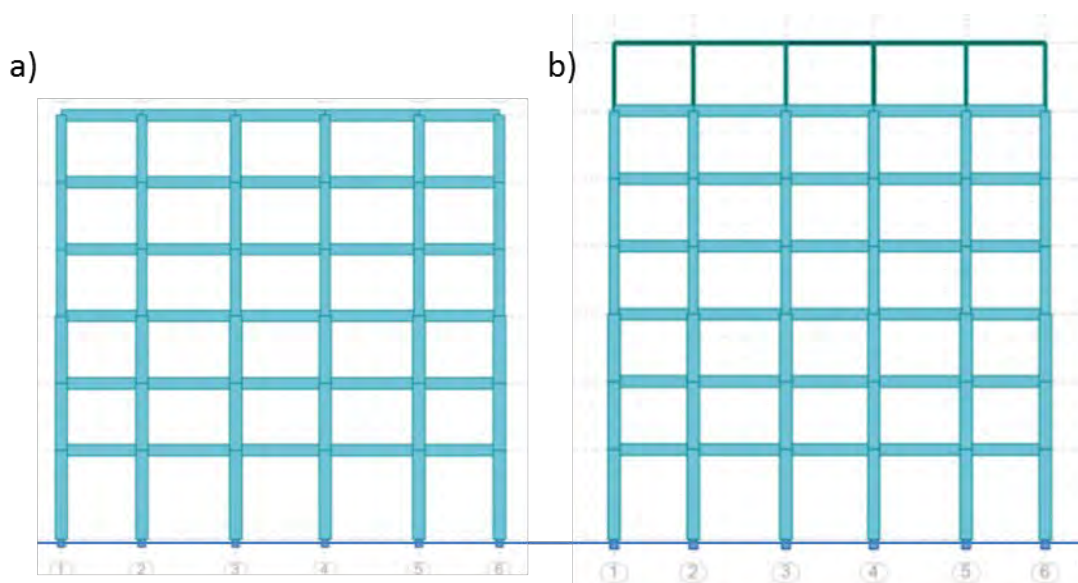


Figura 3.20. Pórticos B = C = D. a) modelo M16RC6; b) modelo M17M6

Tabla 3.8. Cargas gravitacionales sobre modelos M16RC, M17RC y M17M

	Entrepiso	Techo
Cargas permanentes (CP)	560 kg/m ²	280 kg/m ²
Cargas variables (CV)	175 kg/m ²	100 kg/m ²
Carga total de servicio	735 kg/m ²	380 kg/m ²
Carga total factorizada (1.2CP + 1.6 CV)	952 kg/m ²	496 kg/m ²

- Modelos M26RC, M27M y M28M

Para este grupo de modelos mecánicos se ha realizado una variación en las alturas, material de los niveles superiores y criterio en el dimensionado final de las columnas de hormigón; además se alargaron algunas distancias entre ejes. De la planta modelo que se muestra en la Figura 3.21 se han generado tres modelos mecánicos cuyas configuraciones y características geométricas se detallan en la Tabla 3.9; en el modelo M26RC (Figura 3.22) de seis niveles de hormigón armado, las columnas centrales de los tres primeros niveles tienen un área transversal de 0.50x0.50 m², las perimetrales 0.45x 0.45 m² y las esquineras 0.40x0.40 m². En los tres niveles superiores, los mismos tipos de columnas

tienen $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$, $0.40 \times 0.40 \text{ m}^2$ y $0.35 \times 0.35 \text{ m}^2$ respectivamente. El modelo M27M, de 6 niveles de hormigón armado y el último nivel de acero, tiene idéntica estructura en los seis primeros niveles y en el séptimo nivel se han proyectado pórticos de acero. El modelo M28M (Figura 3.22), incorpora dos niveles de elementos de acero sobre la misma configuración de los seis primeros niveles de hormigón. Las cargas gravitacionales se muestran en la Tabla 3.10.

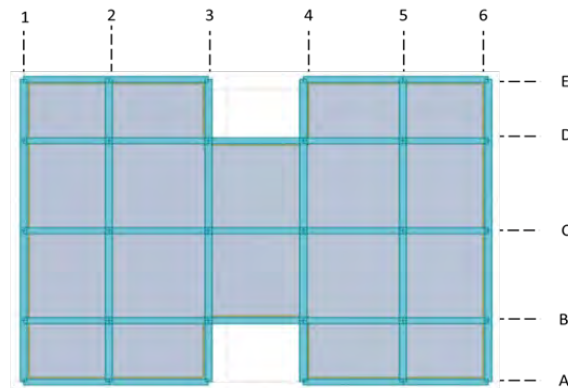


Figura 3.21. Vista en planta de los modelos M26RC, M27M y M28M

Tabla 3.9. Características geométricas de los modelos M26RC, M27M y M28M

Modelo	Nº ni- veles	Material	Altura	Distancia entre ejes (m)								
			Total (m)	Dirección X					Dirección Y			
				1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	A-B	B-C	C-D	D-E
M26RC	6	RC	19	3.40	5.20	5.00	5.20	3.40	3.30	5.50	5.50	3.30
M27M	7	RC y S	22									
M28M	8	RC y S	25									

Tabla 3.10. Cargas gravitacionales sobre modelos M26RC, M27M y M28M

	Entrepiso	Techo
Cargas permanentes (CP)	595kg/m ²	300 kg/m ²
Cargas variables (CV)	175 kg/m ²	100 kg/m ²
Carga total de servicio	770 kg/m ²	400 kg/m ²
Carga total factorizada (1.2CP + 1.6 CV)	994 kg/m ²	520 kg/m ²

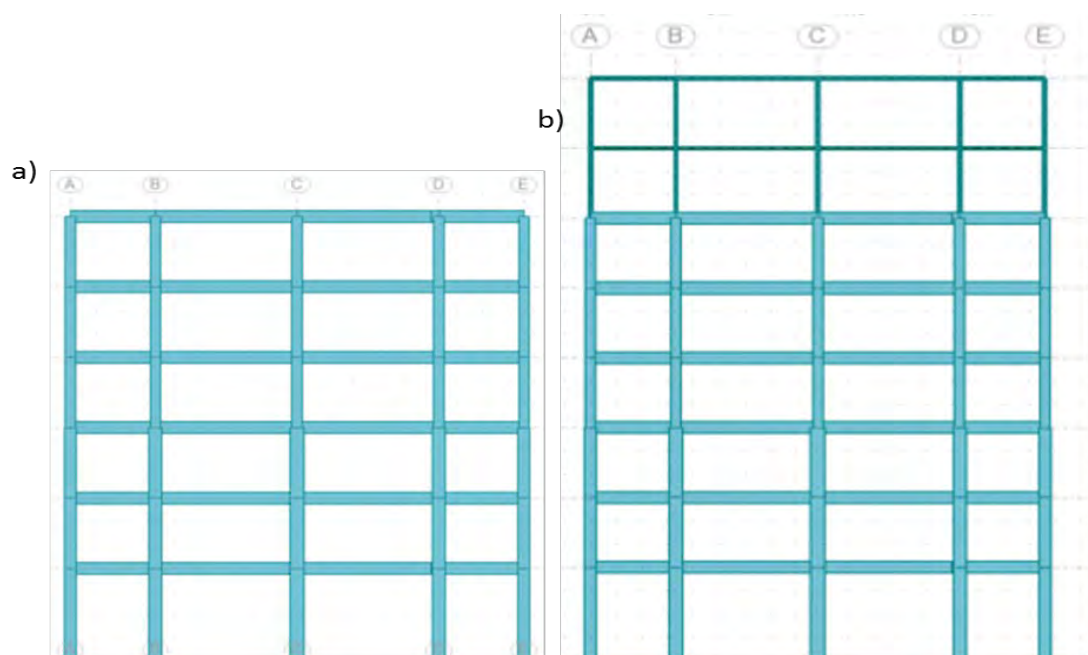


Figura 3.22. Pórticos $2 = 3 = 4$. a) modelo M26RC5; b) modelo M28M5

3.3. Análisis estático

Tal como se ha señalado en la sección 2.4, en cualquier proyecto sismo-resistente realizado conforme a una norma particular, es fundamental diseñar un sistema estructural capaz de generar una respuesta satisfactoria ante acciones sísmicas y gravitacionales pre-visibles. La configuración estructural debe actuar como una unidad integral en la respuesta por lo que debe garantizarse un funcionamiento idóneo en términos de redundancia y continuidad estructural. En este estudio, en la determinación de la vulnerabilidad se planifican análisis no lineales estáticos y dinámicos. Se considera la acción sísmica en términos de espectros de respuesta y se evalúan los edificios en términos de demanda-capacidad. El diseño óptimo y las revisiones estructurales en el rango elástico de respuesta se hacen con programas de análisis estructural basados en elementos finitos diseñados para tales fines (*Autodesk Robot Structural 2012, Sap 2000*) y en los estudios no lineales estáticos y dinámicos se usan programas de elementos finitos basados en fibras que están específicamente desarrollados para aplicaciones de ingeniería sísmica (*SeismoStruc V7.0*), *SeismoSoft* (2014). En todo esto se aplica la metodología propuesta en *ATC 40* (2005) en el método de espectro de capacidad, (Freeman, 1998) y lo planteado por, entre otros, Vamvatsikos y Cornell (2002) en el análisis dinámico incremental (*IDA*) y Pujades et al. (2014) en el *Modelo Paramétrico de Capacidad*.

3.4.1 Empuje incremental adaptativo

La norma sismo-resistente venezolana COVENIN 1756 (2001) en su *Método Estático Equivalente* establece que las fuerzas sísmicas de diseño que actúan sobre los elementos estructurales son fuerzas estáticas horizontales derivadas de un procedimiento modal-espectral en el rango elástico de respuesta establecido en la norma. Aunque estas fuerzas horizontales pueden actuar en cualquier dirección, un requerimiento básico es que se deben considerar en la dirección de las líneas estructurales de la edificación. La metodología utiliza espectros de respuesta que son representativos pero reducidos de los movimientos sísmicos previsible de mayor intensidad. Como resultado, ante un evento sísmico de esas características es probable que la estructura o los elementos estructurales lleguen a estados de fluencia, rótulas plásticas, deformaciones permanentes y/o pandeos, comportamientos todos ellos de características inelásticas.

Con lo antes descrito como fundamento inicial, el estudio inelástico de esta investigación se hace tomando en cuenta lo señalado en FEMA 750 (2009) y Mwafy y Elnashai (2002) para la construcción de la curva de capacidad de 40 pórticos de las 10 edificaciones objeto de estudio. Se han escogido 4 pórticos por cada edificación (2 por cada dirección resistente), cuidándose en todos los edificios que los pórticos elegidos en cada dirección tengan diferente cantidad de vanos a fin de estudiar diferentes rigideces en los pórticos de cada edificación. La cantidad de líneas resistentes verticales (ejes de columnas) varían desde 2 hasta 6 y la cantidad de niveles de las edificaciones varían desde 2 hasta 8. De las curvas de capacidad se han determinado los parámetros *ductilidad* (μ), *reserva de resistencia* (Ω), *factor de reducción de respuesta* (R), así como los valores correspondientes a Fuerzas y Desplazamientos últimos y cedentes, (V_u , V_y , du , dy) con los procedimientos indicados en FEMA 750 (2009); los resultados han sido comparados con lo previsto en COVENIN 1756 (2001) para estos casos.

La curva de capacidad se ha generado utilizando el Empuje Incremental Adaptativo (*Adaptive Pushover*) y teniendo en cuenta lo señalado por (entre otros) Antoniou y Pinho (2004) y Papanikolaou y Elnashai (2005) que explican que, en este tipo de análisis, el patrón de cargas no se mantiene constante sino que es continuamente actualizado basado en una combinación de las formas modales instantáneas correspondientes a los períodos inelásticos de la estructura. Esto ha permitido incorporar características dinámicas en el

estudio de los 40 pórticos al considerar amplificaciones espectrales generadas por los periodos inelásticos en los pórticos, tal como lo explican diversos autores como Chopra y Goel (2004). De esta forma en las curvas de capacidad de este estudio son consideradas las contribuciones de los modos altos de vibración, así como la resistencia localizada y características modales de los pórticos, inducidas por la acumulación progresiva del daño. Al considerarse explícitamente en el análisis la degradación de rigidez, el alargamiento de los periodos y la influencia de todos los modos de vibración junto al movimiento sísmico, se obtienen resultados específicos en el emplazamiento como es lo previsto en esta investigación. Para ello se han utilizado los espectros de respuesta de los 10 acelerogramas ya descritos.

3.4. *Análisis dinámico*

Tal como se expresa en el capítulo 2, la predicción de la respuesta sísmica inelástica y la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura son temas muy importantes en el diseño sísmico basado en desempeño. La metodología de análisis dinámico no lineal de respuesta en función del tiempo (*THA*) y el método de análisis dinámico incremental (*IDA*) son utilizados para evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones objeto de este estudio. En esta investigación el análisis dinámico es utilizado en los 40 pórticos ya descritos en la sección anterior para estudiar su desempeño estructural (fundamentado en los desplazamientos relativos de entrepiso) ante la acción sísmica a través de los gráficos *THA* y las envolventes *IDA*

3.5.1 *Análisis de respuesta en función del tiempo (THA)*

Utilizando este análisis se realizaron 800 curvas *Time-History* correspondientes a 40 pórticos escogidos de las 10 edificaciones objeto de este estudio. Cada pórtico fue analizado con los 10 acelerogramas escogidos para este efecto; de allí se obtienen los desplazamientos absolutos y relativos en la cubierta y en los diferentes niveles de la edificación, resultando en dos gráficos para cada uno de los sismos en cada pórtico. El primero corresponde al desplazamiento global (desplazamiento del techo) y el segundo a los desplazamientos relativos entre los niveles. De esta manera se evalúa el comportamiento de la edificación en base a lo planteado en COVENIN 1756 (2001) y recomendado por FEMA 356, Calvi (2012), Elnashai y DiSarno (2008) y el Euro Código 8, entre otros, que establecen

los diferentes estados de daño. En este estudio consideramos lo recomendado por el documento *VISION 2000* explicado en *PEER* (2013) (véase la Tabla 3.11).

Tabla 3.11. Propuesta de VISION 2000 para estados de daño.

<i>Desplazamiento relativo máximo</i>	<i>Características de desempeño</i>	<i>Períodos de retorno</i>	<i>Probabilidad de ocurrencia</i>
±0.2%	Totalmente operacional	43 años	50% en 30 años
±0.5%	Operacional (en servicio)	72 años	50% en 50 años
±1.5%	Seguridad de vidas (daños reparables)	475 años	10% en 50 años
±2.5%	Expectativa de colapso	970 años	10% en 100 años

Los resultados de esta evaluación por desplazamientos y deformaciones laterales en términos de estado de daño en las edificaciones ante acciones dinámicas cíclicas, son comparados con los índices de daño resultantes de la evaluación de la edificación en términos de capacidad obtenidos de los análisis no lineales estáticos de carácter monotónico.

En este sentido la similitud en los resultados y caracterización del daño a través de distintos tipos de análisis, implica un mayor soporte a las conclusiones y comportamiento sismo-resistente de las edificaciones en términos de confiabilidad estructural. En relación a esta propuesta, COVENIN 1756 (2001) exige el redimensionamiento de edificaciones donde se exceda el límite de 1.8% en algún pórtico de cualquier nivel en la edificación. El diseño normativo de las 10 edificaciones del estudio tomó en cuenta esta exigencia. Sin embargo, la misma norma no considera los desplazamientos inelásticos dinámicos generados por acciones sísmicas.

3.5.2 *Análisis dinámico incremental (IDA)*

Diversos investigadores como Jeong et al. (2012), explican que las condiciones de fragilidad estructural describen la probabilidad de alcanzar o exceder ciertos Estados Límite predeterminados en función de una medida específica de la intensidad de un movimiento sísmico. En este contexto, en el Análisis Dinámico Incremental (*IDA*) (Vamvatsikos y Cornell, 2002), se desarrolla un método que utiliza medidas crecientes de intensidad sísmica.

La estructura es sometida a un acelerograma donde se amplifica en forma progresiva la aceleración pico del suelo desde un valor bajo de respuesta no lineal de la estructura hasta que ésta alcanza algún estado límite post-fluencia predefinido. Los valores pico de corte basal son luego graficados con respecto al respectivo desplazamiento del techo de la edificación en cada uno de los *THA*. El gráfico resultante es el que se conoce en la literatura científica como la *curva de pushover dinámico* o *curva envolvente IDA*.

En esta investigación se han ejecutado 400 análisis *IDA* correspondientes a la aplicación de los 10 acelerogramas utilizados a cada uno de los 40 pórticos en las 10 edificaciones objeto de estudio. Estos acelerogramas han sido normalizados a fin de lograr un mayor control y uniformidad de la acción sísmica en lo referente a los factores de escala. Para cada análisis se utilizaron factores de escala con incrementos de 0.03 con una aceleración normalizada mínima de 0.03 y máxima de 0.33 g. Los 400 gráficos resultantes (en el formato *Corte basal máximo vs Desplazamiento de techo*) consisten, cada uno, en la ubicación de los puntos correspondientes a los valores máximos en cada escala. La envolvente de esos puntos es la respuesta dinámica de los pórticos ante la acción sísmica considerada y sus características y magnitudes máximas son comparadas con las curvas de capacidad obtenidas de la aplicación del *Pushover Adaptativo*. La similitud en los resultados incrementa el grado de confiabilidad en la metodología utilizada.

3.5. Estimación del daño

Los análisis *THA* e *IDA* descritos en la sección anterior fundamentan sus resultados en los desplazamientos laterales excesivos y/o no controlados capaces de producir graves problemas estructurales. Numerosos estudios teóricos y experimentales sobre respuestas dinámicas de edificaciones indican una correlación muy clara entre la magnitud de los desplazamientos relativos y el daño potencial en edificaciones. A partir de allí, existe mucha literatura científica que define los niveles de daño potencial en base a estos desplazamientos.

3.6.1 Punto de desempeño

Tal como se ha descrito en la sección 2.6, Pujades et al. (2007) explican que el método del espectro de capacidad (*MEC*) permite calcular la exigencia de desplazamiento

y aceleración que una determinada acción sísmica, definida mediante su espectro de respuesta elástica, va a producir en un edificio o estructura definida mediante su espectro de capacidad. El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda se conoce como el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (*Performance Point*) y representa el punto de máxima capacidad de la estructura por parte de la demanda a que se ve sometida, es decir, la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento. En esta investigación, el punto de desempeño es determinado para cada uno de los 40 pórticos seleccionados. Para ello se usa la metodología explicada en *ATC 40* (2005). Esto se realiza una vez obtenida la curva de capacidad de cada pórtico mediante el análisis incremental adaptativo *Adaptive Pushover* y usando como espectro de demanda el espectro medio de los 10 acelerogramas utilizados, compatibles todos ellos con el espectro de diseño de la zona en estudio.

3.6.2 Curvas de fragilidad

Las coordenadas espectrales del *Performance Point* permiten definir las probabilidades de exceder ciertos estados de daño en la edificación (véase capítulo 2 este documento). Para ello se han considerado cuatro umbrales, que a su vez definen 5 posibles estados de daño: *No daño*, *Leve*, *Moderado*, *Severo* y *Completo*. Todo esto se ha realizado a través de la construcción de las curvas de fragilidad que, como se explica en la sección ya mencionada, siguen una distribución lognormal definida por los valores medios y las desviaciones típicas establecidas en *HAZUS 99* y cuya formulación es la Ec. 2.12. Para la construcción de las curvas se establece que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño es de 50% y que el daño sísmico esperado obedece a una distribución de probabilidad binomial. La distribución de probabilidades utilizada se ha mostrado en la Tabla 2.4. De esta forma para cada estado de daño se tienen cuatro puntos, definiéndose la curva resultante con el mejor ajuste posible a través de la técnica estadística de los mínimos cuadrados.

3.6.3 Índice de daño

La probabilidad de alcanzar un estado de daño para distintos niveles de aceleración queda establecida a partir de la generación de las curvas de fragilidad; con ellas se obtiene

la distribución porcentual con la que a su vez se elabora la matriz que representa la probabilidad de daño estructural en función de una intensidad sísmica, tal como se ha explicado anteriormente. Estas matrices de probabilidad de daño expresan una probabilidad discreta de la distribución de daño para un tipo de estructura y una intensidad sísmica dada; expresan la probabilidad condicional $P[D = j|i]$ de obtener un nivel de daño en una determinada tipología igual a j , dado un terremoto de tamaño i .

La probabilidad de ocurrencia para cada estado de daño se ha definido en la Ec. 2.16, permitiendo la evaluación de los edificios objeto de este estudio ante cada escenario sísmico y para cada estado de daño. La cuantificación de estos resultados se hacen según el parámetro ponderado de daño medio (I_{dm}), Ec. 2.17. La estimación de daño que se hace en esta investigación se hace utilizando para ello este índice I_{dm} y el modelo de daño desarrollado por Pujades et al. (2014) que determina el índice de daño tomando como referencia fundamental la curva de capacidad de las edificaciones y considerando en su formulación la degradación de rigidez y la energía disipada. Así mismo, los umbrales de daño con valores límites 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 para los estados de daño *leve*, *moderado*, *severo* y *completo*, propuestos por la citada investigación son utilizados para la evaluación del comportamiento de la edificación.

3.6. *Estudio experimental*

La validación de cualquier análisis requiere la comparación de resultados numéricos con los resultados obtenidos experimentalmente. Si los modelos experimentales se hacen a escalas que semejen estructuras reales, no sólo reflejan el comportamiento de pórticos y uniones ante cargas laterales que simulen la acción sísmica; sino también proporcionan resultados precisos para validar los procesos numéricos y comportamientos reales. En este sentido, Sharma et al. (2013), Yi (2006) y Pankaj y Gopen (2011), citan diversos investigadores con estudios experimentales de pórticos sometidos a cargas laterales incrementales, monotónicas y cíclicas; todos esos ensayos están hechos con elementos de hormigón armado. Con un enfoque estrictamente numérico, Parageorgiou et al. (2011) y Medina (2006) aportan elementos de análisis valiosos para este estudio cuando estudian las variaciones de rigidez combinada entre elementos de hormigón armado y acero, en términos de los porcentajes de amortiguamiento para cada material.

Por otro lado, la respuesta inelástica de edificaciones porticadas de hormigón armado ante acciones cíclicas como los eventos sísmicos, se caracteriza por la degradación en términos de resistencia y rigidez de sus elementos y nodos, tal como lo señalan Hurtado y Picón (2009). Estos investigadores sugieren que el fenómeno más pronunciado en las curvas histeréticas de comportamiento de las juntas de hormigón armado es el estrangulamiento en las curvas Fuerza-Desplazamiento y en los elementos donde predominan los esfuerzos cortantes. Este comportamiento histerético es un fenómeno muy complejo que es influenciado por varios parámetros estructurales, geométricos y de los materiales. Es por ello que, si a un edificio de hormigón armado se le añade un nivel suplementario de acero generando uniones mixtas, la respuesta de esta unión se hace aún más compleja, pues se incorporan condiciones diferentes de rigidez y se producen desarreglos en términos de plasticidad en la respuesta específica de estas uniones. Además, es claro que los efectos de las cargas cíclicas sobre el refuerzo longitudinal de las vigas y sobre el confinamiento del núcleo de las columnas no pueden ser trasladados a una columna de acero. En otro contexto, en la literatura científica se hace cada vez más énfasis en los análisis no lineales de edificaciones porticadas sometidas a acciones sísmicas; Diversos códigos normativos y Proyectos Internacionales como *ATC 40* (2005), *FEMA 440* (2005) y *Risk UE II* ofrecen procedimientos detallados para evaluar el comportamiento de edificaciones en un escenario sísmico particular. Todos estos procedimientos requieren la determinación de curvas de capacidad inelásticas en pórticos y edificios (sección 2.4) generadas por el Análisis Estático Incremental (*Pushover*) tal como se ha explicado en esa misma sección.

Para tener una estimación confiable del comportamiento sismo-resistente de una edificación es fundamental determinar en forma confiable la relación demanda-capacidad de los pórticos y uniones que involucren elementos estructurales de hormigón armado y acero estructural. Para lograr este propósito se requiere modelar y validar diversas expresiones inelásticas de estos pórticos y uniones como el comportamiento axial, cortante y rotacional, todos ellos con carácter histerético, así como predecir correctamente desempeños más complejos en las uniones como fallas por corte, agrietamiento por tracción en las columnas y aplastamientos en placas base. Sharma et al. (2013) explican que el análisis del comportamiento inelástico de las uniones es fundamental en la determinación de la respuesta sísmica de la edificación.

El objeto y motivación de los ensayos experimentales en esta investigación es simular experimentalmente y a escala real la respuesta en términos de capacidad estructural de las conexiones mixtas (nodos estructurales) de columnas de acero con columnas y vigas de hormigón armado; estas conexiones han sido proyectadas y construidas con las mismas características geométricas y mecánicas a las utilizadas en los modelos y edificaciones objeto de esta investigación y son ampliamente utilizadas en diversas edificaciones en la zona geográfica donde se considera la acción sísmica objeto de este estudio. Estos nodos estructurales mixtos se diseñan como nodos rígidos típicos de pórticos resistentes a momentos. En la simulación numérica de ambos ensayos se presupone que la respuesta sea compatible con la esperada en uniones rígidas ante las cargas aplicadas y que la respuesta nodal tenga las características esperadas de este tipo de conexión estructural, incluso al alcanzarse el colapso de las probetas ensayadas. Este resultado añade validez y confiabilidad a lo planteado y desarrollado teóricamente en los análisis numéricos de los modelos y edificaciones.

3.7.1 Descripción de los ensayos

En esta investigación se hacen dos ensayos experimentales en el Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado en Venezuela, en los que se han considerado todos los aspectos antes mencionados.

En el Ensayo Experimental 1 se proyecta, construye e instrumenta un pórtico rígido de dos niveles, el nivel inferior de columnas y viga de hormigón armado, y el nivel superior con columnas y vigas de acero (Figura 3.23). Todos los elementos estructurales del pórtico tienen secciones a escala real con dimensiones típicas de edificaciones en la zona geográfica en estudio.



Figura 3.23. Pórtico mixto de dos niveles

El pórtico es sometido a cargas laterales de naturaleza histerética en cada uno de los niveles, usándose como patrón de carga una curva tiempo-desplazamiento (Figura 3.24) cuya magnitud máxima teórica propicie el colapso de la probeta.

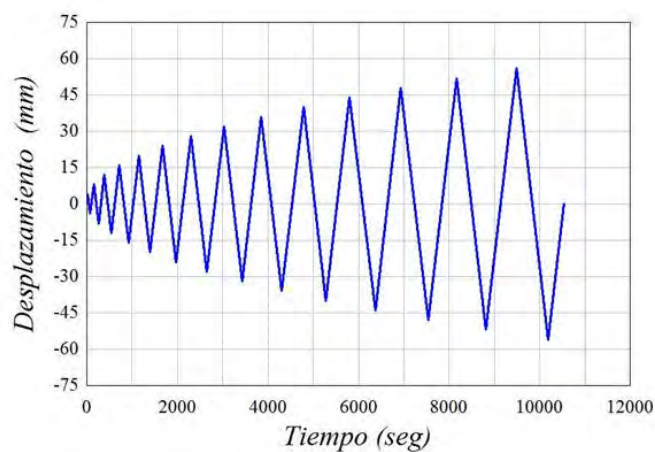


Figura 3.24. Gráfico tiempo-desplazamiento usado en el ensayo 1.

En cada nivel la carga cíclica es generada por actuadores hidráulicos (Fig.3.25) capaces de generar hasta 500 kN de empuje positivo o negativo. Por ello en el pre-proceso se utiliza como variable definitoria el desplazamiento máximo generado en la altura máxima del pórtico. El gráfico tiempo-desplazamiento mostrado en la Figura 3.24 corresponde al aplicado en el actuador hidráulico del nivel 1.

