

**ANÁLISIS DINÁMICO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS EN
CONCRETO REFORZADO**

**HAMEL DANIEL GUERRA CARPINTERO
RICARDO ORTIZ RAMIREZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ANÁLISIS DINÁMICO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS EN
CONCRETO REFORZADO**

HAMEL DANIEL GUERRA CARPINTERO

RICARDO ORTIZ RAMIREZ

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
Ingeniero Civil**

Director

Ph.D. Oscar Javier Begambre Carillo

Codirector

Ing. Camilo EDUARDO CELIS MELO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

AGRADECIMIENTOS

A la universidad y especialmente a la Escuela de Ingeniería Civil, la cual a través de su excelente profesorado nos formaron hasta alcanzar este logro.

Al profesor Oscar Begambre Carrillo por su apoyo y consejos los cuales fueron de gran ayuda para que este libro se realizará eficazmente. A él muchas bendiciones para su vida.

DEDICATORIA

Primeramente a mi amado amigo quien en todo momento estuvo allí apoyándome, él, digno de recibir toda la gloria y toda la honra, a él dedico este triunfo pues todo lo que hacía obraba para bien en mi vida, gracias mi Dios.

Gracias a mis padres por apoyarme y darme siempre lo mejor, cada día, cada momento son mi inspiración, de corazón muchas gracias.

A mi amigo e Ing. Camilo Celis por su esmero en apoyarnos y dar lo mejor de sí para sacar este proyecto adelante.

Ricardo Ortiz Ramírez

Mi total gratitud al que hizo que este sueño se convirtiera en realidad y que estuvo en las buenas y en las malas, Dios.

Con alegría en mi corazón agradezco y honro a mis padres por apoyarme y amarme incondicionalmente.

A todos los amigos y conocidos que aportaron a mi formación integral, en especial a un gran amigo de lucha Ricardo Ortiz.

Muchas gracias a las personas que nos ayudaron guiándonos con este trabajo y a la universidad, ya que sin sus aportes nada de esto sería.

Hamel Daniel Guerra Carpintero

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	18
1. OBJETIVOS.....	21
1.1 OBJETIVO GENERAL	21
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	21
2. ESTADO DEL ARTE.....	23
2.1 ANÁLISIS NO LINEAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO BAJO CARGAS CÍCLICAS	23
2.2 MODELADO DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DEL CONCRETO	27
2.3 MODELADO DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DEL ACERO DE REFUERZO	34
2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.....	36
2.5 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.....	37
2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	37
2.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	38
3. CONDICIONES Y ESTADO DE LA ESTRUCTURA.....	39
3.1 MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	40
3.2 ESPECTRO DE DISEÑO.....	41
3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y DEL MATERIAL.....	42
3.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	44
3.5 CARGAS DE DISEÑO	47
3.5.1 Carga muerta.	47
3.5.2 Carga viva.....	48
3.6 DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO	48
3.6.1 ATC-40 - Método del Espectro de Capacidad.....	49

3.6.2 FEMA 273 – Método de Coeficientes de desplazamientos.....	65
3.6.3 FEMA 356	71
3.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	74
3.7.1 Escenario sísmico y acelerogramas	75
3.7.2 Método beta de Newmark	77
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	78
5. CONCLUSIONES	89
BIBLIOGRAFÍA.....	91
ANEXOS	93

LISTA DE FIGURAS

pág.

Figura 1. Modelo típico de plasticidad concentrada a) Modelo de estructura de 2 pisos b) Elemento estructural típico (D'ambrisi and Filippou, 1997)	24
Figura 2. Filamento típico de elemento viga modelo (Mari, 2000)	26
Figura 3. Resultado típico de una prueba cíclica de compresión (Karsan y Jirsa, 1969).....	30
Figura 4. Modelo analítico para curvas cíclicas esfuerzo-deformación de concreto (Mansour y Hsu, 2005)	33
Figura 5. Respuesta esfuerzo-deformación del concreto sometido a cargas cíclicas de tensión (a) y sometido a cargas cíclicas revertidas (Reinhardt, 1984).....	34
Figura 6. Respuesta del acero de refuerzo sometido a cargas cíclicas revertidas (Ma et al., 1976).....	35
Figura 7. Mapa de Zonificación Sísmica (Colombia).....	39
Figura 8. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g	41
Figura 9. Vista en planta del edificio	45
Figura10. Vista en altura del edificio	45
Figura 11. Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)	64
Figura 12. Relaciones generalizadas Fuerza-Deformación para elementos o componentes de concreto.....	72
Figura 13. Diagrama generalizado.....	73
Figura