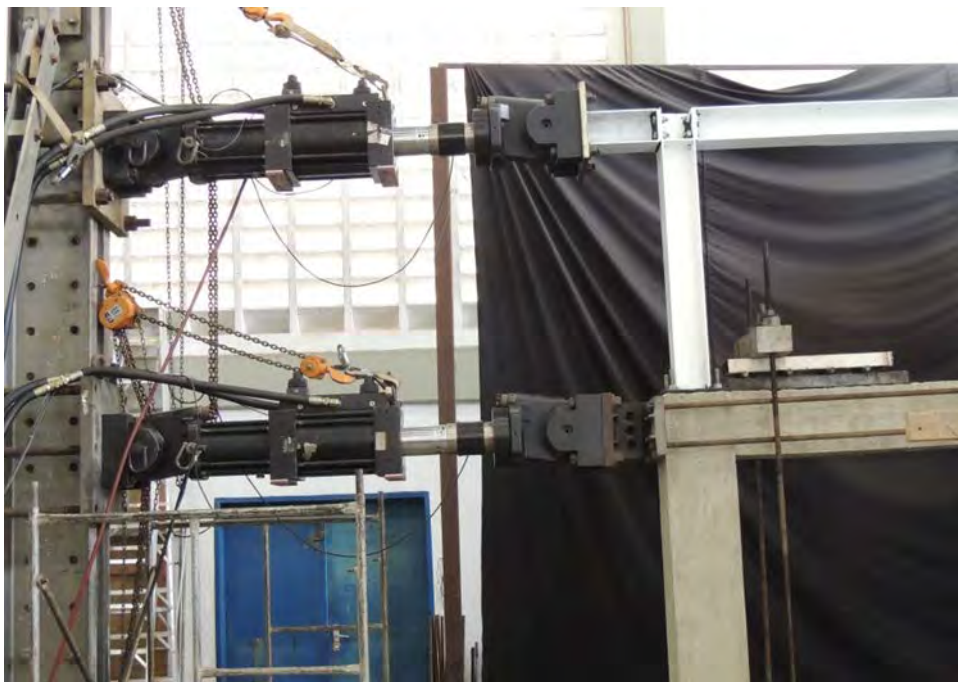


Figura 3.25. Vista de actuadores hidráulicos utilizados en cada nivel.

En el pre-proceso se especifica que para el nivel 2 los desplazamientos son escalados de manera que, para cada fase de carga, los dos actuadores hidráulicos (Figura 3.25) alcancen el desplazamiento máximo en cada nivel al mismo tiempo.

Las uniones mixtas se han diseñado de acuerdo a lo establecido en la sección 2.9.1. La Figura 3.26 muestra un esquema de la junta rígida columna de acero – columna de hormigón.

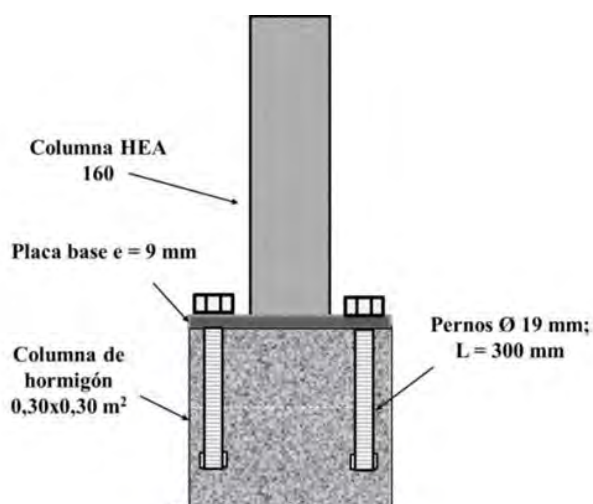


Figura 3.26. Esquema de unión mixta columna – columna

En el Ensayo Experimental 2 se proyecta, construye e instrumenta una unión mixta biplanar rígida formada por dos vigas de hormigón armado, una columna inferior de hormigón armado y una columna superior de acero (Fig. 3.27).

En este ensayo todos los elementos estructurales de la unión están a escala real; las dimensiones de columnas, vigas y secciones transversales son típicas de edificaciones en la zona geográfica del estudio. La junta fue diseñada de tal modo que el nodo central sea rígido y los apoyos no sean resistentes a rotaciones en el plano de la carga, por lo que los apoyos extremos de ambas vigas son diseñadas como rótulas y el apoyo inferior de la columna como articulación. La unión está sometida a cargas laterales histeréticas en el extremo libre de la columna de acero y el patrón de carga es una curva tiempo - desplazamiento (Figura 3.28) con un desplazamiento máximo que teóricamente propicia el colapso de la unión.



Figura 3.27. Unión rígida mixta Hormigón armado – Acero.

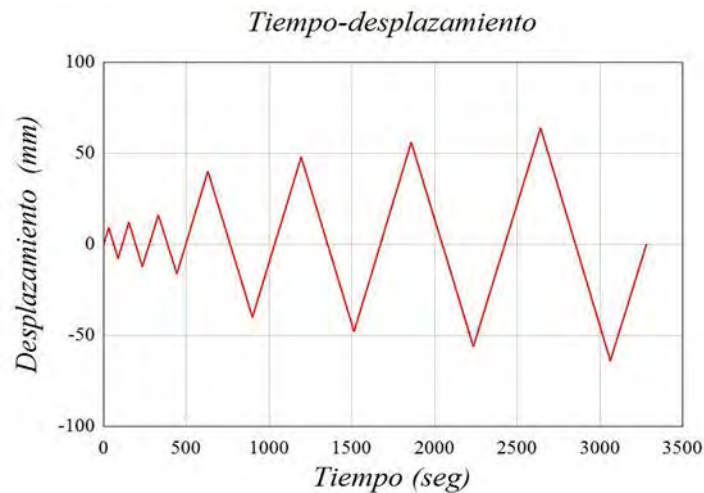


Figura 3.28. Gráfico tiempo – desplazamiento utilizado en el ensayo 2.

Para el diseño de la probeta y su posterior verificación numérica, se consideró como punto de momento cero los puntos medios de las distancias entre ejes de pórticos con 3 m de altura y vanos de 4 m de distancia libre; de esta forma las articulaciones y rótulas en los extremos de columnas y vigas verifican la rigidez del nodo central. Además, éstas son longitudes típicas de columnas y vigas en pórticos resistentes a momentos de edificaciones en la zona de estudio. En la Figura 3.29 se muestra un esquema de las zonas de tracción en las columnas y vigas para efectos de visualización de agrietamientos prematuros en los elementos de hormigón armado. Esto permite predecir el agrietamiento inicial de la zona no confinada del hormigón armado y definir en forma temprana las posibles zonas de falla antes del colapso de la probeta.

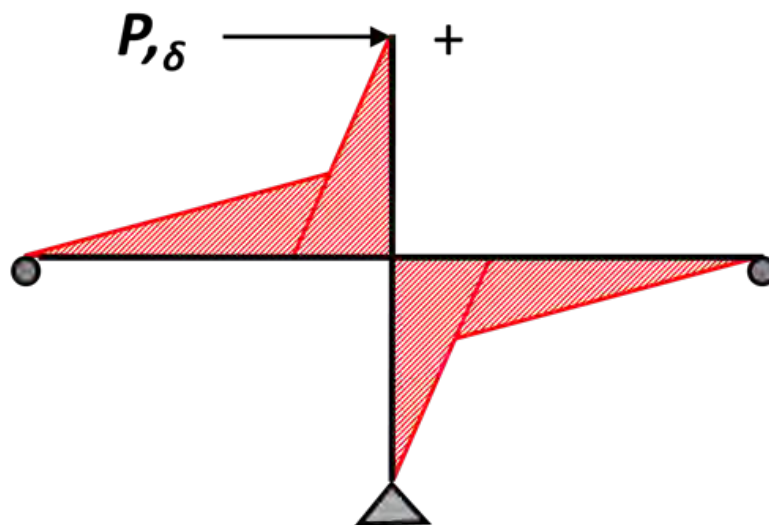


Figura 3.29. Zonas de tracción en la fase de carga sobre columnas y vigas en el ensayo 2.

La previsión teórica del ensayo es que la unión apernada diseñada según los criterios ASCE (2007) y AISC (2005) para placas base de uniones mixtas resistentes a cargas axiales, cortantes y momentos, mantiene rígida la junta columna de acero – columna de hormigón hasta el colapso del dispositivo. En las tablas 3.12, 3.13 y 3.14 se muestran las propiedades y características de los elementos utilizados en los ensayos. Los valores de resistencia de materiales se expresan en kilogramos fuerza por centímetro cuadrado.

Tabla 3.12. Características mecánicas de los materiales

Materiales	Resistencia a la compresión	Resistencia a la tracción	Módulo elástico
	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
Hormigón	300	30	262.000
Refuerzo	4.200	4.200	
Perfiles de acero	2.530	2.530	
Pernos	4.750	4.750	2.100.000
Placa base	3.515	3.515	
Anclajes	2.370	2.370	

Tabla 3.13. Dimensiones de los elementos estructurales

		Hormigón		Acero	
		Viga	Columnas	Viga	Columnas
Area seccional		25x30 cm ²	30x30 cm ²	HEA 160	HEA 160
Longitud (m)	Ensayo 1	2.40	1.30	2.40	1.30
	Ensayo 2	2.00	1.30	2.00	1.30

Tabla 3.14. Características de las varillas de refuerzo

Características de refuerzo	
Longitudinal	8 Ø de 12 mm
Transversal	Ø de 8 mm @ 15 cm

La capacidad estructural de cada probeta se determina extrayendo la envolvente de las curvas de histéresis en cada ciclo. La curva así obtenida (en términos de Corte Basal vs desplazamiento en la cubierta) se compara con la curva obtenida de los análisis *Pushover Adaptativos* realizados a los modelos numéricos. Para la obtención del Índice de Daño Experimental (*IDE*) se utilizó la ecuación:

$$IDE = 1 - \frac{k_f}{k_0} \quad (3.7)$$

que está fundamentada en los criterios planteados por Lemaitre y Dufailly (1987) para cuantificar la evolución del daño ante acciones continuas, monotónicas o cíclicas y posteriormente redefinidos, simplificados y aplicados por, entre otros, Bedoya et al. (2010), Alarcón (2001) y Colombo y Negro (2006), donde k_f es la rigidez de fluencia de cada ciclo, medida como la pendiente de la secante entre el punto de carga máxima del ciclo y su respectivo desplazamiento desde el inicio del ciclo; k_0 es la rigidez tangente inicial determinada a través de una regresión lineal desde el origen hasta el punto en el cual se produce la pérdida de linealidad de la curva carga-desplazamiento en el primer ciclo de carga. La determinación de estos parámetros permite revisar y ajustar el daño experimental *IDE* con el Índice de daño *IDCC*, (Pujades et al. 2014), que se fundamenta en la capacidad de pórticos en términos de degradación de rigidez y disipación de energía.

Esta formulación permite cotejar la capacidad experimental determinada con los valores pico de las envolventes cíclicas de la curva de comportamiento de las probetas, con la capacidad del modelo numérico expresado a través del análisis inelástico de empuje incremental. Así, al reflejarse la degradación creciente de la rigidez en cada ciclo, se obtienen modelos de comportamientos mucho más específicos en cuanto a la degradación de la resistencia, la ductilidad inherente a ello y en consecuencia, sobre el daño real en el sistema ensayado.

3.7.2 Revisión numérica

En la simulación numérica las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales son asociadas a cada tipo de material constituyente. A pesar que las secciones utilizadas son comunes y sus características están pre-establecidas en el programa de análisis utilizado para simular los ensayos, los materiales en conjunto son heterogéneos por lo que sus propiedades son calculadas y posteriormente incluida para cada ensayo.

En este contexto, los dos ensayos son simulados numéricamente con el programa de elementos finitos para análisis no lineal *SeismoStruc V 7.0* de *SeismoSoft* (2014). Este programa en su formulación básica genera modelos de materiales basados en fibras. En diversa literatura científica, este tipo de modelos son considerados como los más confiables en el análisis sísmico de estructuras, especialmente cuando estas incursionan en el rango no lineal, ya que aplican modelos de plasticidad distribuida con la propagación de

esta inelasticidad a lo largo del miembro y a través de la sección (Repapis, 2000). Si además estos modelos se calibran con ensayos de laboratorio, los resultados producen parámetros definitorios de las relaciones que rigen el comportamiento de los modelos numéricos y experimentales. En las figuras 3.30 y 3.31 se muestran los esquemas numéricos de ambos ensayos con la definición y ubicación de las secciones en cada elemento, a través de nodos no estructurales. Cada una de las columnas y vigas son discretizadas en cuatro elementos con el fin de estimar las rotaciones de cuerda de los miembros, verificación sísmica prevista en algunas normativas vigentes (Eurocódigo 8, FEMA-356, ATC-40). Las sub-divisiones se hacen a distancias de $0.15 l$, $0.50 l$ y $0.85 l$ de la longitud (l) total de cada elemento.

El proceso matricial de los elementos finitos en el programa numérico es muy sensible al número de fibras utilizadas en el cálculo del equilibrio en cada sección de integración del elemento. El número ideal de fibras suficiente para garantizar una representación adecuada de la distribución de esfuerzos-deformaciones en la sección del elemento, varía con la forma y las características del material y con el grado de inelasticidad que alcanza el elemento.

El programa recomienda que secciones sometidas a grandes niveles de inelasticidad normalmente requiera el uso de al menos 200 fibras. En esta verificación se han tomado 300 fibras para cada elemento estructural.

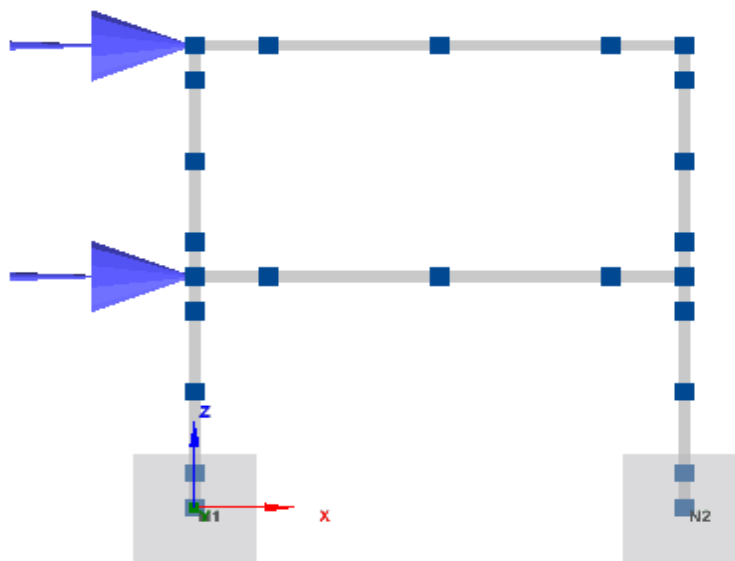


Figura 3.30. Modelo numérico del Ensayo 1.

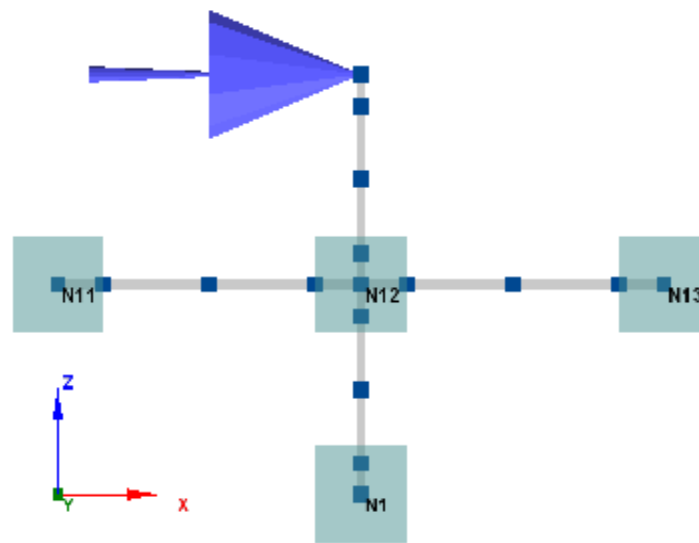


Figura 3.31. Modelo numérico del Ensayo 2.

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL: ESTRUCTURAS MIXTAS ELEMENTALES

En condiciones ideales la evaluación sismo-resistente de cualquier edificación requiere, en la medida de lo posible, la comparación de los resultados numéricos con los valores obtenidos de ensayos equivalentes de modelos experimentales, más aún si los modelos experimentales están contruidos a escala real. Además, la respuesta inelástica de edificaciones porticadas de hormigón armado ante acciones cíclicas se caracteriza por la pronunciada degradación en términos de resistencia y rigidez de sus elementos y nodos. Esta respuesta es influenciada por condiciones estructurales, geométricas y de los materiales constitutivos. Por ello, si a un edificio originalmente de hormigón armado se le añade un nivel superior de acero con uniones nodales mixtas, la respuesta es significativamente más compleja al incorporarse condiciones diferentes de rigidez y plasticidad.

En este sentido, los ensayos experimentales de esta investigación reproducen la respuesta a escala real en términos de capacidad estructural de las conexiones mixtas (nodos estructurales) de columnas de acero con columnas y vigas de hormigón armado. Estas conexiones han sido proyectadas y contruidas con las mismas características de las utilizadas en los modelos numéricos que representan edificaciones ampliamente utilizadas en diversas edificaciones bajo la acción sísmica objeto de este estudio. Los dos ensayos experimentales que se presentan han sido realizados en el *Laboratorio de Mecánica Estructural* de la *Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado* y todo lo concerniente a la fabricación, montaje e instrumentación de los dispositivos y sistemas de cargas y medición fueron realizados in situ. Las propiedades mecánicas y características específicas de los ensayos han sido detalladas en el capítulo 3 y las cargas tiempo desplazamiento utilizadas en los ensayos se han mostrado en las figuras 3.26 y 3.30.

- **Ensayo Experimental 1.** Fue proyectado y fabricado un pórtico de dos niveles; el nivel inferior de columnas y viga de hormigón armado y el nivel superior con columnas y viga de acero. Todos los elementos estructurales del pórtico tienen secciones transversales a escala real con dimensiones típicas de edificaciones en la zona geográfica en estudio.
- **Ensayo Experimental 2.** Fue proyectado y fabricado un nodo estructural rígido biplanar formado por dos vigas de hormigón armado, una columna inferior de hormigón

armado y una columna superior de acero. Los elementos estructurales de esta unión rígida están realizados a escala real; las longitudes y secciones transversales de las columnas y vigas son típicas de edificaciones en la zona geográfica del estudio.

En cada ensayo la capacidad estructural fue determinada a partir de la envolvente de las curvas de histéresis en cada ciclo. La curva resultante (en términos de Corte Basal vs desplazamiento total) fue cotejada con la curva de los Análisis Estático Incremental *Adaptive Pushover* realizados a los modelos numéricos equivalentes. Tal como se ha detallado anteriormente, para la obtención de la evolución del daño experimental o Índice de Daño Experimental (*IDE*) se utilizó la ecuación:

$$IDE = 1 - \frac{k_u}{k_0} \quad (4.1)$$

que está fundamentada en Lemaitre y Dufailly (1987) para cuantificar la evolución del daño ante acciones continuas y cíclicas y que también ha sido redefinida y aplicada por, entre otros, Bedoya et al. (2010), Alarcón (2001) y Colombo y Negro (2006); en esta ecuación 4.1, k_u es la rigidez última de cada ciclo medida como la pendiente de la secante entre el punto de carga máxima del ciclo y su respectivo desplazamiento desde el inicio del ciclo; k_0 es la rigidez tangente inicial determinada a través de una regresión lineal desde el origen hasta el punto en el cual se produce la pérdida de linealidad de la curva carga-desplazamiento en el primer ciclo de carga. En la Figura 4.1 se observan los dos primeros ciclos de histéresis del Ensayo 1 y se señalan k_u y k_0 . Esto permitió contrastar el daño experimental *IDE* con el Índice de daño *IDcc* (Pujades et al. 2014), planteado en términos de degradación de rigidez y disipación de energía. Estos resultados son mostrados, más adelante, en la Tabla 4.15. De esta forma ha sido posible cotejar la capacidad experimental, determinada con los valores pico de las envolventes cíclicas de la curva de comportamiento de las probetas, con la curva de capacidad del modelo numérico equivalente; Así, al reflejarse la degradación creciente de la rigidez en cada ciclo, se obtienen modelos de comportamientos mucho más específicos en cuanto a la degradación de la resistencia, la ductilidad inherente a ello y en consecuencia, sobre el daño real en el sistema ensayado.

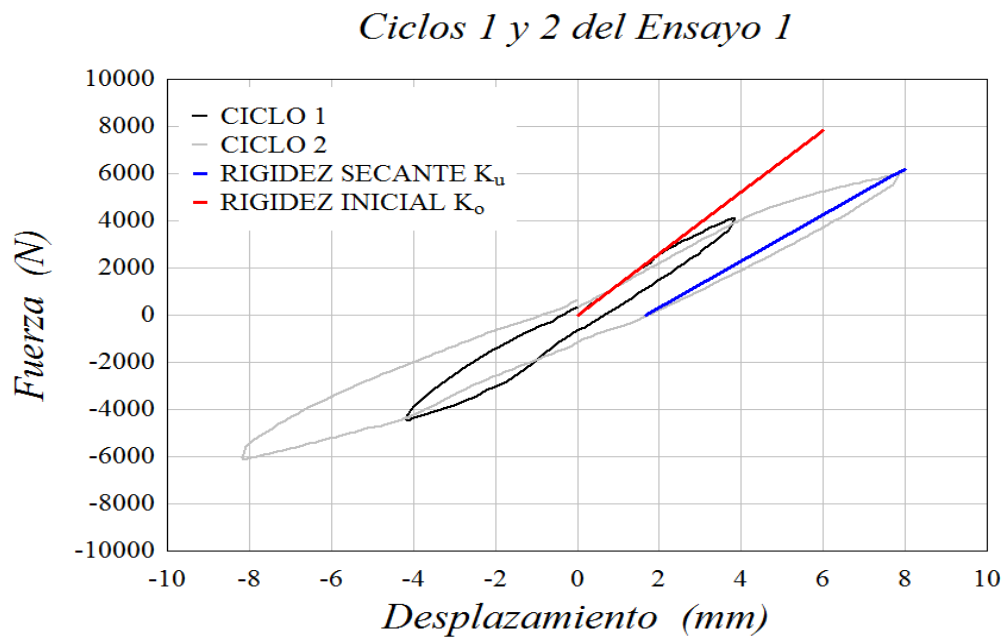


Figura 4.1. Detalle de los dos primeros ciclos de la curva de histéresis del Ensayo 1. Se observa la rigidez inicial y la rigidez última del ciclo 2

Para la definición de los criterios de colapso, para ambos ensayos fue considerada la naturaleza biaxial-coplanar de las probetas, Guerrero y otros (2006), así como la resistencia específica de cada elemento o junta; la aparición de esfuerzos torsionales o flexo-torsionales en cualquier elemento fue considerada como colapso del sistema, así como el agrietamiento significativo en las barras de hormigón armado, la rotación en las uniones mixtas o desplazamientos excesivos en las barras de acero. Todos estos parámetros fueron automáticamente calibrados y ponderados en la configuración de los ensayos a través del programa computacional utilizado para tales efectos en el Banco de Ensayos del Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado.

4.2. Ensayo Experimental 1. Pórtico mixto de hormigón armado y acero.

La probeta experimental fue sometida a cargas horizontales con comportamiento histerético en cada nodo de los extremos izquierdos de cada nivel mediante actuadores hidráulicos funcionando independientes uno del otro (Figuras 4.2 y 4.3).



Figura 4.2 Vista general del pórtico Ensayo 1 donde se observa el nivel superior de acero y el nivel inferior de hormigón armado.



Figura 4.3. Vista de los actuadores aplicados al baricentro de las vigas de acero (nivel superior) y hormigón armado (nivel inferior).

Las cargas aplicadas se seleccionaron con el objetivo de producir la respuesta estructural en términos de deformaciones inelásticas características de estructuras durante un terremoto severo y determinar el daño en la juntas viga-columna.

4.2.1 Comportamiento post ensayo.

Una vez aplicadas la cargas histeréticas descritas en la sección 3.7 la probeta realizó 14 ciclos de histéresis (correspondientes a ± 56 mm de desplazamiento máximo) antes del colapso. Este colapso se observó experimentalmente en roturas importantes en las cuatro caras de la columna 2 (columna derecha) de hormigón armado, por lo que la capacidad del pórtico quedó definida por el nivel inferior. Para el ciclo 15 la curva de histéresis ya mostró pérdida de capacidad de carga muy significativa evidenciando el colapso de la probeta. Las Figuras 4.4 a 4.8 muestran diversos detalles fotográficos del comportamiento post ensayo en la probeta. En la Figura 4.9 se observan todos los ciclos de histéresis aplicados por cada actuador y en la Figura 4.10 están mostradas las envolventes correspondientes a los ciclos positivos y negativos del nivel colapsado.

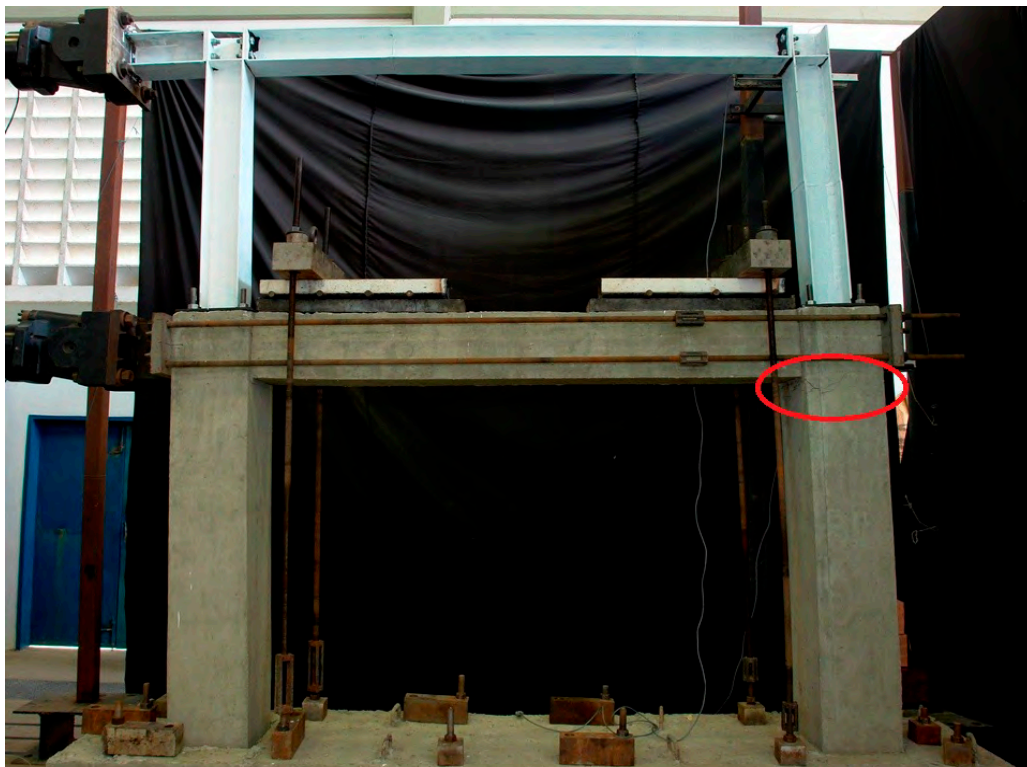


Figura 4.4. Punto de falla por tracción y corte en columna 2 de hormigón armado



Figura 4.5. Detalle del inicio de las grietas en columna 1 de hormigón armado



Figura 4.6. Detalle de falla por tracción y corte de la columna 2 de hormigón armado



Figura 4.7. Detalle de falla general de la columna 2 de hormigón armado.



Figura 4.8. Detalle de agrietamiento general de la columna 1 de hormigón armado.

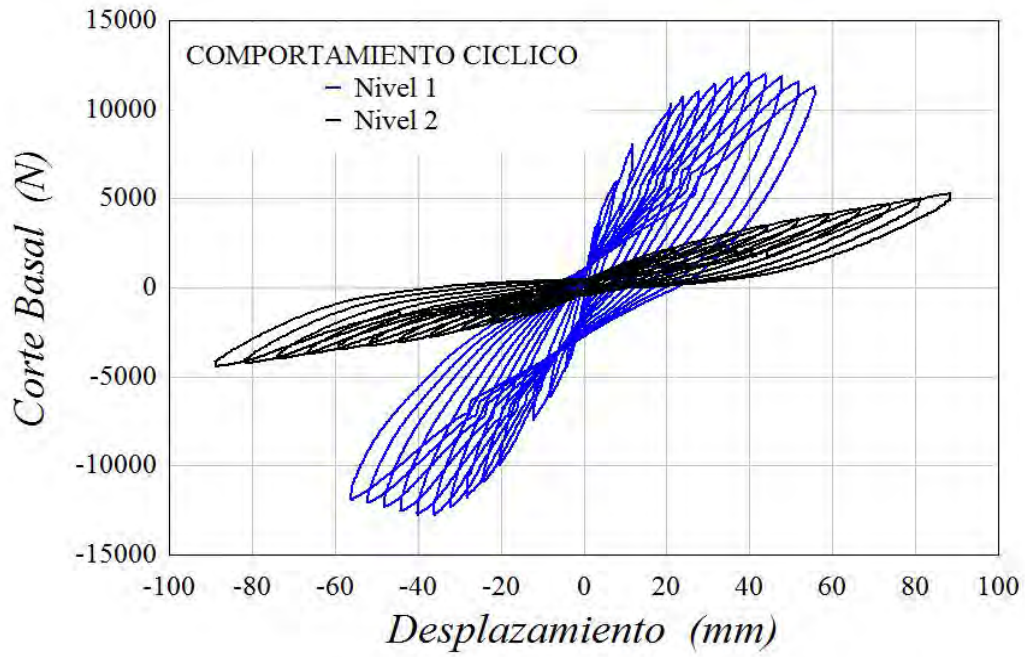


Figura 4.9. Curvas de histéresis del pórtico separadas por cada nivel.

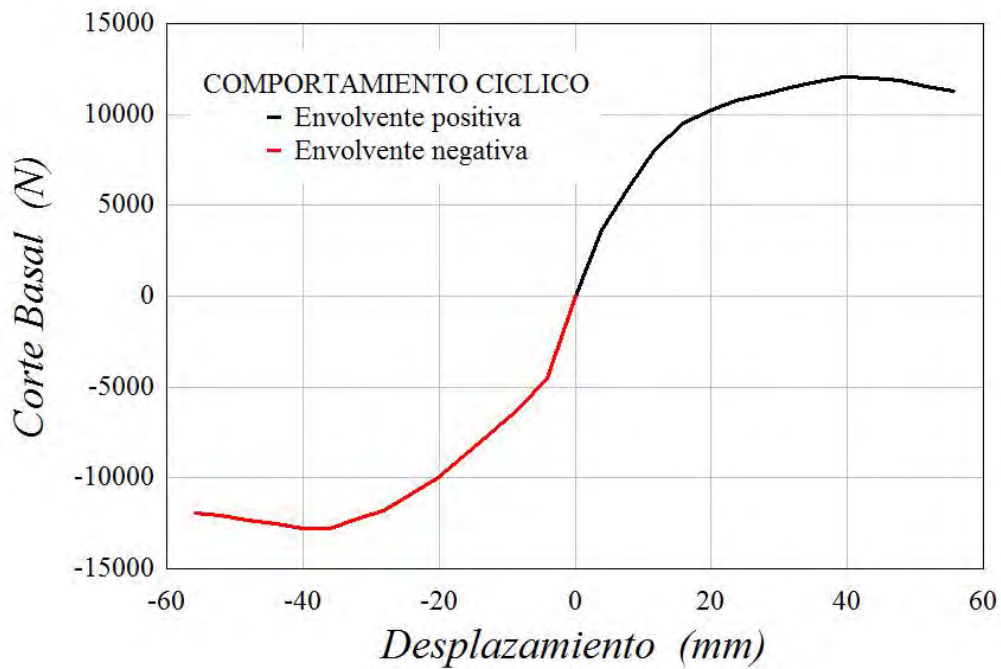


Figura 4.10. Envoltentes de las curvas de histéresis del pórtico

4.3. Ensayo experimental 2. Unión rígida mixta de hormigón armado y acero.

La probeta experimental del nodo estructural (Figura 4.11) fue sometida a cargas horizontales con comportamiento histerético en el extremo libre de la columna mediante un actuador hidráulico (Figura 4.12). Las cargas cíclicas fueron aplicadas hasta producir el colapso de la junta viga-columna. El nodo estructural central rígido está diseñado según los criterios previstos por *AISC* (2005) para las uniones de placas base resistentes a corte y momentos. Los apoyos externos en los extremos de las vigas y el extremo inferior de la columna de hormigón fueron diseñados proyectados, construidos y posteriormente modelados como rótulas y articulaciones respectivamente, a fin de simular el comportamiento de tales apoyos durante el ensayo. Por otro lado, la naturaleza biaxial de la junta mixta motivó que se tuviera en cuenta la condición previa de considerar como punto teórico de colapso el inicio de los esfuerzos flexo-torsionantes en la columna de acero estructural.



Figura 4.11. Vista general de la junta rígida con columna inferior y vigas de hormigón armado y columna superior de acero.



Figura 4.12. Vista del actuador hidráulico en el extremo libre de la columna de acero.

4.3.1 Comportamiento post ensayo.

Al aplicarse las cargas histeréticas la probeta alcanzó realizar 8 ciclos de histéresis (correspondientes a ± 64 mm de desplazamiento máximo) antes del colapso, entendido en el sentido más arriba expuesto. Este colapso se observó experimentalmente en el fallo generalizado de la columna de hormigón con agrietamientos muy importantes en las cuatro caras de la columna, generando a su vez efectos de flexo- torsión sobre la columna de acero y esfuerzos tri-axiales sobre la unión rígida. En el noveno ciclo negativo de histéresis la curva mostró total pérdida de capacidad, evidenciando el colapso de la probeta. Las Figuras 4.13 a 4.15 muestran diversos detalles fotográficos del comportamiento post ensayo en la probeta. En la Figura 4.16 se observan todos los ciclos de histéresis aplicados por el actuador y en la Figura 4.17 están mostradas las envolventes correspondientes a todos los ciclos positivos y negativos.



Figura 4.13. Composición gráfica de los puntos de colapso en los ciclos positivos y negativos. A la izquierda el ciclo negativo y a la derecha el ciclo positivo



Figura 4.14. Detalle de la rotura generalizada en las caras de la columna de hormigón.



Figura 4.15. Detalle donde se observa la rotación post-colapso de la columna de hormigón.

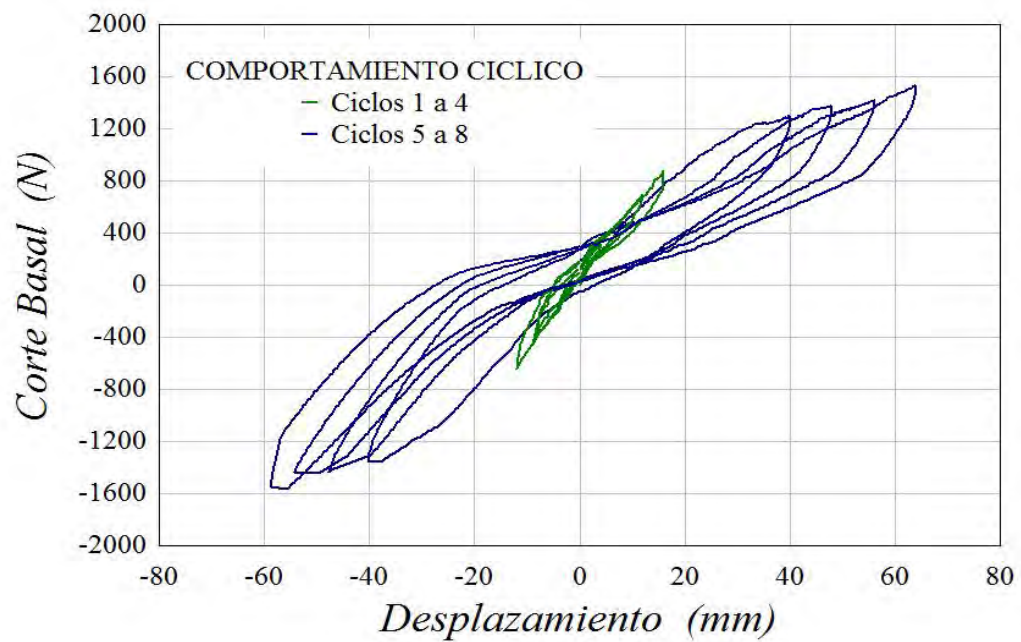


Figura 4.16. Curva de histéresis de la junta

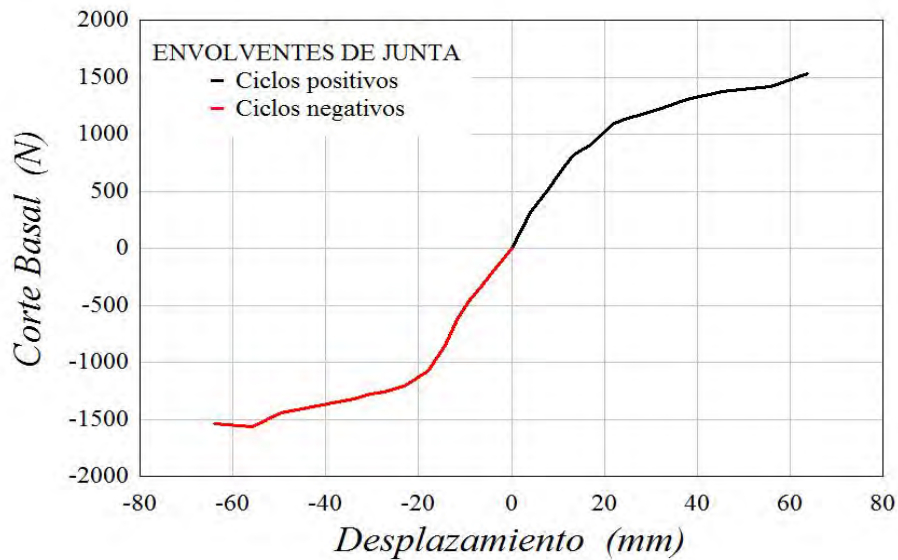


Figura 4.17. Envoltentes de la curva de histéresis de la junta

4.4. Ajuste de propiedades mecánicas de los materiales

A fin de ajustar el modelo numérico del pórtico a los resultados experimentales, las simulaciones llevadas a cabo para tal fin arrojaron los resultados que se muestran en las tablas 4.1 a 4.6. Los modelos constitutivos son consistentes con los empleados en los análisis de las edificaciones que se han descrito para esta investigación.

Tabla 4.1. Características mecánicas ajustadas del Modelo Pórtico. Hormigón armado.

Modelo constitutivo: Modelo no lineal de Chang Mander para hormigón
Esfuerzo de compresión medio (kPa): 30000
Esfuerzo de tracción medio (kPa): 10
Módulo de Elasticidad (kPa): 17000000
Deformación al valor del máximo pico del esfuerzo de compresión (m/m): 0.002
Deformación al valor del máximo pico del esfuerzo de tracción (m/m): 0.0002
Deformación crítica a compresión adimensional: 1.3
Deformación crítica a tracción adimensional: 3
Peso específico (kN/m ³): 24
Factor de confinamiento: 1.2

Tabla 4.2. Características mecánicas ajustadas del Modelo Pórtico. Acero de refuerzo.

<i>Modelo constitutivo: Menegotto-Pinto para acero con pandeo post-elástico de Monti-Nuti</i>
<i>Límite de fluencia (kPa): 42000</i>
<i>Parámetro de endurecimiento por deformación (-): 0.005</i>
<i>Coefficiente de ponderación cinemático/isotrópico: 0.9</i>
<i>Deformación de rotura (-): 0.1</i>
<i>Peso específico (N/mm³): 78</i>

Tabla 4.3. Características mecánicas ajustadas del Modelo Pórtico. Acero estructural.

<i>Modelo constitutivo: Modelo Ramberg-Osgoort con endurecimiento cinemático-dinámico</i>
<i>Módulo de elasticidad (kPa): 2.1000E+8</i>
<i>Límite de fluencia (kPa): 25300</i>
<i>Esfuerzo en la carga pico (kPa): 479500</i>
<i>Deformación al inicio de la curva de endurecimiento (-): 0.016</i>
<i>Esfuerzo del punto intermedio de la curva de endurecimiento (kPa): 420000</i>
<i>Peso específico (N/mm³): 78</i>

Tabla 4.4. Características mecánicas ajustadas del Modelo Junta. Hormigón armado.

<i>Modelo constitutivo: Modelo no lineal de Mander para hormigón</i>
<i>Esfuerzo de compresión medio (kPa): 29000</i>
<i>Esfuerzo de tracción medio (kPa): 10</i>
<i>Módulo de Elasticidad (kPa): 16000000</i>
<i>Deformación al valor del máximo pico del esfuerzo de compresión (m/m): 0.002</i>
<i>Deformación al valor del máximo pico del esfuerzo de tracción (m/m): 0.0002</i>
<i>Deformación crítica a compresión adimensional: 1.3</i>
<i>Deformación crítica a tracción adimensional: 3</i>
<i>Peso específico (kN/m³): 24</i>
<i>Factor de confinamiento: 1.2</i>

Tabla 4.5. Características mecánicas ajustadas del Modelo Junta. Acero de refuerzo.

<i>Modelo constitutivo: Menegotto-Pinto para acero</i>
<i>Límite de fluencia (kPa): 40000</i>
<i>Parámetro de endurecimiento por deformación (-): 0.002</i>
<i>Coefficiente de ponderación cinemático/isotrópico: 0.8</i>
<i>Parámetro correctivo de descarga: 2.5%</i>
<i>Deformación de rotura (-): 0.1</i>
<i>Peso específico (N/mm³): 78</i>

Tabla 4.6. Características mecánicas ajustadas del Modelo Junta. Acero estructural.

<i>Modelo constitutivo: Modelo Ramberg-Osgoort con endurecimiento cinemático-dinámico</i>
<i>Módulo de elasticidad (kPa): 2.0000E+8</i>
<i>Límite de fluencia (kPa): 25300</i>
<i>Esfuerzo en la carga pico (kPa): 479500</i>
<i>Deformación al inicio de la curva de endurecimiento (-): 0.016</i>
<i>Deformación en la carga pico (-): 0.207</i>
<i>Esfuerzo del punto intermedio de la curva de endurecimiento (kPa): 420000</i>
<i>Peso específico (N/mm³): 78</i>

4.5. Estudio numérico del comportamiento experimental

Las cargas histeréticas generaron los resultados que son mostrados en las tablas 4.7 y 4.8 en terminos de la relación de fuerzas máximas y desplazamientos por cada ciclo; También son determinados los parámetros de ductilidad y degradación de la rigidez y la consecuente evolución del daño en función de la pérdida gradual de dicha rigidez. La depuración de los datos obtenidos fue realizada tomando en cuenta tanto el comportamiento específico en cada nivel como el comportamiento conjunto de los sistemas Pórtico (ensayo 1) y Junta (ensayo 2). Esto fue logrado a través de los datos provenientes de los sistemas de medición adaptados a cada actuador hidráulico. Las uniones, conexiones y barras componentes de las probetas fueron proyectadas de manera que las cargas histeréticas aplicadas por estos actuadores generaran resultados que pudieran ser estudiados y tratados como un empuje incremental no lineal adaptativo.

Tabla 4.7. Variación de Corte último, desplazamiento último, rigidez y daño por ciclo histerético. Ensayo Pórtico.

Ciclo	V_u (kN)	δ_u (m)	Rigidez (kN/m)	Pérdida de rigidez K_u / K_0	Evolución de Daño $1 - K_u / K_0$
1	36.41	0.0038	9476.92	0.81	0.19
2	60.27	0.0078	7689.70	0.72	0.28
3	80.97	0.0118	6846.36	0.63	0.37
4	95.38	0.0159	6011.62	0.55	0.45
5	101.86	0.0196	5193.33	0.48	0.52
6	107.66	0.0236	4566.59	0.42	0.58
7	111.09	0.0277	4012.94	0.38	0.62
8	114.67	0.0316	3624.44	0.35	0.65
9	118.34	0.0356	3325.71	0.32	0.68
10	120.65	0.0394	3064.92	***	***
Ductilidad = 3.33				*** implica condición asociada al colapso	

Tabla 4.8. Variación de Corte último, desplazamiento último, rigidez y daño por ciclo histerético. Ensayo Junta.

Ciclo	V_u (kN)	δ_u (m)	Rigidez (kN/m)	Pérdida de rigidez K_u / K_0	Evolución de Daño $1 - K_u / K_0$
1	2.63	0.0040	657.54	0.95	0.05
3	5.70	0.0100	572.16	0.92	0.08
5	8.83	0.0158	557.49	0.87	0.13
6	10.83	0.0198	546.05	0.78	0.22
7	11.74	0.0240	489.13	0.70	0.30
8	12.17	0.0279	436.07	0.64	0.36
9	12.58	0.0316	397.71	0.59	0.41
10	13.13	0.0359	366.05	0.47	0.53
11	14.06	0.0475	295.97	0.43	0.57
12	14.91	0.0558	267.06	0.38	0.62
13	15.33	0.0639	239.98	0.31	0.69
14	15.38	0.0799	192.47	***	***
Ductilidad = 3.28				*** implica condición asociada al colapso	

4. 6. Modelos numéricos equivalentes.

En la construcción de los esquemas numéricos en los ensayos fueron definidos nodos no estructurales todas las columnas y vigas; la discretización se realizó dividiendo cada elemento en cuatro sub-elementos con el fin de considerar las rotaciones de cuerda de los miembros, verificación sísmica prevista en algunas normativas vigentes (Eurocódigo 8, FEMA-356, ATC-40). Estas sub-divisiones se hicieron a distancias de $0.15 l$, $0.50 l$ y $0.85 l$ de la longitud total (l) del elemento, tal como se muestra en la Figura. 4.18:



Figura 4.18. Esquema de discretización en vigas y columnas

- Pórtico.

La Figura 4.19 muestra la discretización usada en el modelo numérico del pórtico y la Tabla 4.9 muestra sus características numéricas. La Figura 4.20 muestra las curvas de capacidad obtenidas del caso experimental y del modelo numérico. La Tabla 4.10 muestra los parámetros en los límites elástico y de capacidad última del modelo numérico.

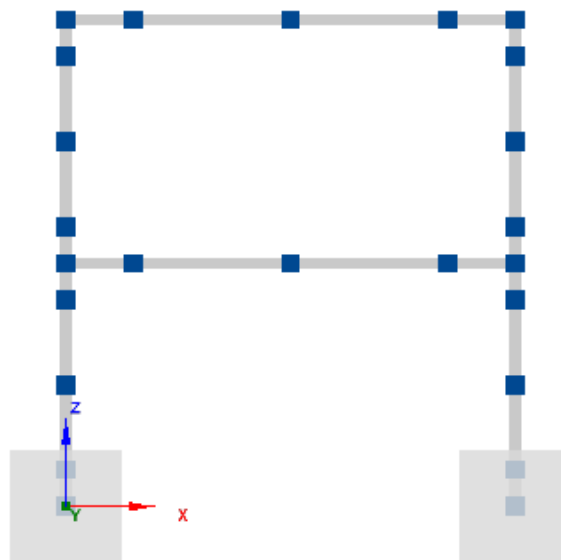


Figura 4.19. Modelo numérico del pórtico

Tabla 4.9. Características del Modelo Pórtico.

Análisis Pushover Adaptativo con control adaptativo de respuesta.
Desplazamiento objetivo: 10 cm
Esacalado basado en desplazamientos.
No. de Materiales: 3
No. de Secciones: 3
No. de Clases de Elementos: 6
No. de Nodos: 24
No. de Elementos: 24
No. de Cargas de Nodo: 2
No. de Cargas de Elemento: 0

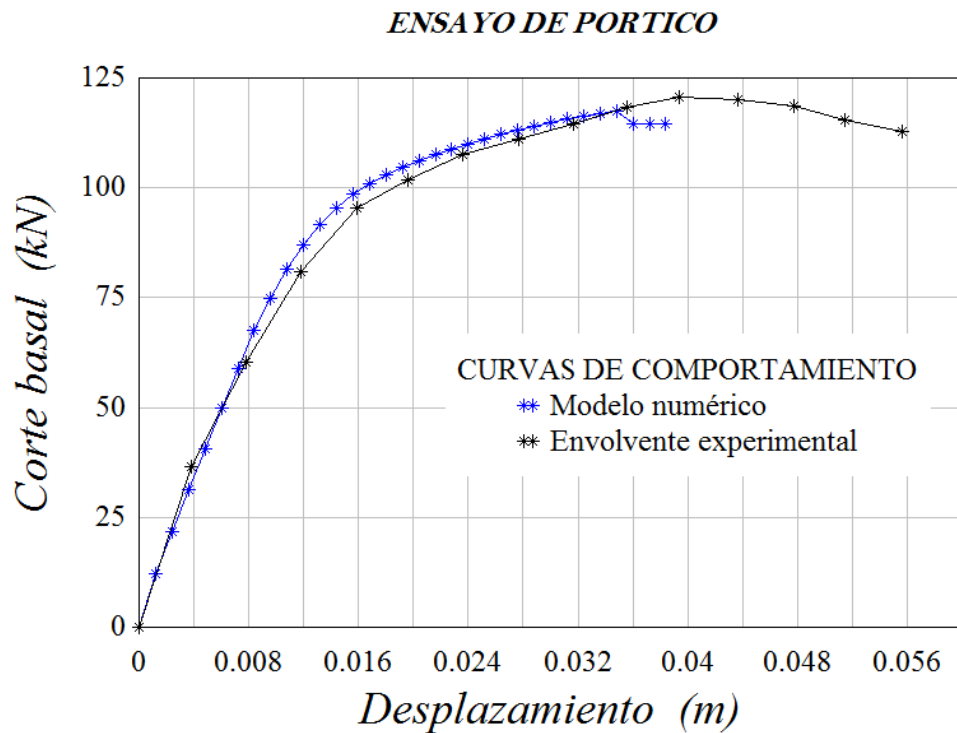


Figura 4.20. Curvas experimentales y numéricas del pórtico

Tabla 4.10. Variación de Corte último, desplazamiento último, rigidez y daño por ciclo histerético. Modelo numérico Pórtico.

	V	δ	Rigidez	Rigidez relativa final	Evolución de Daño
	(kN)	(m)	(kN/m)	K_u / K_0	$1 - K_u / K_0$
<i>Elástica</i>	12.15	0.0012	10121.95	0.02	0.98
<i>Ultima</i>	117.48	0.0384	212.06		
Ductilidad = 3.22					

- Junta.

La Figura 4.21 muestra la discretización usada en el modelo numérico de la junta y la Tabla 4.11 muestra sus características numéricas. La Figura 4.22 muestra las curvas de capacidad obtenidas para el caso experimental y para el modelo numérico. La Tabla 4.12 muestra los parámetros en los límites elástico y de capacidad última del modelo numérico.

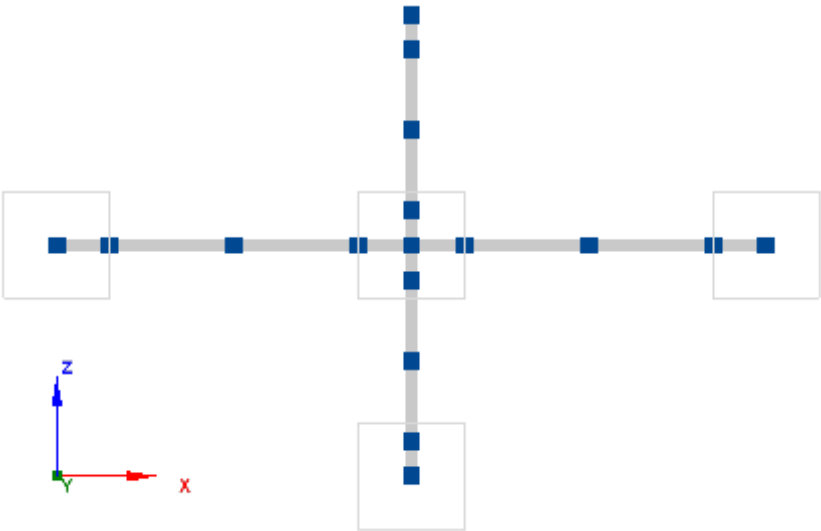


Figura 4.21. Modelo numérico de la junta

Tabla 4.11. Carcterísticas del Modelo Junta.

Análisis Pushover Adaptativo con control adaptativo de respuesta
Desplazamiento objetivo: 10 cm.
Esacalado basado en desplazamientos.
No. de Materiales: 3
No. de Secciones: 3
No. de Clases de Elementos: 6
No. de Nodos: 17
No. de Elementos: 16
No. de Cargas de Nodo: 1
No. de Cargas de Elemento: 0

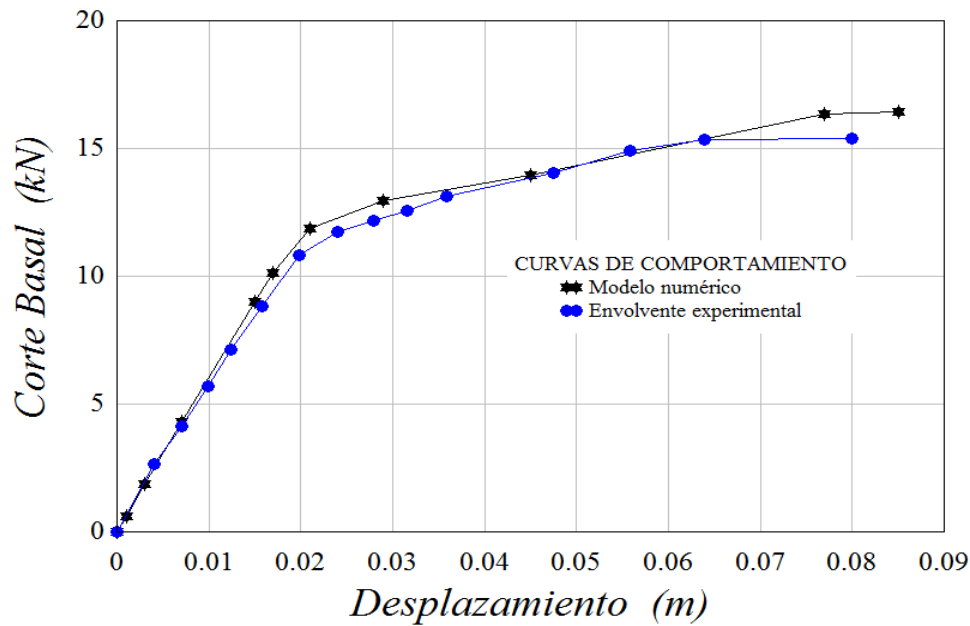


Figura 4.22. Curvas numéricas y experimentales de la junta.

Tabla 4.12. Variación de Corte último, desplazamiento último, rigidez y daño por ciclo histerético. Modelo numérico Junta.

	V (kN)	δ (m)	Rigidez (kN/m)	Rigidez relativa final K_u / K_0	Evolución de Daño $1 - K_u / K_0$
Elástica	0.62	0.001	624.42	0.34	0.66
Ultima	16.33	0.077	212.06		
Ductilidad = 3.67					

4.7. Ajuste de modelo paramétrico

Para la reafirmación y confiabilidad de los resultados en los ensayos experimentales y en sus correspondientes modelos matemáticos es de fundamental importancia desarrollar modelos numéricos que permitan ajustar en forma conjunta ambos tipos de resultados. Para lograr esto último se utilizó el modelo paramétrico propuesto por Pujades et al. (2014) para curvas y espectros de capacidad. Esta metodología fue aplicada a las siguientes curvas: envolvente experimental del ensayo Pórtico (curva *CEEP*), modelo numérico equivalente del ensayo Pórtico (curva *MNEP*), envolvente experimental de la rama positiva histerética del ensayo Junta (curva *CEPEJ*), envolvente experimental de la rama negativa histerética del ensayo Junta (curva *CENEJ*), envolvente experimental media del ensayo Junta (curva *CEMEJ*) y modelo numérico equivalente del ensayo Junta (curva *MNEJ*). Puesto que este modelo estudia en detalle y separadamente las partes lineal y no

lineal de las curvas de capacidad, en las Figuras 4.23 y 4.24 se muestran respectivamente la curva de capacidad y la separación de las partes lineal y no lineal de la curva de capacidad experimental del ensayo del pórtico (CEEP).

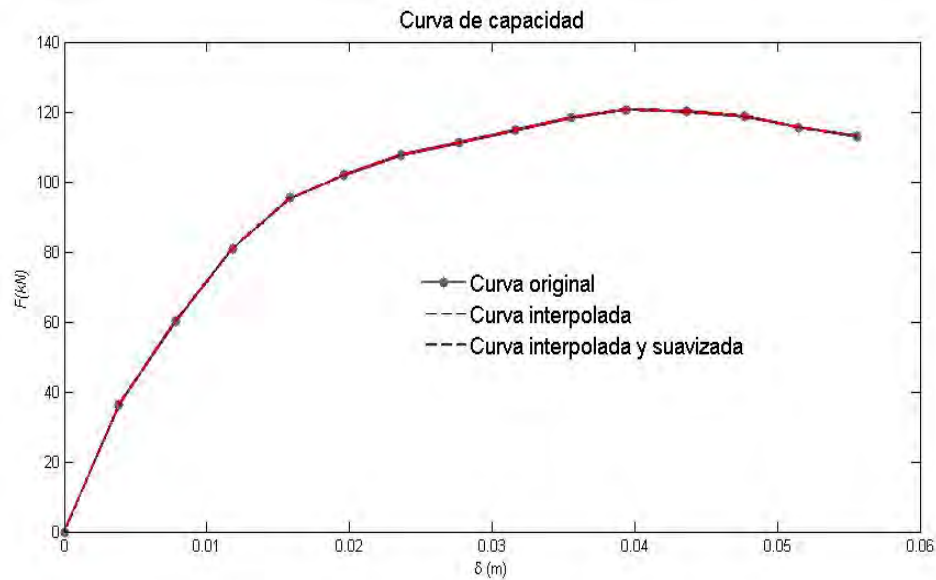


Figura 4.23. Curva CEEP

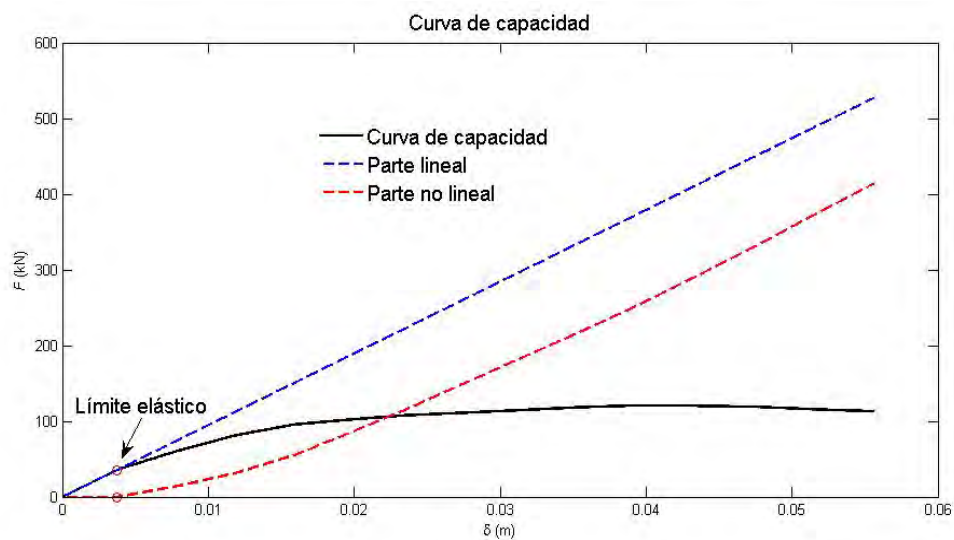


Figura 4.24. Detalle de separación de las partes lineales y no lineales en la curva CEEP

Las componentes no lineales normalizadas fueron modeladas a través de funciones Lognormales y funciones Beta acumulativas. Los parámetros μ y σ (función LogNormal),

λ y ν (función Beta) correspondientes a las medias y desviaciones estándar, asociadas a su vez a la escala y forma de las curvas, fueron determinados para todas las curvas utilizadas en estos ensayos y son mostrados en las gráficas 4.26 a 4.31. En todos los casos el mejor ajuste se obtuvo con la utilización de la función Lognormal que por otra parte, es la forma preferida también en el trabajo de Pujades et al. (2014). Los resultados permiten comparar, ajustar y validar muy satisfactoriamente los parámetros relativos a degradación de rigidez y disipación de energía en el punto de capacidad última de las probetas ensayadas; Para esto fueron evaluadas un sub-conjunto de curvas de capacidad provenientes de los resultados experimentales y de los modelos matemáticos de los ensayos realizados. En la Figura 4.25 se muestra el detalle de las primeras derivadas de la curva de capacidad y de sus partes lineal y no lineal para el caso CEEP.

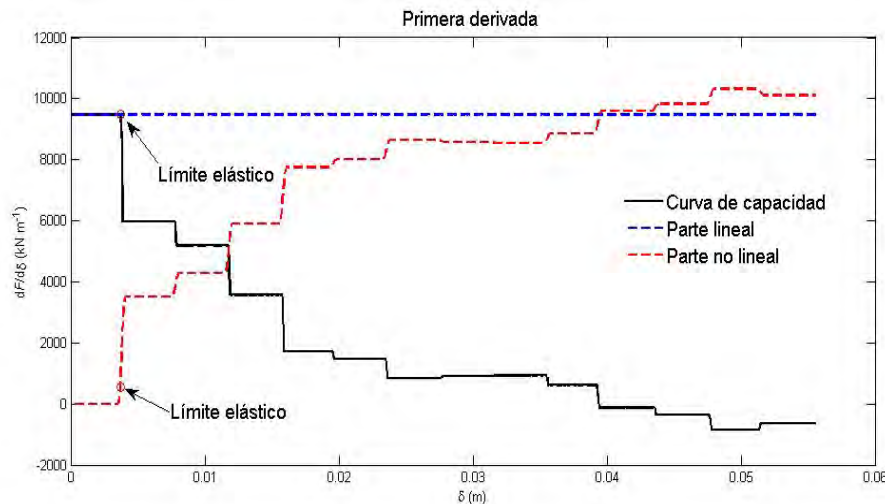


Figura 4.25. Detalle de las derivadas de las funciones de CEEP (Pujades et al. 2014).

En las Figuras 4.26 a 4.31 respectivamente se muestra el detalle de los ajustes para los casos CEEP (fig. 4.26), MNEP (fig. 4.27), CEPEJ (fig. 4.28), CENEJ (fig. 4.29), CEMEJ (fig. 4.30) y MNEJ (fig. 4.31); en todas estas figuras, se muestra la separación de las curvas de capacidad en su parte lineal y no lineal (arriba a la izquierda) las derivadas correspondientes (abajo a la izquierda), las derivadas segundas (abajo a la derecha) y el error del ajuste en % en función del desplazamiento (arriba a la derecha). Se observa cómo todos los ajustes son buenos, siendo mejor, en general, el ajuste usando la función lognormal.

Envolvente Experimental. Ensayo Pórtico

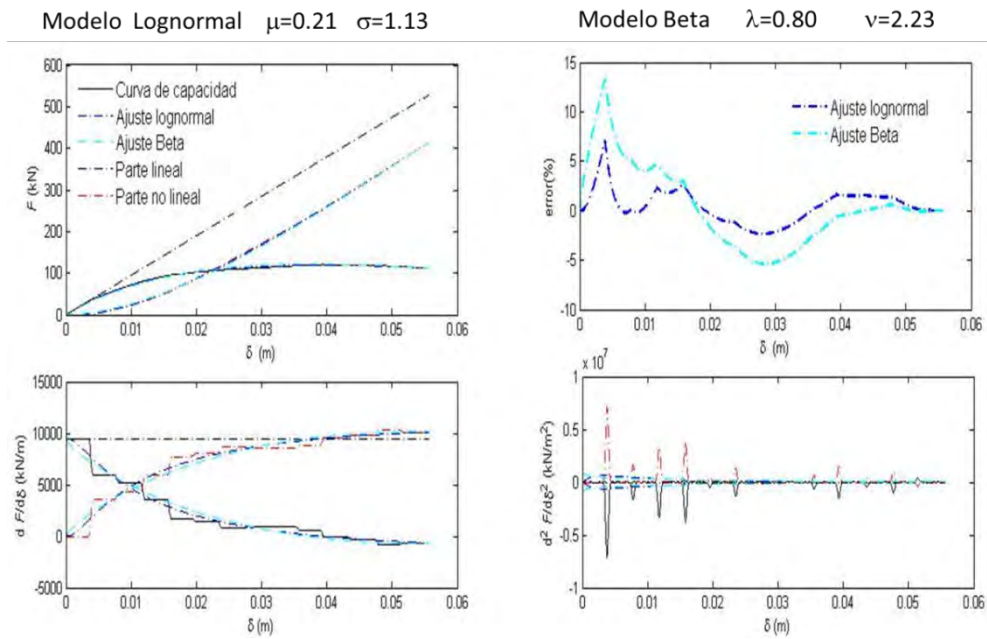


Figura 4.26. Parámetros de ajuste LogNormal y Beta para CEEP (Pujades et al. 2014).

Modelo numérico. Ensayo Pórtico

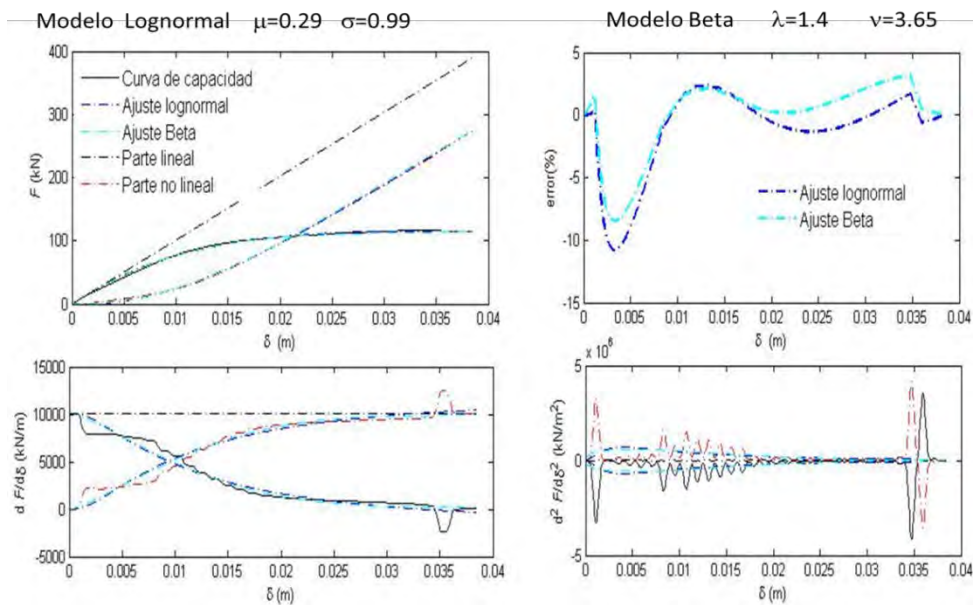


Figura 4.27. Parámetros de ajuste LogNormal y Beta para MNEP (Pujades et al. 2014).

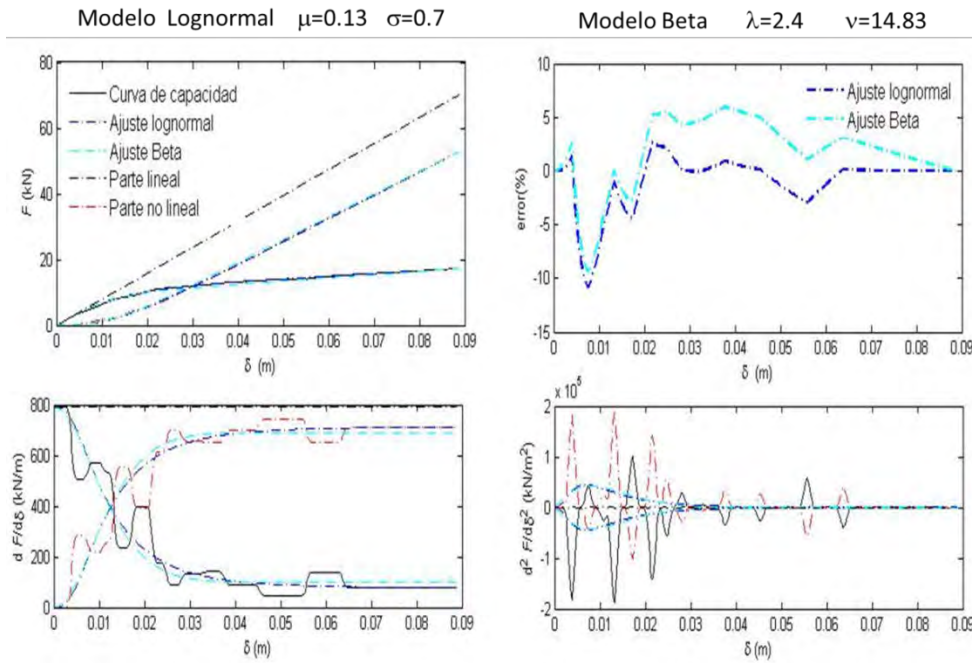
Envolvente (+). Ensayo Junta


Figura 4.28. Parámetros de ajuste LogNormal y Beta para CEPEJ (Pujades et al. 2014).

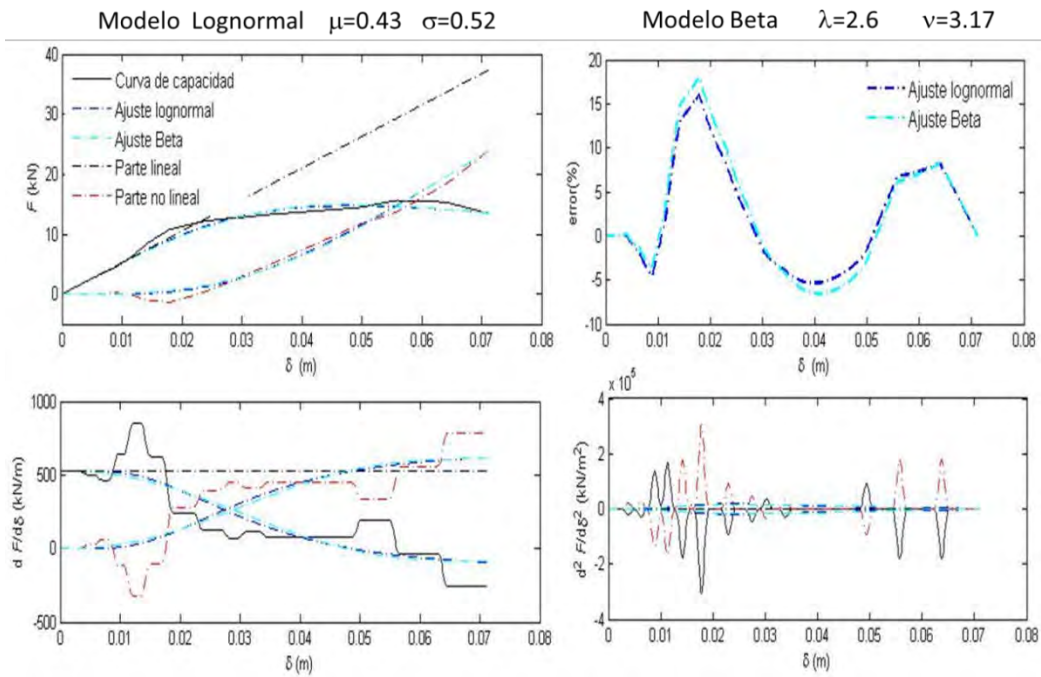
Envolvente (-). Ensayo Junta


Figura 4.29. Parámetros de ajuste LogNormal y Beta para CENEJ (Pujades et al. 2014).

Envolvente promedio. Ensayo Junta

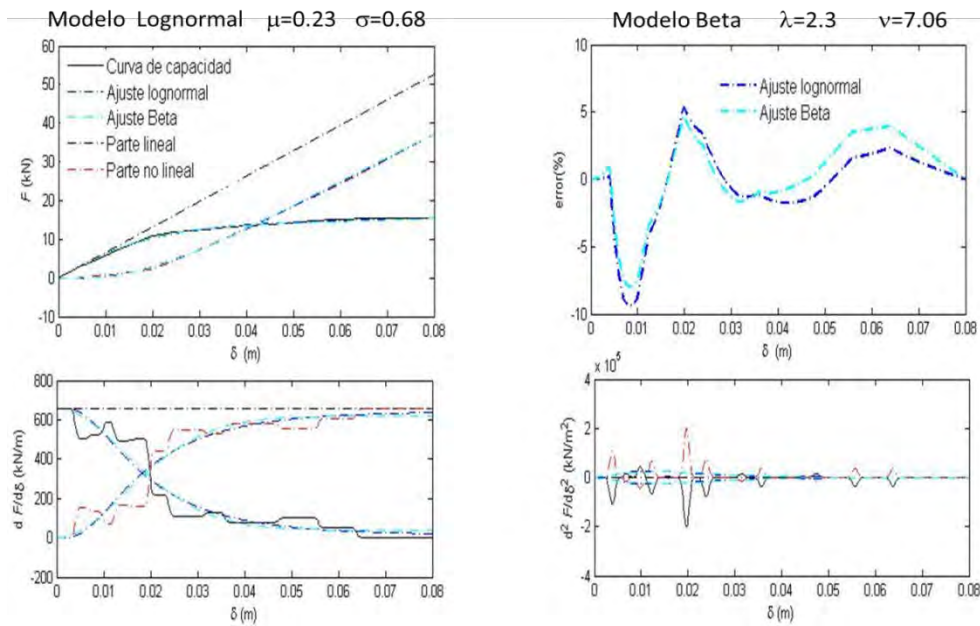


Figura 4.30. Parámetros de ajuste LogNormal y Beta para CEMEJ (Pujades et al. 2014).

Modelo numérico. Ensayo Junta

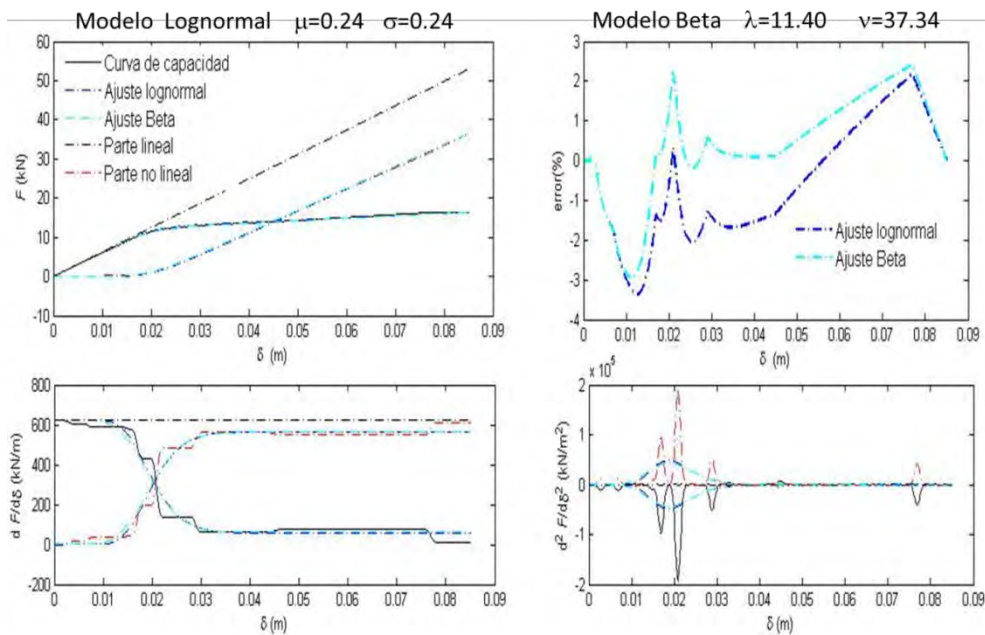


Figura 4.31. Parámetros de ajuste LogNormal y Beta para MNEJ (Pujades et al. 2014).

Las figuras 4.32 y 4.33 muestran un resumen de las curvas originales y ajustadas de los ensayos realizados y de sus modelos numéricos equivalentes. Se comprueba que las

capacidades últimas, la ductilidad y la degradación de rigidez presentan valores muy similares entre las curvas experimentales, numéricas y ajustadas; por otro lado, las desviaciones, varianzas y porcentajes de error resultantes (tablas 4.13 y 4.14) a través de los parámetros de las funciones lognormales son significativamente bajos y representan una validación fundamental de los resultados obtenidos. Todo esto permite inferir la viabilidad de utilizar el modelo paramétrico en ensayos experimentales de sistemas porticados sometidos a cargas laterales histeréticas. En este sentido, una vez detallada la metodología seguida para el ajuste de las curvas experimentales y numéricas según el procedimiento de Pujades et al. (2014), se construyeron los modelos de fragilidad y daño asociados a esta metodología. El desarrollo en detalle de los modelos de fragilidad y daño de acuerdo en los modelos risk-UE y de Pujades et al. (2014) se muestra en un anexo técnico (Anexo B) al final de este documento. La Tabla 4.15 compara los resultados empíricos experimentales referentes a degradación de rigidez y progresión de daño con los obtenidos a través de este modelado paramétrico mostrando una excelente consistencia.

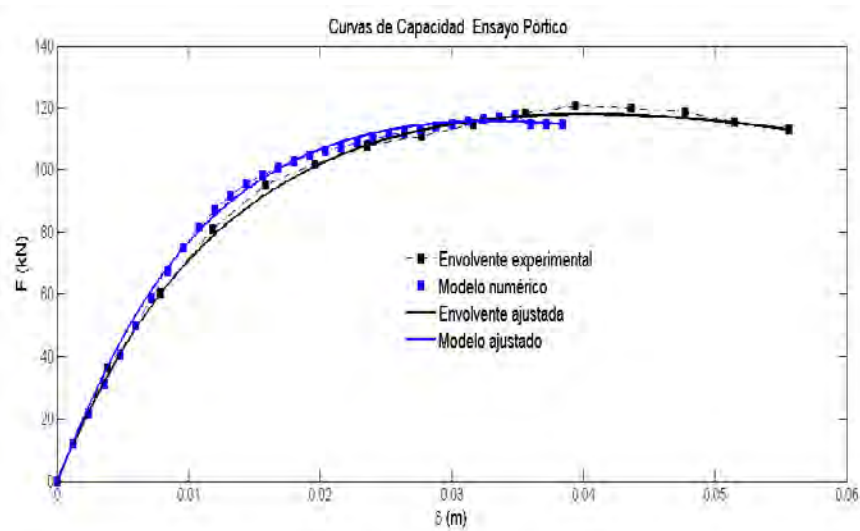


Figura 4.32. Resumen de curvas de capacidad. Ensayo Pórtico.

Tabla 4.13. Parámetros de ajuste en curvas de ensayo Pórtico

ENSAYO PÓRTICO (EP)						
Curvas		parámetros				
		m (kN/m)	D_u (cm)	V_u (kN)	μ	σ
Envolvente experimental	CEEP	9476.9	3.94	120.65	0.21	1.13
Modelo numérico	MNEP	10122.0	3.48	117.50	0.29	0.99

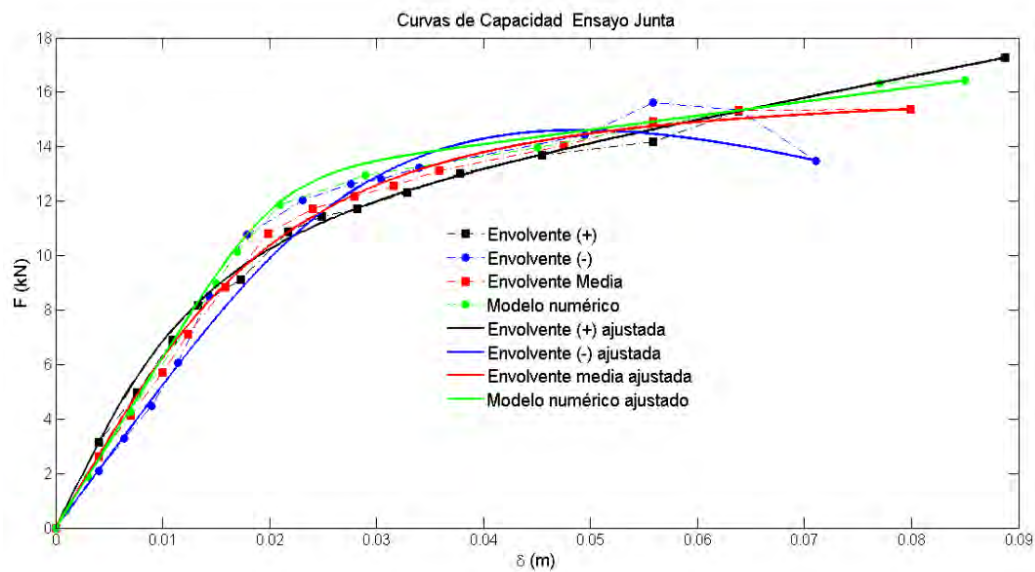


Figura 4.33. Resumen de curvas de capacidad. Ensayo Junta.

Tabla 4.14. Parámetros de ajuste en curvas de ensayo Junta

ENSAYO JUNTA (EJ)						
Curvas		Parámetros				
		m (kN/m)	D_u (cm)	V_u (kN)	μ	σ
Envoltente positiva	CEPEJ	789.8	8.88	17.269	0.13	0.70
Envoltente negativa	CE-NEJ	525.3	7.10	13.494	0.43	0.52
Envoltente media	CE-MEJ	657.5	7.99	15.381	0.23	0.68
Modelo numérico	MNEJ	624.4	8.50	16.431	0.24	0.24

Tabla 4.15. Comparación entre índice de daño IDcc y el Índice de daño experimental IDE

Umbral de daño según modelo de daño IDcc					
Curvas de capacidad	d_u (cm)	Leve	Moderado	Severo	Completo
Modelo numérico pórtico	3.84	0.40	1.10	2.20	3.60
Modelo numérico junta	8.50	2.00	2.90	4.70	7.90

Evolución de daño experimental IDE expresada en términos porcentuales					
Envoltentes de ensayos	d_u (cm)	(19-22)%	(36-37)%	(57-58)%	> 68%

<i>Ensayo pórtico</i>	3.94	0.38	1.18	2.36	3.56
<i>Ensayo junta</i>	7.10	1.98	2.79	4.75	6.39

5. ESTUDIO NUMERICO DE EDIFICIOS MIXTOS

El estudio de los modelos que se muestran en este capítulo se fundamenta pero no se limita a la metodología que se define en el capítulo 3. En este sentido, se han elegido dos modelos de edificaciones mixtas denominadas E15M (modelo de edificio existente 1 con cuatro niveles de hormigón armado y un nivel de acero) y M27M (modelo 2 con seis niveles de hormigón armado y un nivel de acero). Cada modelo se ha analizado a través de sus elementos porticados de 2, 4 y 6 ejes resistentes verticales para E15M y 3, 5 y 6 ejes resistentes verticales para el segundo modelo M27M. Se ha realizado un estudio comparativo exhaustivo a fin de valorar la confiabilidad de la respuesta en los modelos propuestos a través de, por lo menos, dos tipos de análisis no lineal de naturaleza estática y dinámica. A su vez, el Análisis Estático no Lineal (*AENL*) está desarrollado en concordancia con: a) lo propuesto en los documentos ATC-40, FEMA 440 y el Proyecto Risk EU, y b) el modelo paramétrico de capacidad y daño propuesto en Pujades et al. (2014). El Análisis Dinámico no Lineal (*ADNL*) se utilizó según los criterios desarrollados por Vamvatsikos y Cornell (2002, 2005) y Vamvatsikos y Fragiadakis (2009), entre otros, con el objetivo de establecer parámetros comparativos y determinar resultados y conclusiones acerca del comportamiento de esta clase de modelos de edificaciones.

5.1 *Análisis modal*

En primer lugar se detallan los principales resultados modales: período y frecuencia natural de vibración en los tres primeros modos; Además, puesto que los Factores de Participación Modal obtenidos como la razón entre el *factor de excitación modal* y la *masa generalizada* cuantifican la fuerza de esa participación modal en la respuesta dinámica de cada sistema, en las Tablas 5.1 y 5.2 se muestran los factores de participación modal normalizados de cada sistema en los primeros 4 modos de vibración, tal como lo propone Priestley et al. (1996).

5.1.1 Modelo E15M

Este modelo corresponde a un edificio existente en la zona objeto de este estudio y consta de 5 niveles y tiene una altura de 13,50 m; Se estudia a través de tres sistemas

estructurales (pórticos) cada uno de ellos con la misma altura, pero diferente número de ejes de columnas: 2 (sistema E15M2), 4 (sistema E15M4) y 6 (sistema E15M6). Siendo este modelo una edificación existente, cada sistema porticado tiene las dimensiones reales en los elementos de hormigón armado, sólo variando los elementos columna viga del último nivel de acero estructural pero que son iguales entre sí en los tres sistemas estudiados, (véase la Figura 5.1). Los periodos propios resultantes del análisis modal se muestran en la Tabla (5.1).

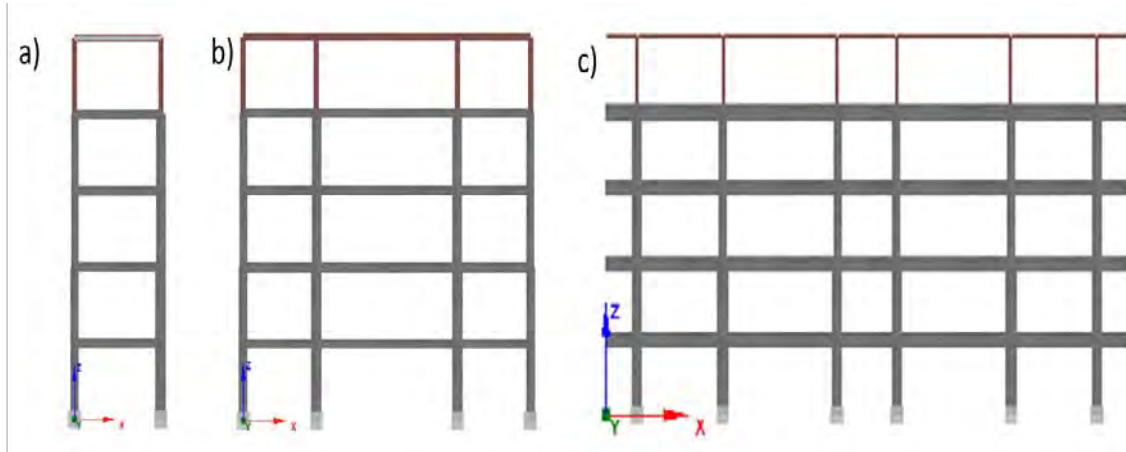


Figura 5.1. Vista de esquemas de sistemas porticados del modelo E15M.

Tabla 5.1. Cantidades modales del análisis de modos propios para el modelo E15M.

Modo	Período (s)	Factores de participación modal			Masa modales efectivas (masas acumulativas)		
		U_x	U_y	U_z	U_x	U_y	U_z
E15M2	1	1.313	0.000	-5.331	0.000	28.420	0.00
	2	0.581	-5.561	0.000	-0.01	31.931	28.420
	3	0.510	0.000	-0.271	0.000	31.931	28.494
	4	0.268	0.000	2.739	0.000	31.931	35.997
E15M4	1	1.335	0.000	-7.391	0.000	0.000	54.632
	2	0.862	0.000	0.000	0.000	0.000	54.632
	3	0.406	8.107	0.000	0.000	65.723	54.632
	4	0.292	0.000	-3.879	0.000	65.723	69.678
E15M6	1	1.146	0.000	-10.157	0.000	0.000	103.158
	2	0.768	0.000	0.034	0.000	0.000	103.160
	3	0.243	11.209	0.000	0.000	125.638	103.160
	4	0.211	0.000	-5.564	0.000	125.638	134.113

5.1.2 Modelo M27M

En este modelo de 7 pisos y 19 m de altura se estudian tres pórticos con similar configuración estructural pero diferente número de ejes resistentes verticales (ejes de columna): 2 ejes en el sistema M27M2, 5 ejes en el sistema M27M5 y 6 en el sistema M27M6). En este modelo todos los elementos de hormigón son similares para cada sistema, sólo variando los elementos columna-viga del último nivel de acero estructural pero los cuales son iguales entre sí en los tres sistemas estudiados, (véase la Figura 5.2). Los periodos propios resultantes del análisis modal se muestran en la Tabla (5.2).

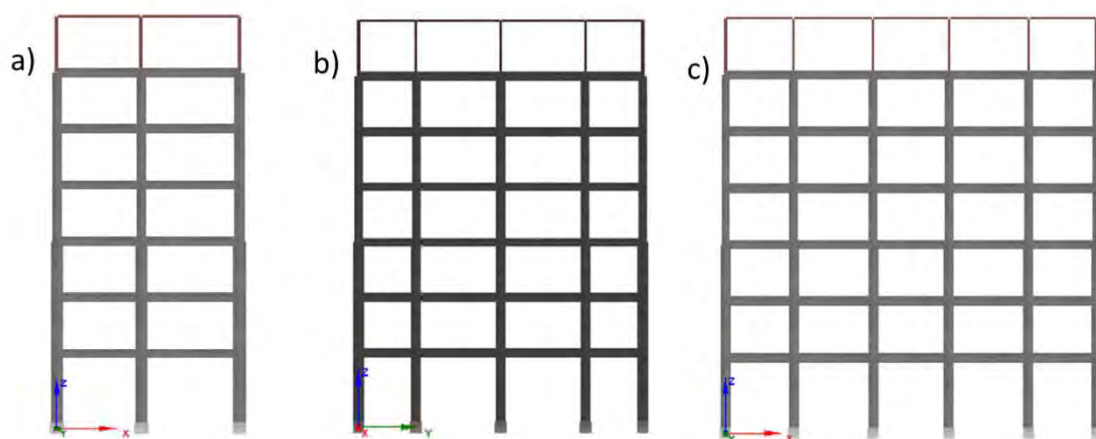


Figura 5.2. Vista de esquemas de sistemas porticados del modelo M27M.

Tabla 5.2. Cantidades modales del análisis de modos propios para el modelo M27M

Modo	Período (s)	Factores de participación modal			Masas modales efectivas (masas acumulativas)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
M27M3	1	2.646	0.000	-9.536	0.000	90.93	0.00
	2	0.965	0.000	0.121	0.000	90.94	0.00
	3	0.640	0.000	3.949	0.000	106.54	0.00
	4	0.545	10.761	0.000	-0.014	115.80	106.54
M27M5	1	2.246	11.259	0.000	0.000	126.76	0.000
	2	1.171	0.000	0.000	0.000	126.76	0.000
	3	0.446	0.000	-12.723	0.000	126.76	161.88
	4	0.445	6.348	0.000	0.000	167.05	161.88
M27M6	1	2.406	0.000	-10.157	0.000	0.000	103.16
	2	0.888	0.000	0.039	0.000	0.000	103.16
	3	0.481	11.209	0.000	0.000	125.64	103.16
	4	0.466	0.000	-5.564	0.000	126.64	134.11

Los resultados obtenidos en los análisis de modos propios de ambos modelos muestran que en cuanto a la masa efectiva determinada según lo propuesto por Priestley et al. (1995), los valores y porcentajes predominantes corresponden al primer modo de vibración, aunque también son significativos las magnitudes correspondientes hasta el 4^{to} modo de vibración. Por otro lado, los períodos fundamentales del 1^{er} modo de vibración en todos los sistemas son significativamente mayores a los otros modos considerados y las masas participativas alcanzan los valores mínimos de 95% de contribución efectiva en el 4^{to} modo de vibración en todos los casos.

5.2 Capacidad

Las curvas de capacidad se han generado utilizando el Empuje Incremental Adaptativo (*Adaptive Pushover*) explicado en la sección 3.4, considerando lo planteado por (entre otros) Antoniou y Pinho (2004) y Papanikolaou y Elnashai (2005) sobre el patrón de cargas que es continuamente actualizado basado en una combinación de las formas modales instantáneas correspondientes a los períodos inelásticos de la estructura. Esto ha permitido incorporar características dinámicas en el estudio de los sistemas estructurales en ambos modelos al considerar amplificaciones espectrales generadas por los períodos inelásticos. Así, en las curvas de capacidad obtenidas son consideradas las contribuciones de los modos altos de vibración, así como la resistencia localizada y características modales de los pórticos inducidas por la acumulación progresiva del daño. Al considerarse explícitamente en el análisis la degradación de rigidez, el alargamiento de los períodos y la influencia de todos los modos de vibración junto al movimiento sísmico, se obtienen resultados y valores que han sido cotejados, comparados y validados en términos de confiabilidad estructural con los resultados obtenidos de la aplicación del modelo paramétrico de Pujades et.al. (2014) en estos modelos numéricos y en los modelos experimentales detallados en el capítulo 4.

Por otra parte, en el *Análisis Dinámico IDA* los valores picos de corte basal son relacionados con el respectivo desplazamiento del techo de la edificación para cada uno de los gráficos de *análisis dinámico en el dominio del tiempo* (*Análisis en el Tiempo*). El gráfico resultante es el conocido en la literatura científica como la *curva de pushover dinámico* o *curva envolvente IDA*. Para cada sistema estudiado se han ejecutado 10 análisis *IDA* correspondientes a la aplicación de los 10 acelerogramas utilizados en esta investigación. En cada análisis se utilizaron 11 factores de escala con incrementos de 0.03 con una

aceleración normalizada mínima de 0.03 y máxima de 0.33 g. Como resultado, la *curva de pushover dinámico* se compara con las curvas de capacidad obtenidas del empuje incremental *Adaptive Pushover* antes descrito y se muestra la relación entre el desplazamiento lateral máximo en función de la aceleración (*PGA*) para cada uno de los acelerogramas aplicados a los sistemas estructurales de los modelos. Los desplazamientos relativos son determinados para cada nivel y han sido comparados con modelos de similar configuración estructural de hormigón armado.

5.2.1 Modelo E15M

En las figuras 5.3 a 5.8 se muestran los resultados obtenidos en términos de capacidad, desplazamientos estáticos y dinámicos y desplazamientos relativos por nivel.

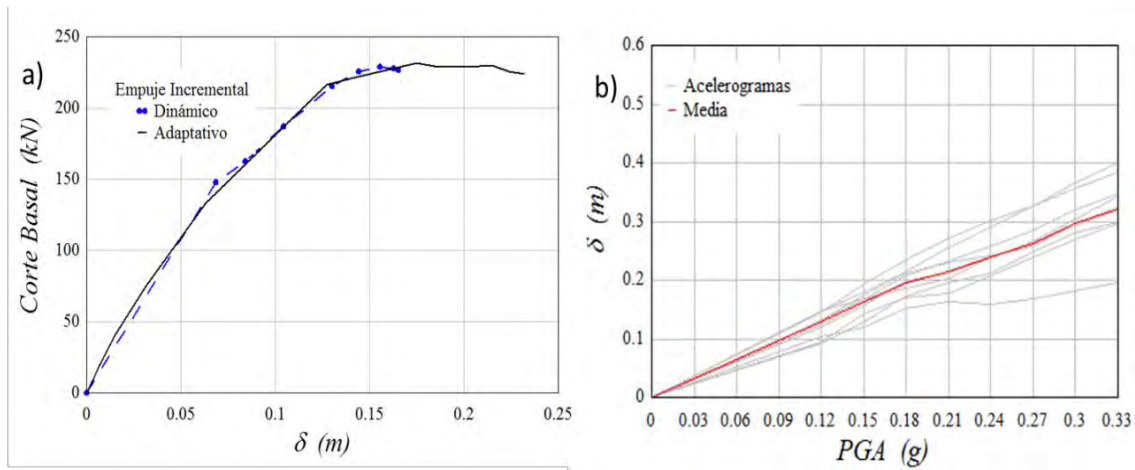


Figura 5.3. a) Curvas de capacidad AENL y ADNL para el sistema porticado E15M2; b) Desplazamiento dinámico del sistema porticado E15M2 en función de la aceleración

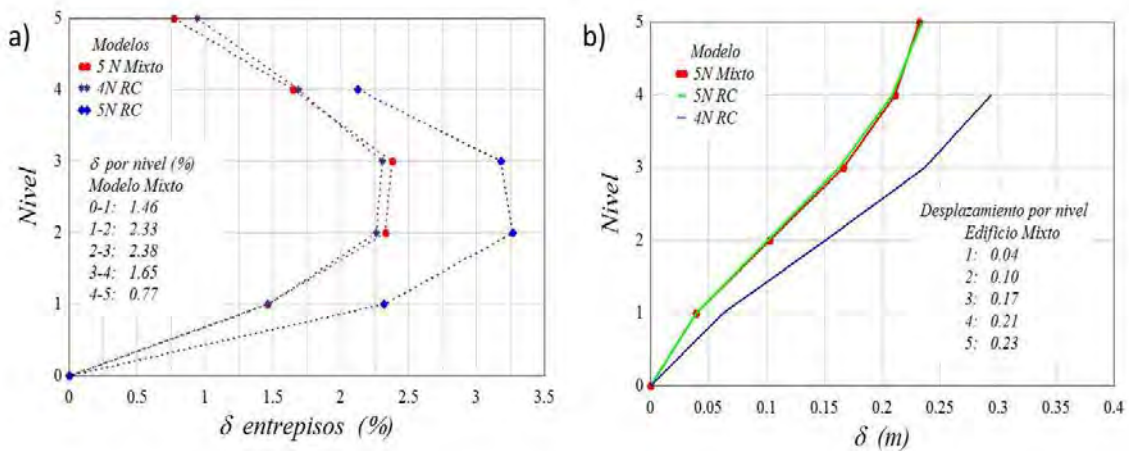


Figura 5.4. Comparación de desplazamientos del modelo E15M2 con modelos similares de RC; a) desplazamientos relativos; b) desplazamientos absolutos

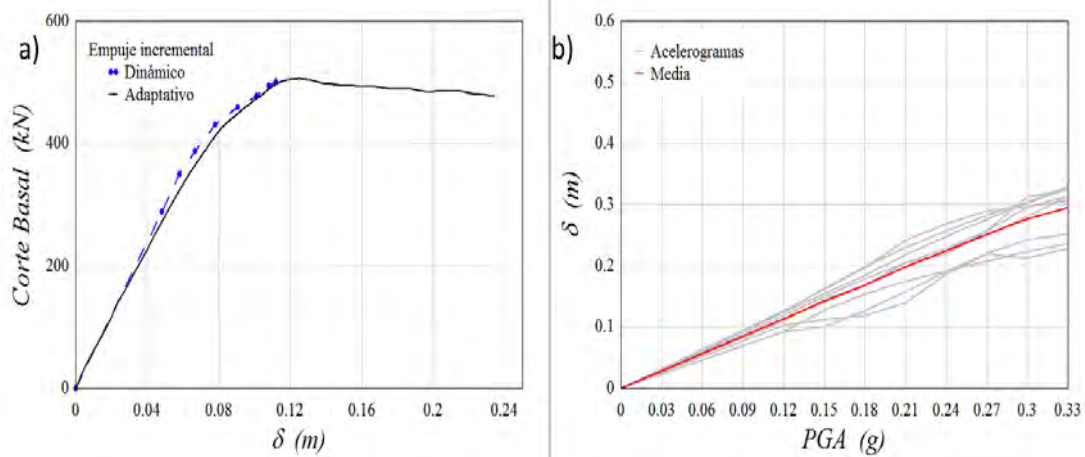


Figura 5.3. a) Curvas de capacidad AENL y ADNL para el sistema porticado E15M4; b) Desplazamiento dinámico del sistema porticado E15M4 en función de la aceleración

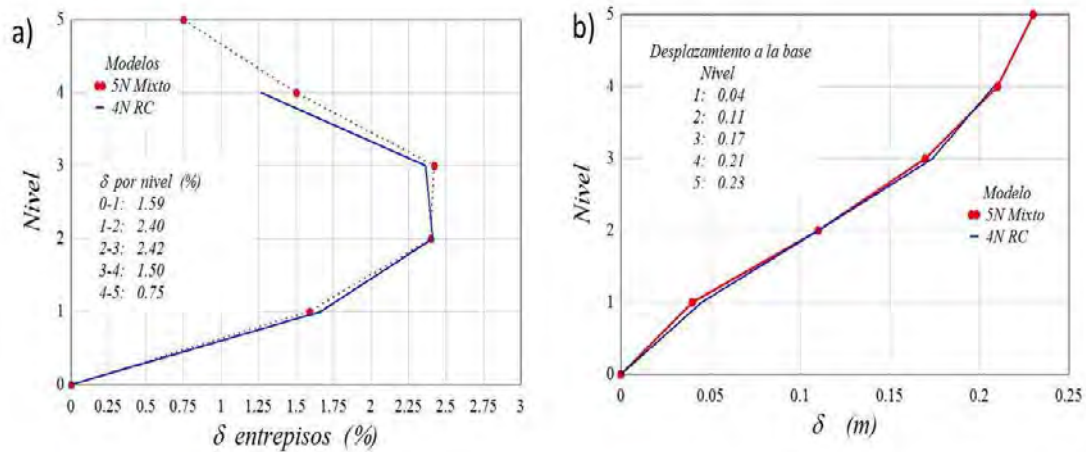


Figura 5.4. Comparación de desplazamientos del modelo E15M4 con modelos similares de RC; a) desplazamientos relativos; b) desplazamientos absolutos

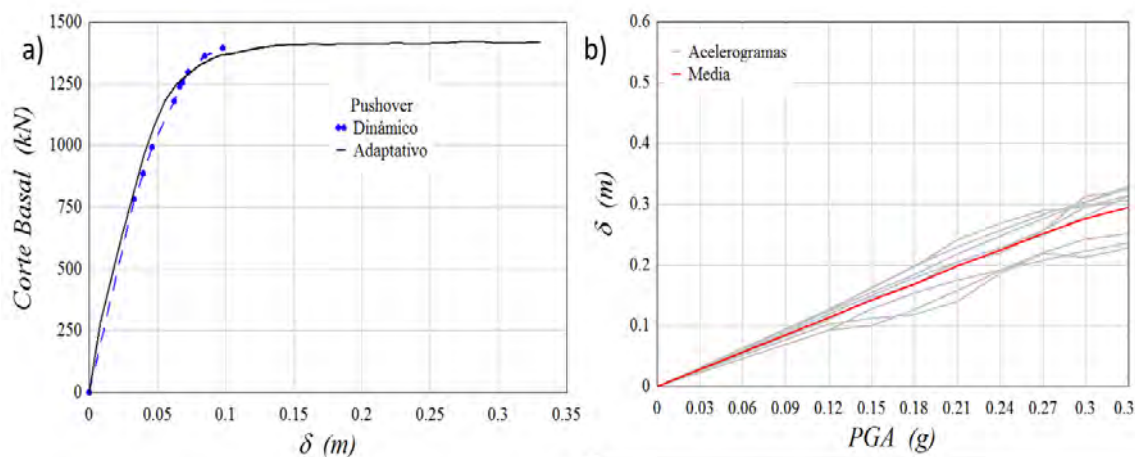


Figura 5.5. a) Curvas de capacidad AENL y ADNL para el sistema porticado E15M6; b) Desplazamiento dinámico del sistema porticado E15M6 en función de la aceleración

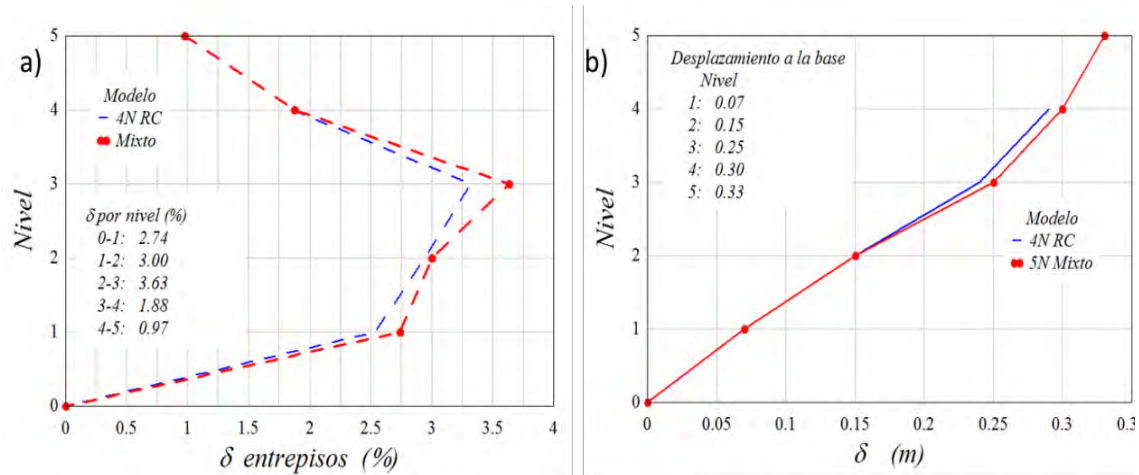


Figura 5.6. Comparación de desplazamientos del modelo E15M6 con modelos similares de RC; a) desplazamientos relativos; b) desplazamientos absolutos

Las curvas de capacidad que se observan en las figuras 5.3a, 5.5a y 5.7a muestran que el *Adaptive Pushover* basado en desplazamientos, (Antoniou y Pinho, 2008) y la envolvente *IDA* generan valores en rigidez inicial y comportamiento inelástico cuyas diferencias porcentuales no son significativas. Las diferencias medias entre los valores de pendiente elástica y V_u (cortante último) determinados en ambas metodologías tampoco exceden en ningún caso el 5%. También son claramente visibles las mesetas de fluencia de las curvas, entre los desplazamientos asociados a los puntos máximos y últimos de la capacidad. Por otro lado, la media de los desplazamientos dinámicos de las figuras 5.3b, 5.5b y 5.7b muestran que para una aceleración de diseño de 0.30 *PGA*, los valores máximos se asemejan a los desplazamientos últimos (du) obtenidos en el análisis *Pushover Adaptativo* (figuras 5.4b, 5.6b y 5.8b) haciéndose la diferencia más pequeña en la medida que aumenta la rigidez de los sistemas porticados. En las figuras 5.4a, 5.6a y 5.8a se observan los desplazamientos relativos de los sistemas porticados y son comparados con edificaciones similares de hormigón armado. Los resultados muestran diferencias significativas entre los modelos de 4 y 5 niveles, mientras que los modelos de 5 niveles de hormigón armado y mixto, presentan menores diferencias entre sí. Estos resultados se resumen y muestran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Pendientes iniciales y valores últimos de los modelos estructurales E15M

	Pendiente inicial	du (m)	V_u Adaptativo (kN)	V_u Dinámico (kN)
E15M2	2780	0.232	223.07	216.82
E15M4	6606	0.234	477.30	500.66
E15M6	29396	0.332	1458.00	1396.12

5.2.2 Modelo M27M

En las figuras 5.9 a 5.14 se muestran los resultados obtenidos en términos de capacidad, desplazamientos estáticos y dinámicos y desplazamientos relativos por nivel, tanto en modelos con estructuras mixtas y los modelos equivalentes de hormigón armado.

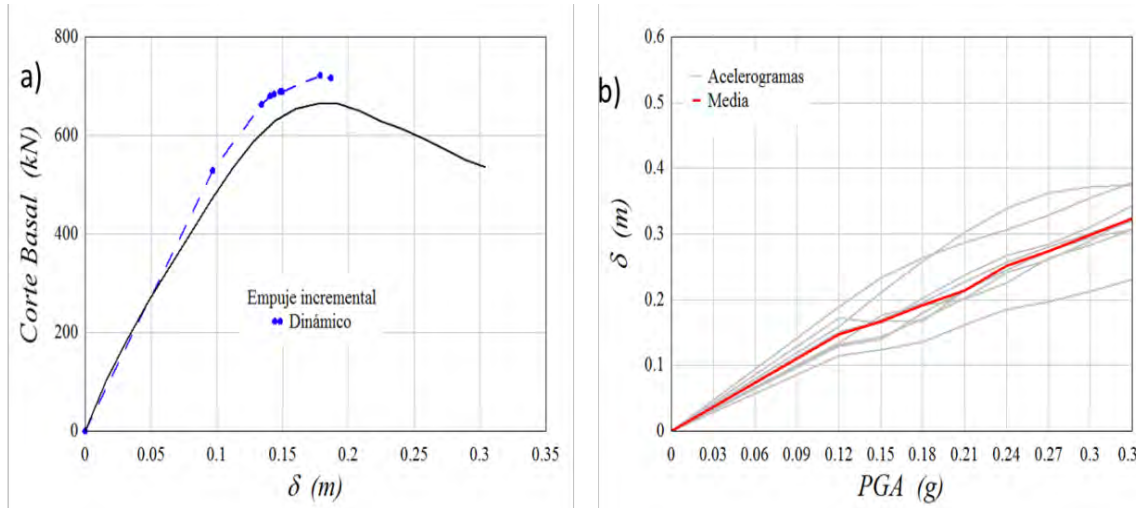


Figura 5.7. a) Curvas de capacidad AENL y ADNL para el sistema porticado M27M3; b) Desplazamiento dinámico del sistema porticado M27M3 en función de la aceleración

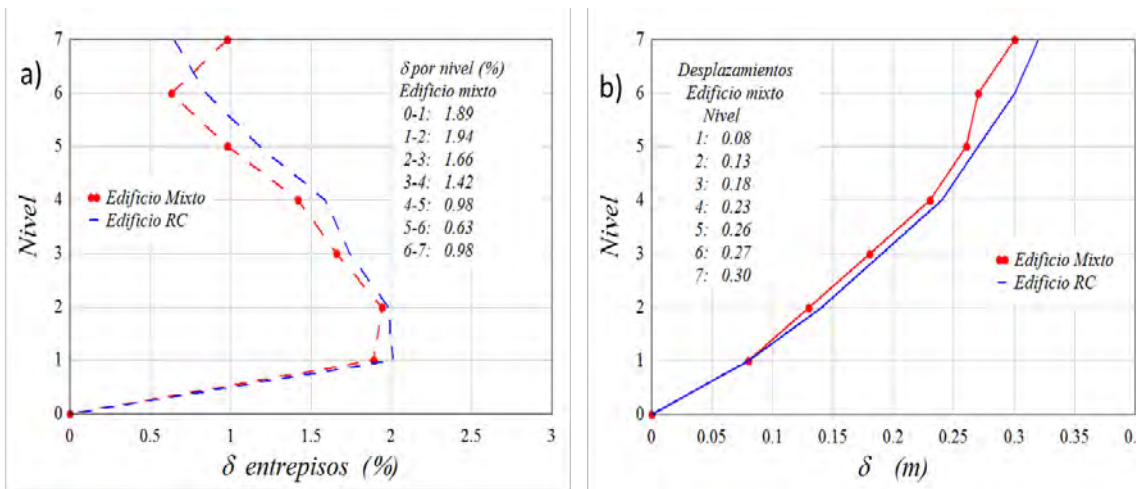


Figura 5.8. Comparación de desplazamientos del modelo M27M3 con otro modelo similar de RC; a) desplazamientos relativos; b) desplazamientos absolutos

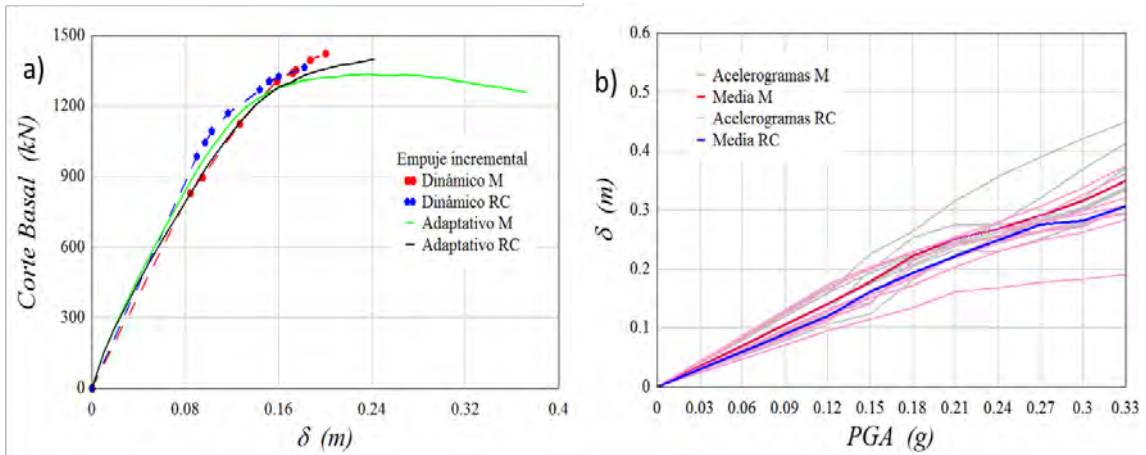


Figura 5.9. a) Curvas AENL y ADNL del sistema M27M5 comparado con otro modelo de RC; b) Desplazamiento dinámico del sistema M27M5 comparado con otro modelo de RC

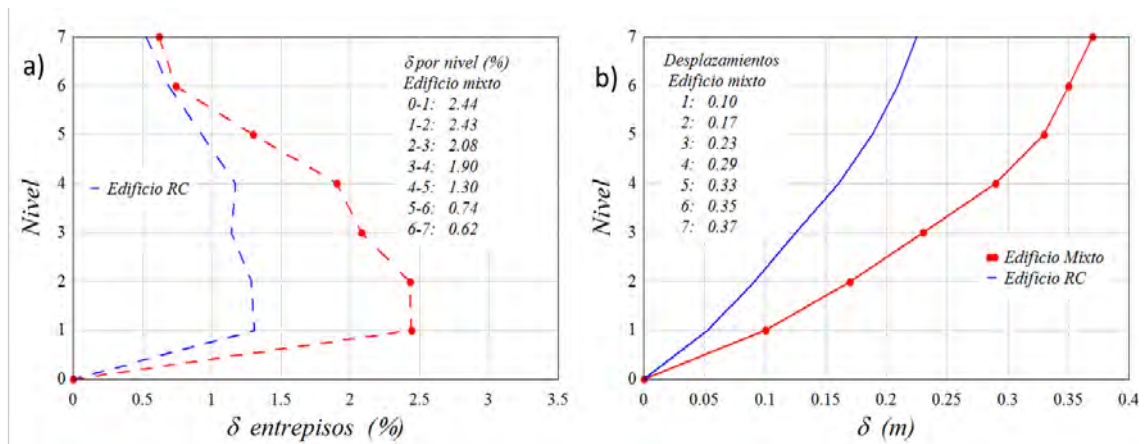


Figura 5.10. Comparación de desplazamientos del modelo M27M5 con modelos similares de RC; a) desplazamientos relativos; b) desplazamientos absolutos

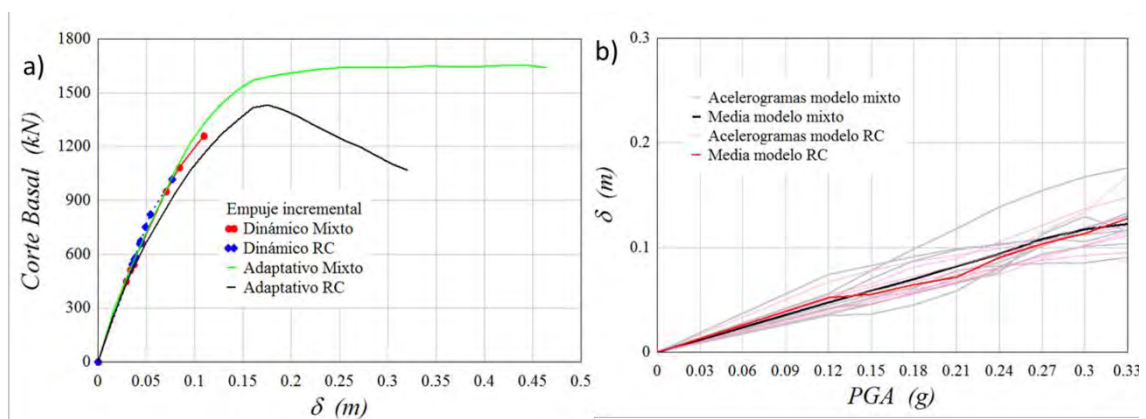


Figura 5.11. a) Curvas AENL y ADNL del sistema M27M6 comparado con otro modelo de RC; b) Desplazamiento dinámico del sistema M27M5 comparado con otro modelo de RC

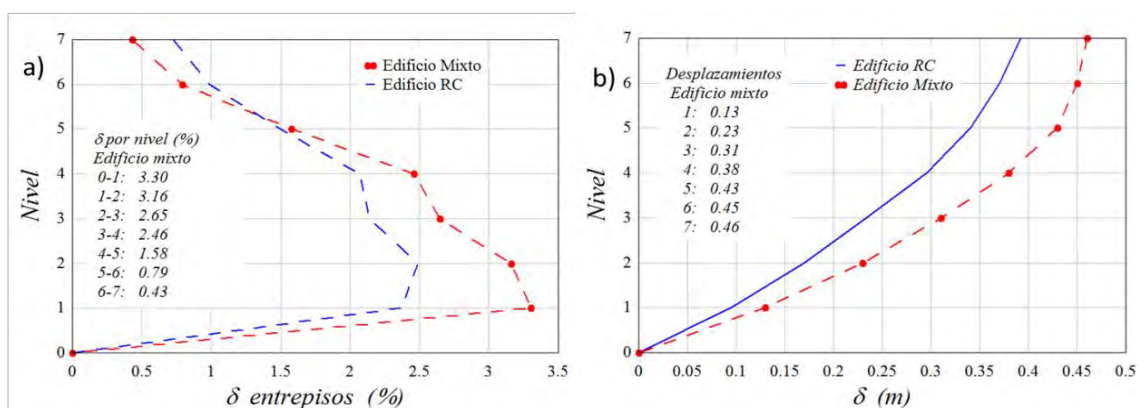


Figura 5.12. Comparación de desplazamientos del modelo M27M6 con modelo similar de RC; a) desplazamientos relativos; b) desplazamientos absolutos

En comparación a lo observado en los sistemas porticados E15M, las curvas de capacidad en las figuras 5.9a, 5.11a y 5.13a muestran que en los sistemas porticados M27M el *Adaptive Pushover* basado en desplazamientos (Antoniou y Pinho, 2008), y la envolvente IDA generaron valores en rigidez inicial y comportamiento inelástico muy similares con diferencias porcentuales no significativas en todos de los sistemas. En ellos, los valores de la pendiente elástica media inicial (m) y del cortante máximo determinados con métodos estáticos y dinámicos, tienen diferencias no significativas menores al 8%. En las curvas de capacidad se observa claramente la influencia de la rigidez estructural en estos modelos; la relación *altura/ancho total* (*esbeltez*) de los modelos se revela como un indicador de la capacidad. Los modelos más esbeltos muestran una rápida caída de capacidad resultando en un comportamiento inelástico con características frágiles, mientras el modelo con menor esbeltez presenta mayores condiciones de ductilidad. Así mismo, la media de los desplazamientos dinámicos de las figuras 5.9b, 5.11b y 5.13b muestran que para una aceleración de diseño de $0.30\text{ }PGA$, los valores de desplazamiento se encuentran más allá del desplazamiento asociado al corte máximo de la capacidad, (figuras 5.10b, 5.12b y 5.14b). En las figuras 5.10a, 5.12a y 5.14a se observan los desplazamientos relativos por nivel de los sistemas porticados y son comparados con edificaciones similares de hormigón armado. Los resultados muestran que, en este modelo de 7 niveles, en dos de los sistemas el último piso de acero genera desplazamientos relativos muy diferenciados y desacoplados con respecto a los encontrados en los otros niveles. Esta última característica se observó en las gráficas de los desplazamientos no lineales tanto estáticos como dinámicos. Es importante señalar que estas diferencias de comportamiento del último nivel con respecto a los demás no es posible determinarlas directamente en los gráficos de desplazamientos globales, sean de naturaleza estática o dinámica. En la tabla 5.4 se resumen y

muestran tres parámetros de capacidad de los sistemas estructurales M27M que resultan de estos análisis estáticos y dinámicos, concretamente la pendiente inicial (m), el desplazamiento último (du) y el cortante último (Vu).

Tabla 5.4. Pendientes iniciales y valores últimos de los modelos estructurales M27M.

	<i>Pendiente inicial</i>	<i>du (m)</i>	<i>Vu Adaptativo (kN)</i>	<i>Vu Dinámico (kN)</i>
<i>M27M3</i>	<i>6534</i>	<i>0.304</i>	<i>536.40</i>	<i>715.88</i>
<i>M27M5</i>	<i>14933</i>	<i>0.372</i>	<i>1258.00</i>	<i>1426.47</i>
<i>M27M6</i>	<i>17492</i>	<i>0.464</i>	<i>1638.00</i>	<i>1368.95</i>

Es claro que los resultados obtenidos permiten establecer parámetros muy importantes en la determinación del comportamiento inelástico de los modelos mixtos en estudio, pero las diferencias que se observan entre los desplazamientos últimos du asociados al cortante último Vu y los desplazamientos máximos asociados a la máxima capacidad, no permiten determinar parámetros concluyentes acerca de la degradación de la rigidez asociada a las cargas cíclicas propias de un movimiento sísmico, la energía disipada asociada a este proceso de degradación más allá del cortante máximo y el consecuente daño probable de los sistemas porticados en estudio. Esto es particularmente importante en el caso de sistemas mixtos como los analizados en esta investigación puesto que, tal como se ha mostrado experimentalmente en el capítulo 4, los niveles superiores de acero pueden continuar soportando cargas sin alcanzar su cortante máximo mientras que algunos de los elementos de hormigón ya han entrado en su etapa de degradación post fluencia. Para la determinación de estos últimos parámetros referentes a la degradación de rigidez, la disipación de energía y el daño asociado a ello, se ha utilizado el modelo paramétrico de capacidad y los modelos de fragilidad y de daño basados en la degradación relativa de la rigidez secante y la disipación relativa de energía propuestos por Pujades et al. (2014) para edificios de hormigón armado. Esto es posible debido a que esta misma metodología fue utilizada para ajustar modelos numéricos equivalentes de modelos experimentales de elementos estructurales como juntas y pórticos elementales, tal como se ha detallado en el capítulo 4. Los resultados obtenidos experimentalmente y sus equivalentes resultados numéricos obtenidos bajo este método de análisis, incrementan la confiabilidad de lo determinado en este capítulo.

5.3 Modelos de capacidad

La Figura 5.15 muestra las curvas de capacidad con sus correspondientes ajustes paramétricos y en la Tabla 5.5 se resumen los parámetros independientes que definen estos ajustes. Esta Tabla muestra los parámetros m , D_u , V_u , μ y σ ajustados de acuerdo al procedimiento detallado en Pujades et al. (2014); Igualmente están incluidos los parámetros correspondientes a un modelo alternativo mejorado. Los parámetros de este último modelo se han ajustado por el procedimiento *MCM* (mínimos cuadrados) en el que se dejan variar los 5 parámetros independientes del modelo en un rango de $p_0 \pm 0.15 p_0$ siendo p_0 el valor del parámetro correspondiente al modelo ajustado inicialmente. Las variaciones así obtenidas son en términos generales muy pequeñas y en algunos casos no significativas, lo que pone de manifiesto la robustez del modelo paramétrico propuesto por Pujades et al. (2014). Las curvas iniciales, ajustadas y mejoradas están graficadas en la Fig. 5.15 donde se confirma la similitud de los modelos originales y mejorados.

Tabla 5.5. Parámetros independientes de curvas de capacidad

Modelo		Parámetros				
		m (kN/m)	D_u (cm)	V_u (kN)	μ	σ
E15M2	Inicial	2780	23.20	223.07	0.92	1.50
	Mejorado	2626	25.10	212.93	0.92	1.35
E15M4	Inicial	6606	23.40	477.00	0.91	1.55
	Mejorado	6606	25.74	429.34	0.91	1.39
E15M6	Inicial	29396	33.00	1458.00	0.12	0.81
	Mejorado	26991	36.30	1418.00	0.11	0.73
M27M3	Inicial	6534	30.40	536.40	0.63	1.08
	Mejorado	5999	31.78	493.00	0.69	0.97
M27M5	Inicial	14933	37.19	1258.00	0.28	1.22
	Mejorado	15232	37.94	1283.00	0.38	1.24
M27M6	Inicial	17492	46.40	1638.00	0.17	0.74
	Mejorado	17842	47.33	1671.00	0.17	0.75

También se han obtenido las formas bilineales de todas las curvas de capacidad. Los parámetros de los puntos de cedencia y de capacidad última se muestran en la Tabla 5.6 también para los casos del modelo paramétrico inicial y mejorado.

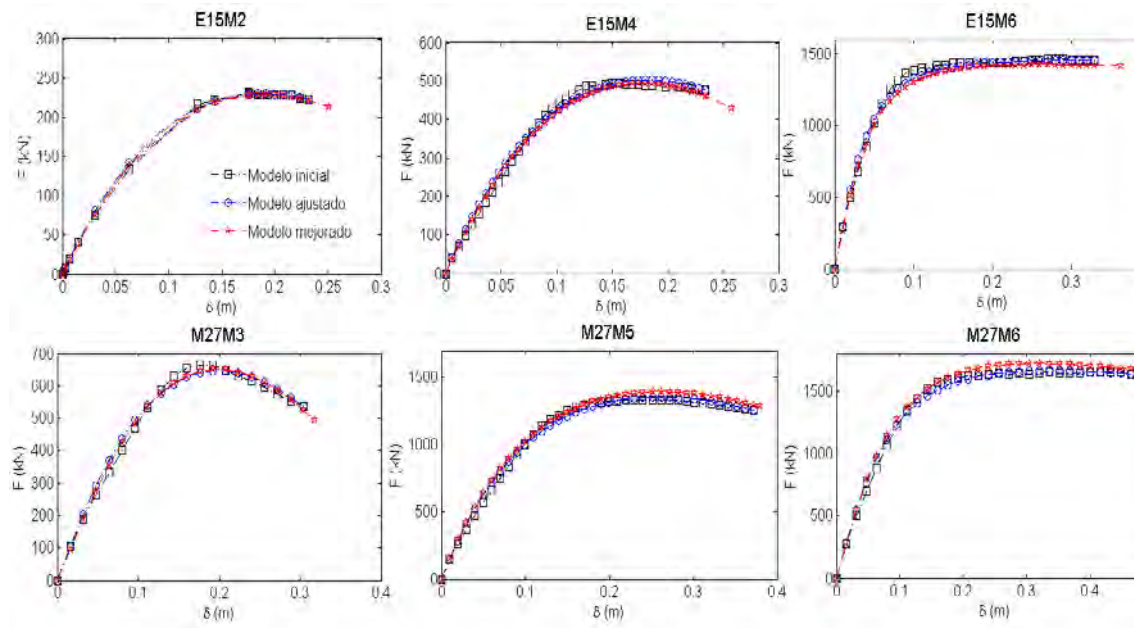


Figura 5.13. Curvas de capacidad de los modelos iniciales, ajustados y mejorados de todos los sistemas estructurales.

Tabla 5.6. Parámetros de las curvas de capacidad bilineales

Modelo		Parámetros			
		D_y (cm)	V_y (kN)	D_u (cm)	V_u (kN)
E15M2	Inicial	6.50	179.70	23.20	223.07
	Mejorado	6.81	183.70	25.52	245.38
E15M4	Inicial	6.17	407.30	23.40	477.00
	Mejorado	6.67	426.40	25.75	524.75
E15M6	Inicial	4.43	1303.00	33.00	1458.00
	Mejorado	4.52	1305.00	36.30	1603.70
M27M3	Inicial	9.45	617.40	30.40	536.40
	Mejorado	10.00	639.70	33.44	590.00
M27M5	Inicial	7.87	1175.80	37.19	1258.00
	Mejorado	8.29	1203.00	37.94	1283.00
M27M6	Inicial	8.43	1475.00	46.40	1638.00
	Mejorado	8.64	1488.00	47.33	1671.00

Las formas bilineales de las curvas de capacidad de los modelos iniciales y ajustados se muestran en la Fig. 5.16. Para la determinación de la ductilidad en función de D_y , se ha utilizado como D_u el valor del modelo inicial a fin de establecer la comparación entre

ductilidades. Tal como se observa en la Tabla 5.6 en todos los casos el modelo mejorado aumentó el desplazamiento de cedencia D_y , disminuyendo en consecuencia la ductilidad, pero en ningún caso de manera significativa. Este punto de cedencia ha sido calculado mediante el método clásico de áreas iguales bien explicado en el ATC 40 (2005) y otros documentos de la literatura científica y mediante el método simplificado propuesto por Pujades et al. (2014) como complemento de su modelo paramétrico. Los resultados obtenidos en ambos casos son iguales, pudiéndose establecer consecuentemente que los parámetros clásicos que se determinan de las curvas de capacidad como ductilidad μ , la reserva de resistencia Ω y el factor de reducción de respuesta R pueden ser obtenidos por cualquiera de las dos metodologías empleadas, aunque la de Pujades et al. (2014) es menos compleja desde el punto de vista computacional. La similitud entre los resultados de las formas bilineales pone de manifiesto de nuevo la versatilidad y robustez del modelo paramétrico y validan la utilización del nuevo modelo paramétrico para el estudio de fragilidad y daño en los sistemas porticados en estudio.

5.4 Modelos de daño

A partir de las similitudes entre las curvas de los modelos iniciales, ajustados y mejorados (refinados) es posible usar para la determinación del modelo de daño el procedimiento descrito en Pujades et al. (2014). En la Fig. 5.17 se muestran las curvas normalizadas de capacidad no lineal (CN_{LN}), las de degradación de la energía (E_N), de la rigidez tangente (RT_N) y de la rigidez secante (RS_N). Se muestra también el índice de daño normalizado DI_N , bien explicado en Pujades et al. (2014). El parámetro $\alpha = 0.7$ fue utilizado como ajuste entre las contribuciones al daño global estructural de la degradación de la rigidez secante de deformación y de la disipación de energía con lo que las contribuciones quedan definidas así: 70% RS_N y 30% E_N . Con este índice de daño DI_N son definidos a su vez los nuevos umbrales de los estados de daño con los que se han generado las curvas de fragilidad que se comparan con lo planteado en el proyecto *Risk-UE* (Milutinovic y Tren-dafiloski, 2003; Lagomarsino y Giovinazzi, 2006).

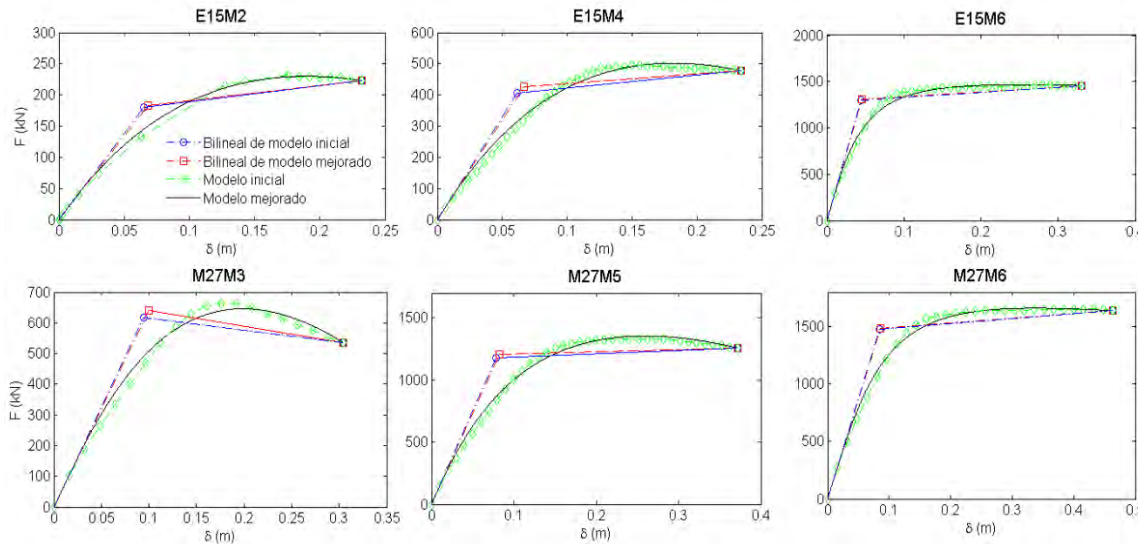


Figura 5.14. Formas bilineales de las curvas de capacidad de los modelos iniciales, ajustados y mejorados de todos los sistemas estructurales.

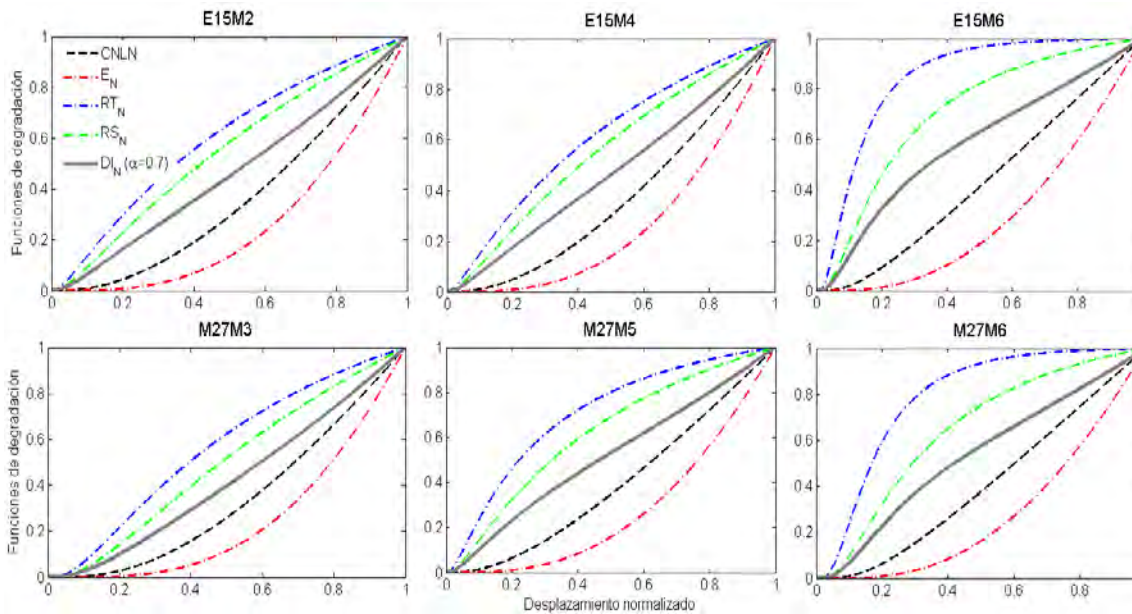


Figura 5.15. Modelos normalizados de daño en los sistemas estructurales.

5.5 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de que se iguale o exceda un nivel de daño pre-establecido. Las metodologías del estudio de comportamiento sismo-resistente basadas en curvas y espectros de capacidad como ATC 40 (2005), proponen estos niveles como 0 (daño nulo), 1 (leve), 2 (moderado), 3 (severo) y 4 (completo). Se interpreta que en el estado de daño 4 el coste económico de la posible reparación está por encima que

una eventual demolición y reconstrucción. Bajo estas premisas, los umbrales de estos estados de daño, que a su vez modelan las curvas de fragilidad, se definen como aquellos valores del desplazamiento estructural en los que la probabilidad de excedencia es del 50%. Estos umbrales están basados en el juicio de expertos y, en el caso de los umbrales adoptados en el proyecto Risk-UE, se determinan a partir de la forma bilineal de la curva de capacidad. Los umbrales para los 4 estados de daño utilizados en este estudio son los propuestos por Pujades et al. (2014) de 0.05 (daño leve), 0.2 (daño moderado), 0.4 (daño severo) y 0.65 (daño completo); Estos umbrales se basan en el daño observado en función del índice de daño de Park y Ang para edificios de hormigón armado. Hay que tener presente que el nuevo índice de daño propuesto por Pujades et al. (2014) se basa en su compatibilidad con el índice de daño de Park y Ang, de donde se ajusta por mínimos cuadrados el parámetro $\alpha = 0.7$ aquí adoptado. La Fig. 5.18 muestra estos umbrales sobre la curva de Índice de Daño del modelo DI_N mostrado en la Fig. 5.17. Para determinar los desplazamientos normalizados se supone que el desplazamiento último D_u corresponde a un índice de daño de 0.7 y en la Tabla 5.7 se muestran, ya sin normalizar, los umbrales basados en el modelo del proyecto Risk-UE y los basados en el nuevo DI_N (Pujades et al. 2014). Una vez determinados los umbrales de los diferentes estados de daño, para cuantificar la probabilidad de excedencia de cada uno de ellos correspondiente al 50%, se formula la hipótesis de que el daño se distribuye de forma binomial; esto permite determinar las probabilidades de excedencia de los otros estados de daño.

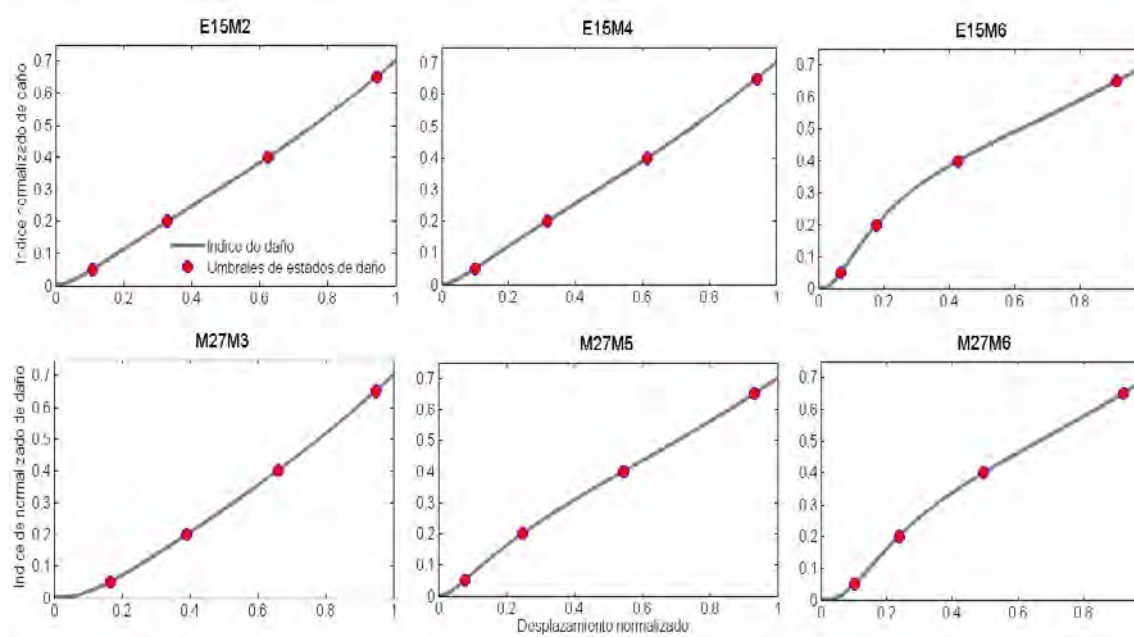


Figura 5.16. Umbrales de los estados de daño de los sistemas estructurales.

Tabla 5.7. Umbrales de daño de Risk UE y del modelo de fragilidad de Pujades et al. (2014)

Curvas	Umbrales							
	Sd_1 (cm)		Sd_2 (cm)		Sd_3 (cm)		Sd_4 (cm)	
	<i>R-UE</i>	<i>IdCc</i>	<i>R-UE</i>	<i>IdCc</i>	<i>R-UE</i>	<i>IdCc</i>	<i>R-UE</i>	<i>IdCc</i>
<i>E15M2</i>	4.77	2.65	6.97	7.35	11.38	14.13	23.18	21.94
<i>E15M4</i>	4.66	2.33	6.84	6.89	11.31	13.90	23.37	22.05
<i>E15M6</i>	3.16	2.29	4.54	5.84	11.84	13.61	32.97	30.12
<i>M27M3</i>	7.00	5.03	10.12	11.42	15.74	19.57	30.41	28.82
<i>M27M5</i>	5.80	2.96	8.71	8.75	16.11	19.77	37.19	34.64
<i>M27M6</i>	6.05	4.78	9.28	10.92	18.65	22.49	46.36	42.78

Dado que las curvas de fragilidad siguen una distribución lognormal acumulativa, un procedimiento de ajuste *MCM* (mínimos cuadrados) permite estimar los dos parámetros que definen estas curvas de fragilidad. La Figura 5.19 muestra las curvas de fragilidad de los modelos mejorados de los sistemas porticados que corresponden a los umbrales de la Tabla 5.7 basados en *Risk-UE*; además se muestran las curvas definidas a partir de los umbrales obtenidos en las formas bilineales de los modelos iniciales, siendo notable la similitud entre ambos grupos de curvas. Estas comparaciones han sido realizadas para consolidar la necesidad de hacer los ajustes de refinación a cada curva fin de obtener resultados matemáticamente y estadísticamente más precisos sin perder las condiciones intrínsecas y específicas de cada modelo.

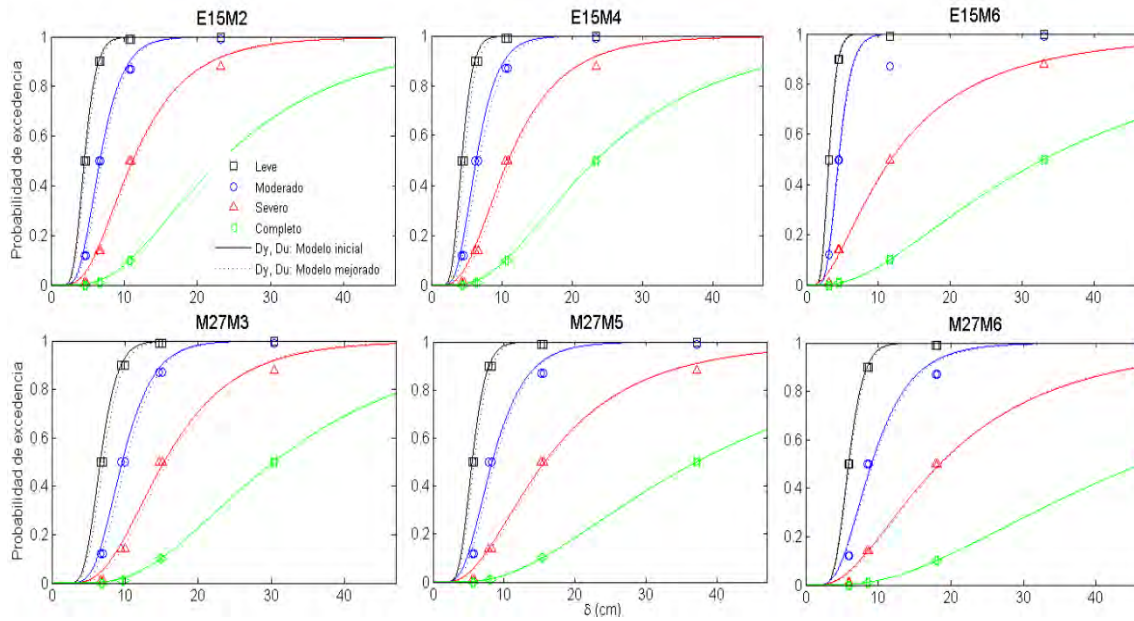


Figura 5.17. Curvas de fragilidad de los modelos inicial y mejorados, según Risk-UE

La Fig. 5.20 muestra las curvas correspondientes a los umbrales de la misma Tabla 5.7, esta vez definidos mediante el modelo de daño ID_{cc} . En la Tabla 5.8 se muestran los parámetros que definen las curvas lognormales cumulativas correspondientes a estas curvas de fragilidad. En la escala de desplazamientos (eje de abscisas) se ha colocado como valor máximo 25 cm a fin de ajustarse al máximo valor de desplazamiento último du de todos los sistemas analizados.

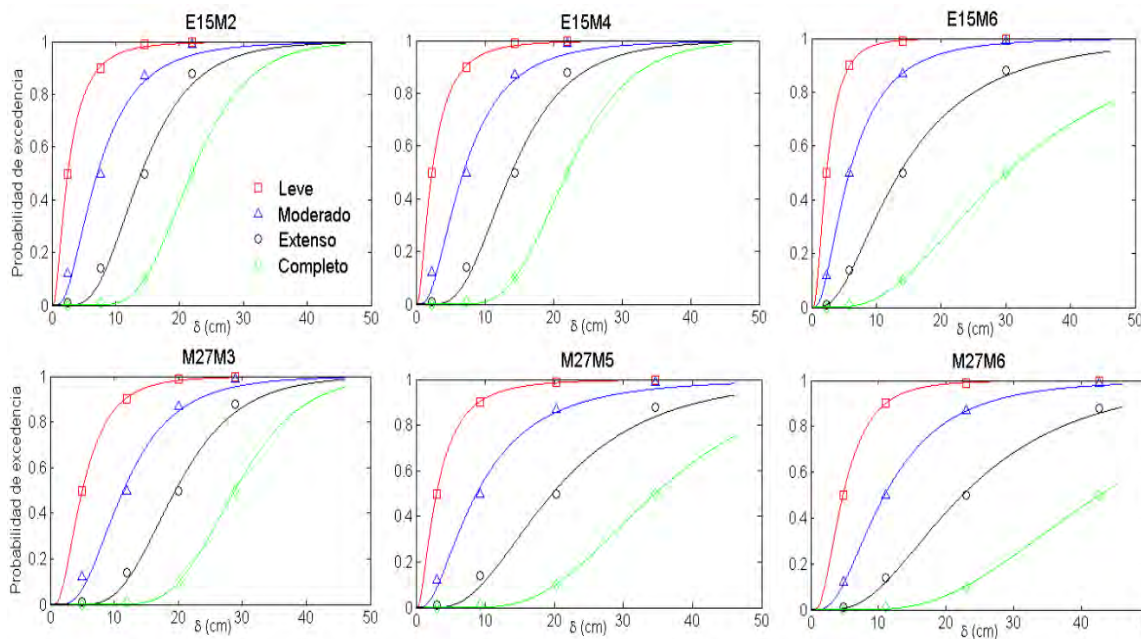


Figura 5.18. Curvas de fragilidad según modelo de Pujades et al. (2014).

5.6 Estados de daño medio

Las probabilidades de ocurrencia de un determinado estado de daño j , definida como $P_{(j)}$, se pueden obtener a partir de las curvas de fragilidad restando de la curva de fragilidad del grado de daño j , la correspondiente al grado de daño $j+1$, para $j = 0, 1, 2, 3$ donde 0 corresponde al estado o grado de daño nulo, cuya curva de fragilidad es igual a la unidad. Para $j = 4$ la probabilidad del grado o estado de daño completo, $P(4)$, corresponde a la curva de fragilidad de este estado de daño. Este parámetro permite conocer, de forma unívoca, las probabilidades de los estados de daño y las curvas de fragilidad. En el caso de la distribución binomial d expresado como el daño calculado tal como se describe y dividido entre el número de estados no nulos, (Moreno, 2010), es el parámetro de la distribución que toma valores entre 0 y 1.

El procedimiento antes descrito puede ser utilizado para representar el daño global esperado en una edificación o en un conjunto de edificaciones y ha sido usado para representar la distribución geográfica del daño esperado en entornos urbanos para escenarios sísmicos, tal como lo han hecho por ejemplo, Barbat et al. (2008) y Lantada et al. (2009, 2010) entre otros. Esto es particularmente importante para esta investigación en el sentido que las edificaciones y modelos analizados son típicas de entornos urbanos de la zona geográfica en la que se enmarca este estudio.

Las figuras 5.21 y 5.22 muestran las curvas del grado de daño d obtenidas a partir de las curvas de fragilidad de la Fig. 5.20 para cada curva de capacidad de los modelos de sistemas estructurales analizados. Se comparan los grados de daño medio obtenidos mediante los modelos de daño de *Risk-UE* y mediante el modelo de daño *IDcc*. Es notorio cómo el modelo de daño basado en la propuesta *Risk-UE* tiende a subestimar los grados de daño cercanos al daño nulo mientras tiende a sobreestimar los grados de daño intermedio hasta el daño completo. Esto ya había observado en los modelos de daño experimentales que se han detallado en el Cap. 4.

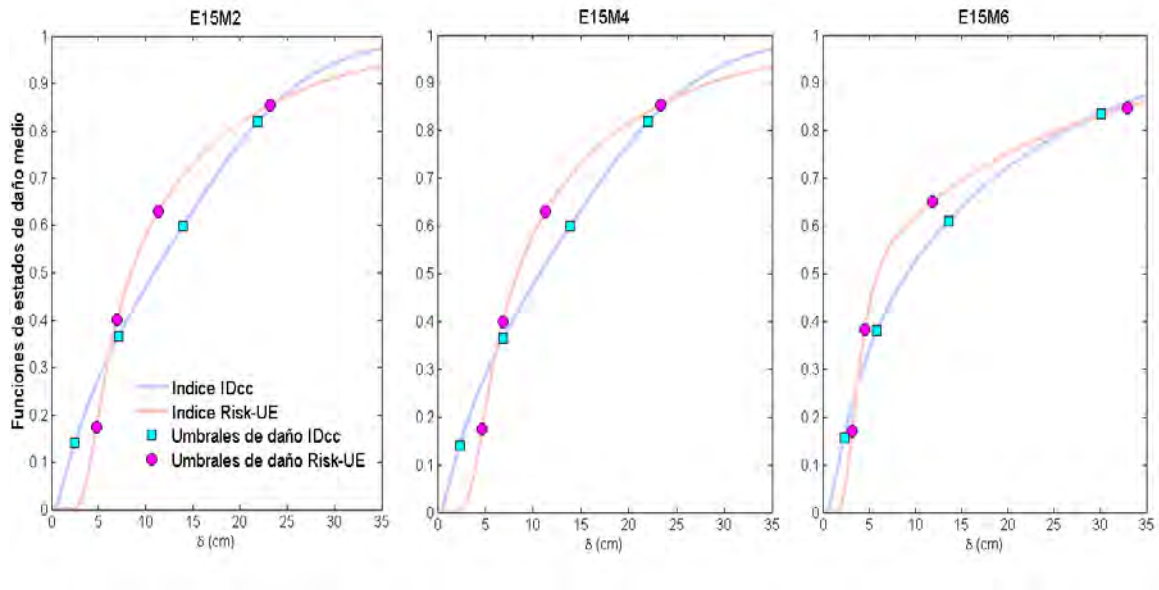


Figura 5.19. Curvas de daño medio para los sistemas estructurales E15M

Tabla 5.8. Parámetros de las curvas de fragilidad para los modelos estructurales según Risk-UE y IDcc

Curvas	Estados de daño															
	1. Leve				2. Moderado				3. Severo				4. Completo			
	R-UE		IDcc		R-UE		IDcc		R-UE		IDcc		R-UE		IDcc	
	μ_1	β_1	μ_1	β_1	μ_2	β_2	μ_2	β_2	μ_3	β_3	μ_3	β_3	μ_4	β_4	μ_4	β_4
E15M2	4.77	0.28	2.65	0.83	6.97	0.36	7.35	0.67	11.38	0.51	14.13	0.45	23.18	0.58	21.94	0.32
E15M4	4.66	0.28	2.33	0.88	6.84	0.37	6.89	0.71	11.31	0.52	13.90	0.48	23.37	0.59	22.05	0.33
E15M6	3.16	0.28	2.29	0.74	4.54	0.32	5.84	0.78	11.84	0.82	13.61	0.73	32.97	0.81	30.12	0.60
M27M3	7.00	0.28	5.03	0.66	10.12	0.33	11.42	0.55	15.74	0.46	19.57	0.39	30.41	0.54	28.82	0.28
M27M5	5.80	0.28	2.96	0.88	8.71	0.42	8.75	0.79	16.11	0.62	19.77	0.57	37.19	0.68	34.64	0.42
M27M6	6.05	0.28	4.78	0.66	9.28	0.47	10.92	0.67	18.65	0.69	22.49	0.60	46.36	0.73	42.78	0.49

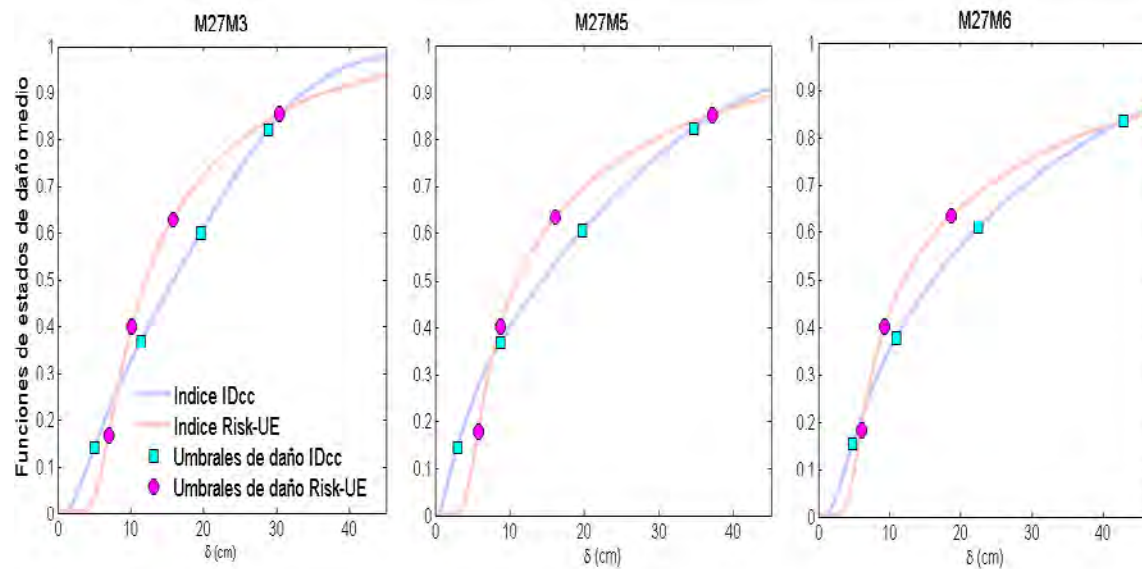


Figura 5.20. Curvas de daño medio para los sistemas estructurales M27M

En las Fig. 5.23 y 5.24 se muestran las gráficas de daño medio de los modelos *Risk-UE* e *IDcc* para cada sistema estructural mientras que en la Fig. 5.25 se comparan, en conjunto, las curvas del grado de daño medio de todos los sistemas porticados. (Obsérvese cómo en estas figuras 5.23 5.24, se representan desplazamientos de hasta 47 cm mientras que en las figuras 5.21 y 5.22 los rangos de desplazamientos representados son menores).

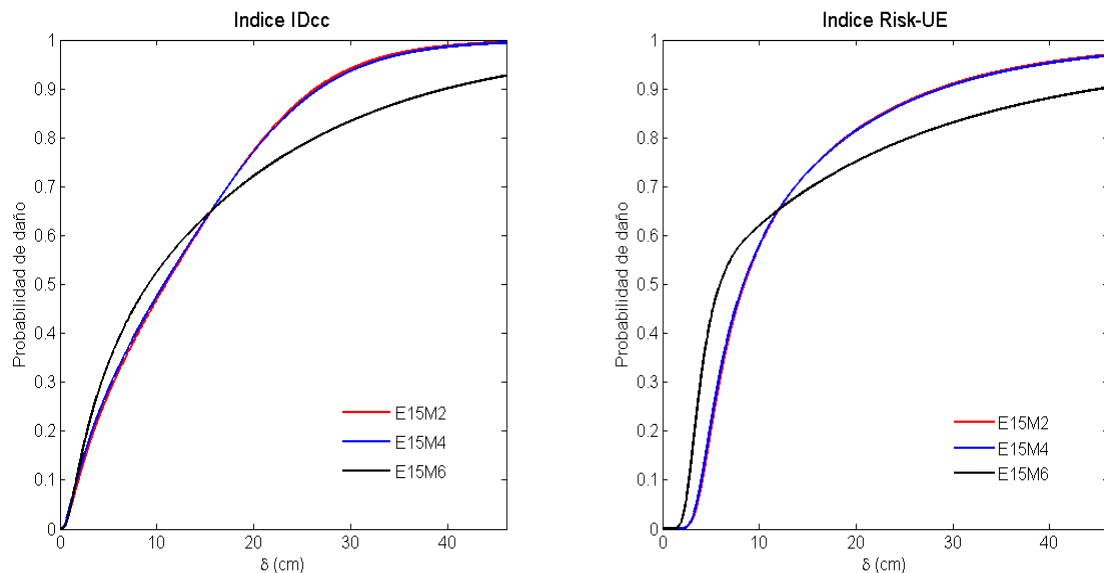


Figura 5.21. Daño medio en los sistemas E15M según los modelos de daño IDcc y Risk UE.

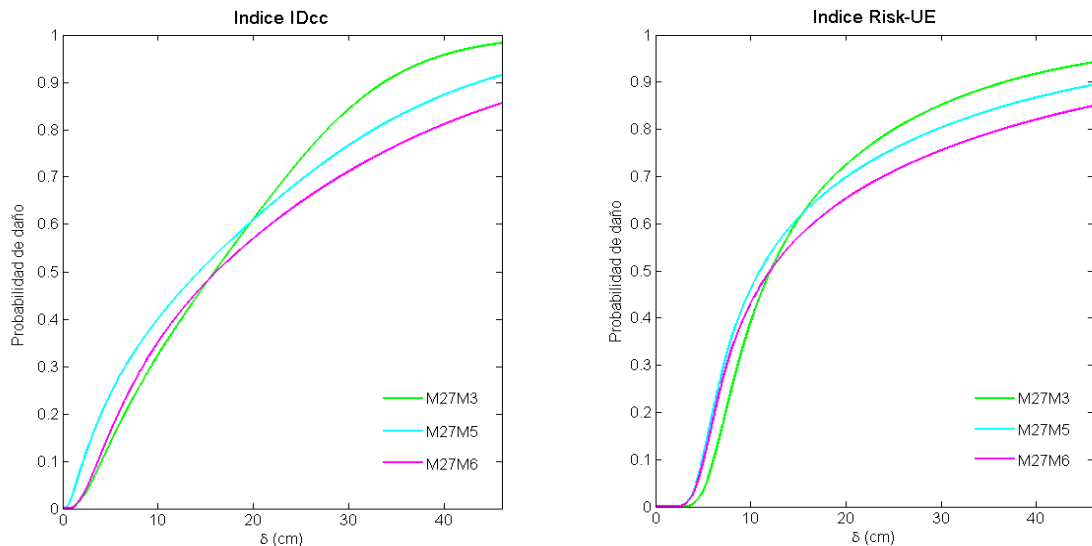


Figura 5.22. Daño medio en los sistemas M27M según los modelos de daño IDcc y Risk UE.

Revisando las Figuras 5.23 y 5.24 se evidencia que en ambos edificios, los sistemas que presentan mayor probabilidad de daños son los que tienen mayor relación altura/ancho (esbeltez); esto está directamente relacionado a la cantidad de ejes resistentes verticales (ejes de columnas). Es importante destacar que el modelo de 5 niveles E15M6 es el único que tiene voladizos en todos los pisos y en ambos extremos; coherentemente muestra daños bastante mayores que los otros sistemas para desplazamientos pequeños; en desplazamientos mayores, desde aproximadamente 13 cm, comienza a mostrar el comportamiento antes descrito. Esto genera una notable diferencia en el comportamiento del sistema que es claramente visible en la curva del Índice *IDcc*. Por otro lado, la función incremento de la probabilidad de daño tiene en todas las curvas un trazado gráfico muy similar, con la notoria excepción del mencionado modelo E15M6 que muestra probabilidades de daños casi inmediatos en el índice *IDcc*, mientras que en el índice *Risk UE* no se observa esta característica.

Al comparar todos los modelos en conjunto (Figura 5.25), es claro que los modelos estructurales de 5 niveles E15M presentan mayores probabilidades de daño en relación con los modelos M27M de 7 niveles. Esta tendencia se observa claramente en el índice *IDcc* desde desplazamientos muy pequeños y se acentúa a partir de aproximadamente 4-5 cm. Por otra parte, destaca el comportamiento de los sistemas E15M6 y M27M3 que disminuyen y aumentan respectivamente la pendiente de crecimiento de daño en la medida que aumentan los desplazamientos y se incursiona en los estados inelásticos del comportamiento. Esto es significativo por cuanto esos sistemas son los que tiene mayor y menor esbeltez en cada edificio, lo cual reafirma que la relación altura/ancho de los sistemas es

un parámetro que debe ser cuidadosamente considerado en este tipo de análisis. Con todo, hay que hacer notar que para una determinada acción sísmica los desplazamientos esperados pueden ser distintos y, en consecuencia, los daños esperados pueden seguir patrones diferentes para diferentes acciones sísmicas.

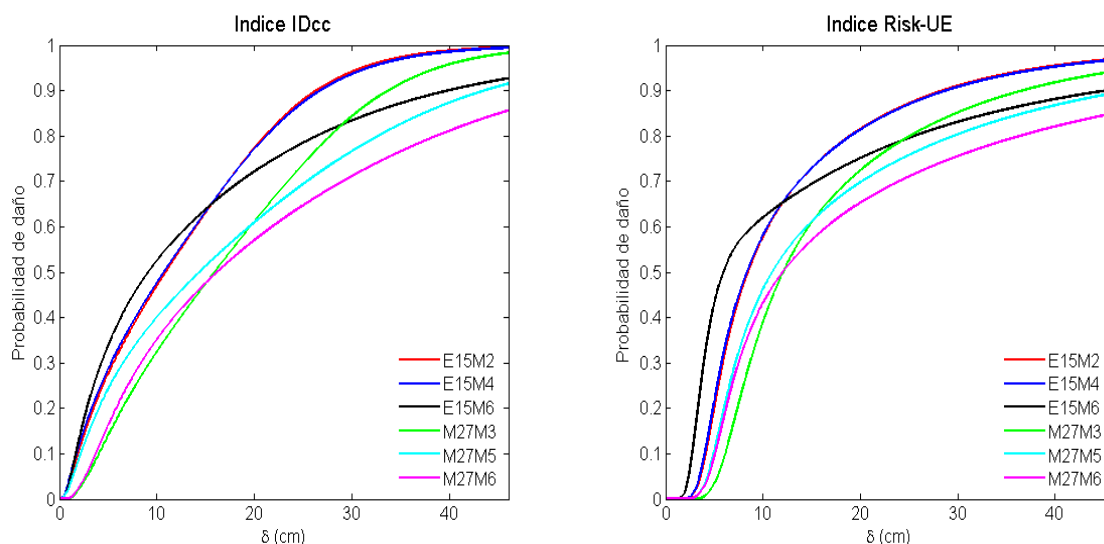


Figura 5.23. Daño medio en los sistemas E15M y M27M según los modelos IDcc y Risk UE

5.7 Enfoque probabilista

La literatura científica establece que las incertidumbres asociadas a la capacidad estructural y a la demanda sísmica pueden ser determinadas por un tratamiento probabilista de la respuesta estructural y la amenaza sísmica. Por ejemplo, Jeong et al. (2012) afirman que las relaciones de fragilidad estructural describen la probabilidad de alcanzar o exceder ciertos Estados Límite predeterminados en función de una medida específica de la intensidad de un movimiento sísmico. Hurtado y Barbat (1996), Hurtado y Barbat (1998) y Hurtado (1999) establecen que el diseño sismo-resistente debe considerar tanto las acciones sísmicas como las respuestas estructurales desde un punto de vista probabilista, puesto que las variables que controlan este diseño presentan múltiples causas de estocasticidad e incertidumbre. Así, es claro que, en la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras sometidas a movimientos sísmicos, muchas de las variables involucradas tienen condiciones de incertidumbre, pero muy raramente son consideradas de esta forma. Este hecho, combinado con la incertidumbre inherente a la peligrosidad sísmica, puede llevar a subestimar o sobrevalorar la respuesta real de la edificación. Al respecto, Vargas et al. (2013) afirman que los procedimientos deterministas muestran incertidumbres significativas cuando son

consideradas las variables aleatorias en el análisis y que en un comportamiento inelástico no se puede garantizar que la confiabilidad de la respuesta obtenida con el enfoque probabilista sea la misma que la respuesta de las variables utilizadas en un análisis determinista. Los mismos autores explican que en cualquier estudio de comportamiento sismo-resistente, sea de naturaleza determinista o probabilista, debe ser muy cuidadosamente considerada la incertidumbre asociada a la acción sísmica.

En este contexto, las gráficas 5.3b, 5.5b, 5.7b, 5.9b, 5.11b y 5.13b muestran claramente la incertidumbre, en términos de desplazamientos máximos asociados al colapso, generada por los acelerogramas usados en el análisis dinámico incremental. Por otra parte, el índice de daño ID_{cc} (Pujades et al. 2014), que es expresado en términos de probabilidad de daño en función de desplazamientos, ha permitido relacionar esta probabilidad con las aceleraciones pico (PGA) del análisis dinámico. Esta relación es mostrada en las Figuras 5.26 y 5.27. En primer lugar, son mostrados los gráficos de la evolución de daño ID_{cc} en todos los modelos de edificaciones estudiados en este capítulo (Figura 5.26) en función de las aceleraciones pico (PGA) utilizadas en el análisis dinámico, incorporando así criterios probabilistas sobre el daño y la acción sísmica en la evaluación sismo-resistente en ambas edificaciones.

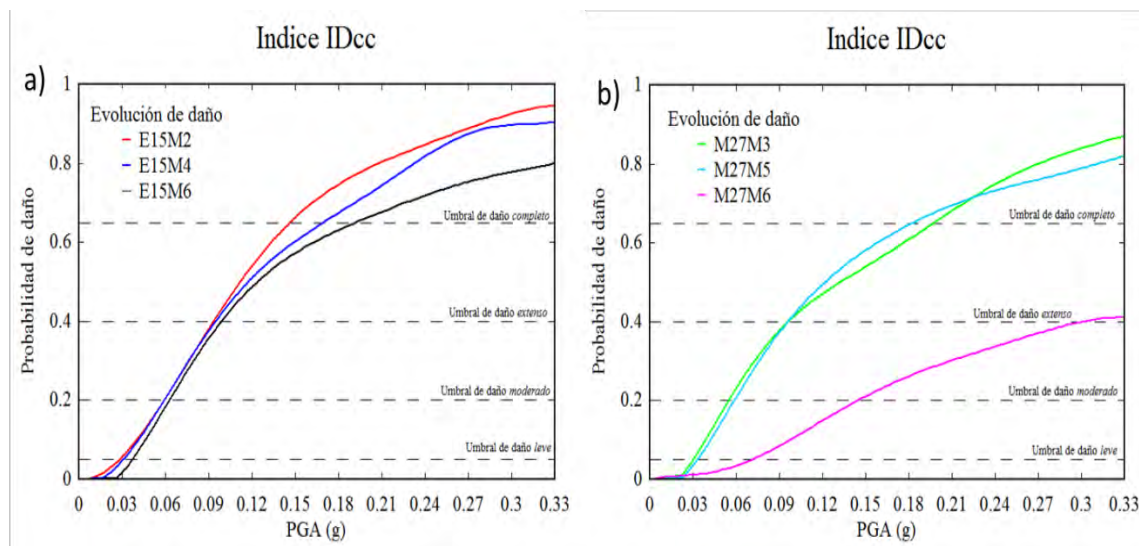


Figura 5.24. Daño medio ID_{cc} en: a) modelos E15M; b) modelos M27M

La Figura 5.26 muestra que la probabilidad de daño medio en ambos edificios evoluciona con tendencias muy similares en casi todos los sistemas estructurales, sea usándose como variables independientes el desplazamiento lateral o la aceleración pico PGA o estudiándose los modelos en conjunto o por separado. Esto se explica por dos razones: a)

acelerogramas y modelos constitutivos de materiales comunes a ambos modelos y b) parecidas alturas y configuraciones estructurales. En la Figura 5.27 se muestran las curvas IDcc vs PGA de los modelos E15M2 y M27M6, extraídas de los acelerogramas utilizados en el análisis IDA en ambas edificaciones, mostrando la media y la dispersión asociada a este análisis. Se han elegido estos dos modelos por ser los que presentan mayor y menor probabilidad de daño en los edificios analizados. Se observa que la dispersión del daño aumenta en proporción a la aceleración, pero a la vez es independiente de la magnitud del daño infligido; esto es consistente con lo planteado por Vargas et al. (2013). También se distinguen las diferentes etapas en el crecimiento del daño con un leve crecimiento ante aceleraciones muy bajas, luego hay rápido crecimiento hasta aproximadamente 0.10 g y después el crecimiento de daño se hace más más gradual. Estos cambios están asociados a las etapas elásticas e inelásticas de la capacidad.

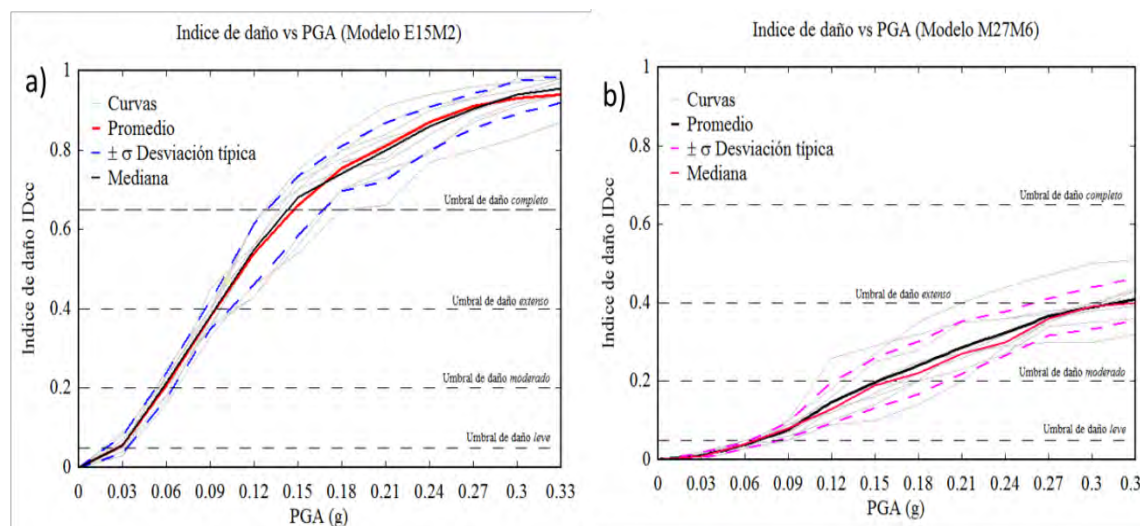


Figura 5.25. Curvas de daño medio. a) Modelo E15M2; b) Modelo M27M6.

Otra característica observada en las curvas de daño en estos modelos (Figura 5.26) es que en el crecimiento del daño influye de manera fundamental la condición de rigidez de los pórticos, entendiéndose esta rigidez en función de la capacidad de absorción de energía de la configuración estructural. Ante similares configuraciones de elementos estructurales (vigas, columnas, longitudes y conexiones), esta condición tiene como indicador la esbeltez (relación alto/ ancho) del pórtico y es clara la tendencia en la que la probabilidad de daño es mayor en la medida que crece dicha esbeltez. Este parámetro determinista se relaciona en términos probabilistas a través de la media de los acelerogramas utilizados en el pórtico (Figura 5.27). Así, en el modelo E15M2 (13.50 m de altura), la probabilidad de daño es significativamente mayor que en modelo M27M6 a pesar que este último tiene 22 m de altura.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N. (1992). "Non-stationary spectral matching". *Seismol. Res. Lett.* 63(1):30
- Abrahamson, N., A, Silva W., J. (1996). "Empirical ground motion models and response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes". *Seismol. Res. Lett.* 1997; 68(1):94–127
- Adam, C., Ibarra, L. F., and Krawinkler H. (2004). "Evaluation of P-delta effects in non-deteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems." *Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 3407.*
- AIS. (2010). "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-2010". Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogotá, D. C., Colombia.
- AISC. (1994). "Load and Resistance Factor Design (LRFD)". *Manual of Steel Construction.* American Institute of Steel Construction. Chicago, IL., USA.
- AISC. (2005). American Institute of Steel Construction Inc. "Seismic provisions for structural steel buildings". Chicago, IL.
- Alarcón, E., Recuero, A., Perera, R., López, C. y Picón, R. (2001). "A reparability index for reinforced concrete members based on fracture mechanics". *Engineering Structures*, Volume 23, Issue 6, June 2001, Pages 687–697.
- Alonso, J. y Bermúdez, M. (2003). "Consideraciones sobre la vulnerabilidad sísmica en edificaciones". VII congreso venezolano de sismología e ingeniería sísmica. Barquisimeto, Venezuela.
- Alonso, J. L. (2012). "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones". Fondo Editorial SIDE-TUR, octubre 2007. Caracas. Segunda edición.
- Ang, A., Kim, Kim W. y Kim, S. (1993). "Damage estimation of existing bridge structures". Technical Report, *Structural Engineering in Natural Hazards*. Vol. II. John Wiley and Sons, New York. Proceedings, ASCE Structures Congress. Irvine. California.
- Annan, C. D., Youseff, M. A. y El N. (2009). "Seismic Vulnerability Assessment of Modular Steel Buildings". *Journal of Earthquake Engineering*. Vol 13: No 8.
- Antoniou, S. & Pinho, R. (2004). "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 4 (2004) 497/522
- ASCE. American Society of Civil Engineers (2007). "Seismic rehabilitation of existing buildings". ASCE/SEI Standard 41-06, Reston, VA, 2007.
- ASCE. American Society of Civil Engineers. (2010). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". ASCE/SEI Standard 7-10, Reston, VA, 2010.
- ATC 40 (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures". Applied Technology Council (ATC). Report No. FEMA-440, Washington, DC, 2005.
- ATC 13 (1985). "Earthquake Damage Evaluation Data for California". ATC-13, Applied Technology Council, California, U.S.A.

- Atkinson G., Goda K. (2010). "Inelastic seismic demand of real versus simulated ground-motion records for Cascadia subduction earthquakes". *Bull Seismol Soc Am* 100(1):102–115
- Audemard, F., Romero, G., Rendón, H. y Cano, V. (2005). "Quaternary fault kinematics and stress tensors along the southern Caribbean from microtectonic data and focal mechanism solutions". *Earth Science. Rev.* 69: 181-233.
- Audemard, F. (2002). "Ruptura de los grandes sismos históricos venezolanos de los siglos XIX y XX, revelados por la sismicidad instrumental contemporánea". XI Congreso Venezolano de Geofísica, Caracas, Venezuela, nov. 17-20, 2002, 8 pp.
- Barbat A. H. and Bozzo, L. M. (1997). "Seismic analysis of base isolated buildings", *Archives of Computational Methods in Engineering*, 4(2). 153-192.
- Barbat A. H. y Cardona, O. D. (2003). "BID/IDEA Programa de Indicadores para la Gestión de Riesgos", Universidad Nacional de Colombia, Manizales. <http://idea.unal-mzl.edu.co>.
- Barbat, A. H., Carreño, M. L., Pujades, L. G., Lantada, N., Cardona O. D. and Marulanda, M. C. (2010) "Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area", *Structure and Infrastructure Engineering*, 6, 1–2, 17–38.
- Barbat, A. H., Carreño, M. L., Cardona O. D. y Marulanda, M. C. (2011). "Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas", *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.
- Barbat, A. H., Lagomarsino S. and Pujades, L. G. (2006). "Vulnerability assessment of dwelling buildings", in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- Barbat, A.H., y Pujades, L. (2004). "Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona". 6º Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica. Guimaraes, Portugal.
- Barbat A. H, Pujades LG, Lantada N, Moreno R (2008). "Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona". *Soil Dyn Earthq Eng* 28:851–865
- Bedoya-Ruiz, D., Hurtado, J. & Pujades, L. (2010). "Experimental and analytical research on seismic vulnerability of low-cost ferrocement dwelling houses". *Structure and Infrastructure Engineering* Vol. 6, Nos. 1–2, February–April 2010, 55–62
- Bermúdez, C. (2010). "Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero". Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.
- Bohorquez, E., Terán-Gilmore, A., Ruiz, S. y Reyes-Salazar, A. (2011). "Evaluation of Structural Reliability of Steel Frames: Inter story Drift versus Plastic Hysteretic Energy". *Earthquake Spectra*, Volume 27, No. 3, pages 661–682.
- Bommer J.J., Acevedo A. (2004). "The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. SP1, pp. 43-91.
- Bonett, R.L. (2003). "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada." Tesis doctoral. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

- Buratti, N., Stafford, J. y Bommer, J. (2011). "Earthquake Accelerogram Selection and Scaling Procedures for Estimating the Distribution of Drift Response". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 3, March 1, 2011. ©ASCE, ISSN 0733-9445/2011/3-345–357/\$25.00.
- Cacciola, P., Muscolino, G. y Versaci, C. (2011). "Deterministic and stochastic seismic analysis of buildings with uncertain-but-bounded mass distribution". *Computers and Structures* .05.017. doi.org/10.1016.
- Caicedo, C., Barbat, A. H., Canas, J. A. y Aguiar, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, Monografías de Ingeniería Sísmica, CIMNE, MIS 6.
- Calvi, G., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J., Restrepo, L., Crowley, H. (2006). "Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years". *ISSET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 472, 43(3), 75-104
- Calvi, G.M. (2012). "Alternative Choices and Criteria for Seismic Strengthening. 15th World Conference Earthquake Engineering". Lisbon, Portugal.
- Carreño, M. L., Cardona O. D. and Barbat, A. H. (2012). "New methodology for urban seismic risk assessment from a holistic perspective", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 547–565.
- Claussé, M., Laurendeau, A., Perrault, M., Douglas, J., Bonilla, L. y Guéguen, P. (2014) "Eurocode 8-compatible synthetic time-series as input to dynamic analysis". *Bull Earthquake Eng* (2014) 12:755–768 DOI 10.1007/s10518-013-9544-2
- Chaudhuri, S. y Gupta, V. (2002). "Variability in seismic response of secondary systems due to uncertain soil properties". *Engineering Structures*; 24, 1601–1613.
- Chellini, G., De Roeck, G., Nardini, L. y Salvatore, W. (2010). "Damage analysis of a steel-concrete composite frame by finite element model updating". *Journal of Constructional Steel Research* 66, 398-411.
- Chopra, A.K y Goel, R.K. (1999). "Capacity Demand Diagram Method Based on Inelastic Design Spectrum". *Earthquake Spectra*. Vol 15, pp 637 – 656.
- Chopra, AK y Goel, RK. (2002). "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31(3):561–582.
- Chopra, A.K y Goel, R.K. (2004). "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for unsymmetric-plan buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004; 33(8):903–927.
- Colombo, A. & Negro, P. (2006). "A damage index of generalized applicability". *Engineering Structures*. Volume 27, Issue 8, July 2005, Pages 1164–1174
- COVENIN 1618-1998. (1998). "Estructuras de Acero para Edificaciones". FondoNorma. Caracas.
- COVENIN 1753-2006. (2006). "Proyecto y construcción de obras en concreto estructural". FondoNorma. Caracas
- COVENIN 1756:01. (2001). "Edificaciones sismo resistentes". FondoNorma. Caracas.
- COVENIN 2002-1988 (1988). "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones". FondoNorma, Caracas.

- De la Llera, J.C. y Chopra, A.K. (1994). "Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings". Report no. EERC 94-07. Berkeley CA: University of California.
- Della Corte, G. (2001). "Seismic Stability of Elasto-Plastic Frames". Tesi di Dottorato. Facoltà di Ingegneria. Università degli Studi di Napoli Federico II. Italia.
- DeWolf, J.T. & Ricker, D. (1990). "Column base plates, Steel Design Guide". Series I, n. D801, AISC, Chicago Il.
- Di Pasquale, G., Goretti, A., Dolce, M y Martinelli, A (2001). "Revisión de diferentes modelos de vulnerabilidad de edificios". Décima Congreso nacional de Ingeniería Sísmica. Potenza - Matera, Italia.
- Dolsek, M. (2009). "Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 38 (6): 805–825.
- Douglas J (2006). "Strong-motion records selection for structural testing". *Proceedings of first European conference on earthquake engineering and seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*. Paper number 5
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H. y Lignos, D. (2013). "An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013; 42:25–41. Wiley Online Library DOI: 10.1002/eqe.2191
- Elghazouli, A. Y. (2010). "Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2010, V 8, N 1, pp 65-89
- Elnashai, A., Di Sarno, L. (2008). "Fundamentals of earthquake engineering". John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom.
- European Committee for standardization (2005). "Eurocode 3: design of steel structures. Part 1: general rules and rules for buildings". Brussels.
- European Committee of Normalization. (1998). "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings". Brussels.
- European Committee of Normalization. (2005). "Design of structures for earthquake resistance—part 3: assessment and retrofitting of buildings". European Standard EN 1998–3 Eurocode 8: Brussels, 2005.
- Faleiro, J., Oller S. and Barbat, A. H. (2010). "Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames", *Engineering Computations*, 27(1), 57-83
- Fajfar, P. (1999). "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1999; 28:970–93.
- Fajfar, Peter. (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*, v. 16, n. 3, p. 573-591.
- Fajfar, P. (2002). "Structural analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods". 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
- Fajfar, P., Marusic, D. y Perus, I. (2005). "Torsional effects in the pushover based seismic analysis of buildings". *Journal of Earthquake Engineering* 2005; 9(6):831–854.
- Farzad, N. (2001). "Design for Drift and Lateral Stability. The Seismic Design Handbook". Springer Link. 2001, pp 327-372

- FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (2013). "Multihazard loss estimation methodology". Earthquake Model, Hazus–MH 2.1: User technical Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (1999) HAZUS earthquake loss estimation methodology. (FEMA 366), Washington, DC.
- FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (1997). "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Washington, DC: (FEMA 273), Federal Emergency Management Agency; October 1997.
- FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building". (FEMA 350), Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C. USA.
- FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (2000) "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". (FEMA 356). Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures". Applied Technology Council (FEMA 440). ATC-55 Project. 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, California 94065
- Filippou, F., Popov, E &, Bertero, V. (1983). "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Flores, E. (2005), "Obtención de curvas de fragilidad sísmica de edificios en el Valle de México", Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Fragiadakis, M. y Vamvatsikos, D. (2009). "Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Published online in Wiley InterScience. DOI: 10.1002/eqe.965
- Fratelli, M. (2004). "Edificaciones sismo resistentes". Departamento de Ingeniería Estructural, Universidad Central de Venezuela. Caracas Venezuela
- Freeman, S. (1998). "Development and use of capacity spectrum method". In: 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. 1998.
- Galambos T, Lin F - J & Johnston, B. (1996). "Basic Steel design with LRFD". 1st ed. Prentice Hall, Inc.
- Gasparini DA, Vanmarcke EH (1976). "SIMQKE: a program for artificial motion generation". Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Giovinazzi, S. (2005). "The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis". Ph.D dissertation. University of Florence (Italy) and Technical University of Braunschweig (Germany).
- Grant, D. y Diaferia, R. (2013). "Assessing adequacy of spectrum-matched ground motions for response history analysis". Earthquake engineering & structural dynamics. 2013; 42:1265–1280. Wiley Online Library. DOI: 10.1002/eqe.2270
- Guerrero, N., Marante, M. y Perdomo, M. (2006). "Modelo de daño para elementos de concreto armado sometidos a corte y flexión". Revista. Facultad de Ingeniería. UCV v.21 n.4 Caracas dic. 2006.

- Gunay, M.S y Sucuoglu, H. (2010). "An improvement to linear-elastic procedures for seismic performance assessment". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. (2010) Published online in Wiley InterScience. DOI: 10.1002/eqe.980.
- Gupta, AK y Krawinkler, H. (2000). "Estimation of seismic drift demands for frame structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;29: 1287–305.
- Halldorsson B., Papageorgiou A.S. (2005). "Calibration of the specific barrier model to earthquake of different tectonic regions," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.95, No.4, pp.1276-1300.
- Han, SW. y Chopra, AK. (2006). "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure". *Earthquake Engineering Structural Dynamics*. 2006; 35:1853–1873. Published online 2 August 2006 in Wiley InterScience. DOI: 10.1002/eqe.605
- Hancock, J., Bommer, J. J., and Stafford, P. J. (2008). "Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 37(14), 1585–1607.
- Harasimowicz, A. y Goel, R.K. (1998). "Seismic code analysis of multi-storey asymmetric buildings". *Earthquake Engineering Structural Dynamics*; 27:173–85.
- Haselton C.B., Baker J.W., Bozorgnia Y., Goulet C.A., Kalkan E., Luco N., Shantz T.J., Shome N., Stewart J-P., Tothong P., Watson-Lamprey J.A., Zareian F. (2009) "Evaluation of ground motion selection and modification methods: Predicting median inter-story drift response of buildings," Technical Report 2009/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Hazus-99: Earthquake loss estimation methodology (1999). "Earthquake Loss Estimation Methodology". Technical Manual, Vol. 1, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington.
- Hernández, J. (2009). "Confiabilidad sísmica-estructural de edificaciones existentes en Caracas". Proyecto Pensar en Venezuela. Colegio de Ingenieros de Venezuela.
- Herrera, R., Vielma, J., Barbat, A. y Pujades, L. (2013). "Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios". *Ingeniería UC*. Vol. 8 N. 1 /2013. 9-28. Universidad de Carabobo, Venezuela.
- Hurtado, J.E. (1999). "Modelación estocástica de la acción sísmica". *Monografías de Ingeniería sísmica*. IS-33. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. CIMNE. Barcelona, España.
- Hurtado J. E. and Barbat, A. H. (1996). "Improved stochastic linearization method using mixed distributions", *Structural Safety*, 18(1), 49-62.
- Hurtado, J.E. y Barbat, A. (1998). "MonteCarlo Techniques in Computational Stochastic Mechanics". *Archives of Computational Methods in Engineering*. 5:3-30.
- Hurtado, M. y Picón, R. (2009). "Experimental behaviour of RC interior wide beam-column joint subject seismic actions and axial load". *Revista Técnica*. Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia. Vol. 32, N° 1, 41 – 62.
- Iervolino I, De Luca F, Cosenza E (2010). "Spectral shape-based assessment of SDOF nonlinear response to real, adjusted and artificial accelerograms". *Eng Struct* 32:2776–2792.

- Irizarry, J., Lantada, N., Pujades, L.G., Barbat, A.H., Goula, X., Susagna, T. and Roca, A., (2011). "Ground-shaking scenarios and urban risk evaluation of Barcelona using the Risk-UE capacity spectrum based method", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 441–466.
- Jalayer, F. y Cornell, C. (2003). "A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats". PEER Report 2003/2008, PEER Berkeley, CA, November 2003.
- Jeong, S-H, Mwafy, A. y Elnashai, A. (2012). "Probabilistic seismic performance assessment of code-compliant multi-story RC buildings". *Engineering Structures* 34, 527-537
- Kreslin, M. y Fajfar, P. (2010). "Seismic evaluation of a existing complex RC building". *Bulletin of earthquake engineering*, Volume 8, Number 2, 363-385.
- Lagomarsino S, Giovinazzi S (2006). "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings". *Bull Earthq Eng* 4(4):415–443
- Lantada, M. N. (2007). "Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona". Tesis doctoral. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Lantada N, Pujades L. G, Barbat A. H. (2009). "Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation: a comparison". *Nat Hazards* 51:501–524
- Lantada N, Irizarry J, Barbat A. H., Goula X, Roca A, Susagna T, Pujades L. G. (2010). "Seismic Hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method". *Bull Earthq Eng* 8(2):201–229
- Latour, M., Piluso, V. y Rizzano, G. (2014). "Rotational behaviour of column base plate connections: Experimental analysis and modeling". *Engineering Structures* 68. 14-23.
- Latour, M. & Rizzano, G. (2013). "Full strength design of column base connections accounting for random material variability". *Engineering Structures* 48. 458-471.
- Lee, DG., Choi, WH., Cheon, MC. y Kim, DK. (2006). "Evaluation of seismic performance of multistory building structures based on the equivalent responses". *Engineering Structures* 28 (2006) 837–856.
- Lemaitre, J. & Dufailly, J. (1987). "Damage Measurements". *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 28, No. 516. pp. 643-661. 1987. Great Britain.
- Li, G-G y Li, J-J. (2007). "Advanced analysis and design of steel frames". 1ra edición, London U.K. John Wiley & Sons LTD. 368 p.
- Li, W., Li, Q., Jiang, W. y Jiang, L. (2011). "Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art". *Composites: Part B* 42. 190–206.
- Liel, A., Haselton, C., Deirlein, G. y Baker, J. (2009). "Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings". *Structural Safety* 2009; 31(2):197–211.
- Liu S. (1969). "Autocorrelation and power spectral density functions of the Parkfield earthquake of June 27, 1966," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 59, No. 4, pp.1475-1493

- Liu, S-W, Liu, Y-P y Chan, S-L. (2011). "Advanced analysis of hybrid steel and concrete frames". *Journal of Constructional Steel Research* 2011, doi:10.1016/j.jcsr.2011.09.002.
- Longo, A., Montuori, R. y Piluso, V. (2009). "Seismic reliability of V-braced frames: Influence of design Methodologies. Earthquake engineering and structural dynamics". Published online in Wiley InterScience. DOI: 10.1002/eqe.919.
- McCormac J. & Nelson, J. (2002). "Structural Steel design: LRFD Method". 2nd ed. Wiley & Sons, Inc.
- Mander, J., Priestley, M. & Park, R. (1988). "Observed stress-strain behavior of confined concrete". *Structural. Engineering, ASCE*, 114(8), 1827-1849.
- Marulanda, M. C., Cardona O. D. and Barbat, A. H. (2009). "Robustness of the holistic seismic risk evaluation in urban centers using the USRi", *Natural Hazards*, 49(3), 501-516.
- Marushabi, N., Umenura, H., Ichinose, T. (2004). "Effects of strength variation on seismic response of structures". *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C.*, paper 2253. Canada.
- Massuni, A., Tasnimi, A y Saatcioglu, M. (2004). "Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses". *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, Canada, 2004. Paper No. 2826*
- Mata, P., Barbat, A. H., Oller S. and Boroschek, R. (2008). "Constitutive and geometric nonlinear models for the seismic analysis of RC structures with energy dissipators", *Archives of Computational Methods in Engineering*, 15, 489-539.
- Medina, R, Sankaranarayanan, R. y Kingston, K. (2006). "Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures". *Engineering Structures* 28 (2006) 1927-1940.
- Melchers, R. (2002). "Structural Reliability Analysis and Prediction". Wiley: New York, 2002.
- Menegotto M y Pinto P. (1973). "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending". *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland*, pp. 15-22.
- Milutinovic ZV., Trendafiloski GS. (2003). WP04 Vulnerability of current buildings RISK-UE project of the EC: an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.
- Molins, C., Roca, P. and Barbat, A.H. (1998). "Flexibility-based linear dynamic analysis of complex structures with curved-3D members", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 27 (7), 731-747.
- Moreno, R. y Bairán, I. (2010). "Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares". *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*, Vol. 25, N° 4, pp. 61-71, 2010
- Moreno, R., Pujades, L., Aparicio, A., Barbat, A. (2007). "Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios". *Monografías de Ingeniería Sísmica*, IS-59, p. 106.

- Moreno, R. (2006). "Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos en Barcelona". Tesis doctoral. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona
- Mwafy, A. M. and Elnashai, A. (2002). "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings". *Journal of Earthquake Engineering*, 6: 2, 239–273
- Mwafy A. (2001). "Seismic performance of code-designed RC buildings". Ph.D. Thesis, Imperial College London, U.K., 2001.
- NIST (2011). "Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses". NIST GCR 11-917-15. Prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- NBCC. (2005). National Building Code of Canada, Institute for Research in Construction..National. Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Canada.
- Olteanu, I., Vargas, Y., Barbat, A., Budescu, M. y Pujades, L. (2011). "Vulnerability and risk evaluation for a reinforced concrete frame". Bulletin of the Polytechnic Institute of of Jassy. Construction Architecture Section. Tomme LVII (LXI). Fascicle: 3. Pages 9-20. Rumania
- Pankaj, A. y Gopen, P. (2012). "Experimental verification of seismic evaluation of RC frame building designed as previous IS codes before and after retrofitting by using steel bracing". *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* Vol. 13, N^o. 2
- Papanikolaou, V., & Elnashai, A. (2005) "Evaluation of conventional and adaptive push-over analysis I: Methodology". *Journal of Earthquake Engineering*, 9: 6, 923 — 941
- Papageorgiou, A. y Gantes, C. (2010). "Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures". *Computers and Structures* 88.1124–1136.
- Papageorgiou, A. y Gantes, C. (2011). "Equivalent uniform damping ratios for linear irregularly damped concrete/steel mixed structures". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 31, 418–430
- Park, YJ. (1984). "Seismic damage analysis and damage-limiting design of R/C structures". PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, IL
- Park, Y. & Ang, A. (1985). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete." *J. Struct. Eng.*, 111(4), 722–739.
- PEER. (2013) PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. CEE 227 - Earthquake Engineering. University of California. Berkeley. UC Regents.
- Piluso, V., Rizzano, G. y Tolone, I. (2009). "Seismic reliability assessment of a two-story steel-concrete composite frame designed according to Eurocode 8". *Structural Safety* 31. 383–395.
- Pinho, R., Bhatt, C., Antoniou, S. & Bento, R. (2008). "Modeling of the horizontal slab of a 3D irregular building for nonlinear static assessment. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China

- Pinho R. and Antoniou S. (2005). "A displacement-based adaptive pushover analysis algorithm for assessment of vertically irregular frames". 4th European Workshop on the Seismic behaviour of irregular and complex structures. Thessaloniki, Greece. 2005.
- Pinho R., Marques M., Monteiro R. y Casarotti, C. (2008). "Using the adaptive capacity spectrum method for seismic assessment of irregular frames". 5th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures. Italy.
- Polese. M., Di Ludovico, M., Prota, A. y Manfredi, G. (2013). "Damage-dependent vulnerability curves for existing buildings". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013; 42:853–870. Wiley Online Library. DOI: 10.1002/eqe.2249
- Pujades LG, Vargas-Alzate YF, Barbat AH, González-Drigo JR. (2014). "Parametric model for capacity curves". *Bulletin of Earthquake Engineering*. Published online 13. sept. 2014). DOI 10.1007/s10518-014-9670-5 32 p.
- Pujades, L.G., Barbat, A.H., González-Drigo, R., Avila J. and Lagomarsino, S. (2012). "Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain)", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(1), 331–349.
- Pujades, L. Barbat, A. y Lantada, N. (2007). "Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas: desarrollo de escenarios". *Revista internacional de Ingeniería de Estructuras*. Vol. 12, 1. 1 – 28. ISSN 1390-0315. ESPE, Quito – Ecuador.
- Ramberg, W. & Osgood, W. (1943). "Description of stress-strain curves by three parameters". Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC. 1943.
- Repapis C. (2000). "Study of Different Approaches for Nonlinear Dynamic Analysis of RC Frames". Phd Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Imperial College, London, UK.
- Rocabado, V., Schmitz, M., Sánchez, J. y Reinoza, C. (2007). "Geophysical studies in Barquisimeto metropolitan area, as a contribution to a seismic micro zoning study". 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Paper No. 1425
- Romao, X., Delgado, R., Guedes, J. y Costa, A. (2009). "A comparative application of different EC8-3 procedures for the seismic safety assessment of existing structures". *Bull Earthquake Eng*. 2009 DOI 10.1007/s10518-009-9123-8.
- Saragoni G.R., Hart G.C. [1974] "Simulation of artificial earthquakes," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.2, pp.219-267.
- Schmitz, M. (2005). Informe técnico al 31 de mayo de 2005. Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades de Caracas y Barquisimeto. FUNVISIS.
- Schmitz, M., Hernández, J.J., Rocabado, V. y Audemard, F. (2009). "Proyecto de Microzonificación Sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto". FONACIT. Informe Técnico Final. Volumen 1. Caracas. FUNVISIS.
- Scholl, R.E. (1984). "Effects Prediction Guidelines for Structures Subjected to Ground Motion," Report No. JAB-99-115, URS/Blume Engineers, San Francisco, California. USA
- SEAOC (1995). "Vision 2000. A framework for performance-based engineering". Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.

- SEISMOSOFT. (2014). "SeismoStruct—A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures". Online. Available from: <http://www.seismosoft.com>.
- Sharma, A., Reddy, G., Vaze, K. y Eligehausen, R. (2013). "Pushover experiment and analysis of a full scale non-seismically detailed RC structure". *Engineering Structures*, Vol 46. 218 – 233.
- Silva W, Lee K (1987) "WES RASCAL code for synthesizing earthquake ground motions: state-of-the-art for assessing earthquake Hazards in the United States". Report 24. US Army Engineers Waterways Experiment Station, Misc. Paper S-73-1
- Song, J. y Ellingswood, B. (2009). "Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections: I & II". *Journal of structural engineering*. Vol. 125 No 4. April 2009. Papers No 18266 & 18267
- Stephens, J. and Yao, J. (1987). "Damage Assessment Using Response Measurements." *J. Struct. Eng.*, 113(4), 787–801
- Tu, Y., Hwang, S. & Chiou, T. (2006). "In-site Pushover tests and seismic assessment on school buildings in Taiwan". 4th International Conference on Earthquake Engineering. Taipei, Taiwan October 12-13, 2006. Paper No. 147.
- Ugel, R., Herrera, R., Machado, M. y Dorante, A. (2014). "Análisis y respuesta sísmica resistente en edificaciones aporticadas compuestas con estructura de acero y concreto armado ubicados en Barquisimeto". II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural y Sismo-Resistente. Valencia-Venezuela 2014.
- Ugel, R., Herrera R., Barbat, A. y Pujades, L. (2013). "Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes". *International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures. "Earthquake Resistant Engineering Structures IX"*. A Coruña: WIT Press, 2013, p. 109-120.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C. (2002). "Incremental dynamic analysis". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31:491–514.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C. (2005). "Direct estimation of seismic demand and capacity of multi-degree of freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*; 131(4):589–599.
- Vamvatsikos, D. y Fragiadakis, M. (2009). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Published online in Wiley InterScience. DOI: 10.1002/eqe.935.
- Vargas, Y. (2014). "Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño.". Tesis doctoral. Dpto. Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat A. H. y Hurtado, J. E. (2013). "Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado", *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.

- Vargas Y.F, Pujades L.G, Barbat A.H, Hurtado J.E. (2013). "Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach". *Bulletin of Earthquake Engineering* (2013) 11:2007–2032. DOI 10.1007/s10518-013-9468-x.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. and Oller, S. (2010). "Seismic safety of low ductility structures used in Spain", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8 (1), 135.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. and Oller, S. (2009). "Seismic performance of waffled-slab floor buildings", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 162(3), 169-182.
- Villaverde, R. (2007). "Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art". *Journal of Structural Engineering-ASCE*. UC Irvine. California.
- Watson-Lamprey J., Abrahamson, N. (2006). "Selection of ground-motion time series and limits on scaling". *Soil Dyn. Struct. Eng.* 26:477–482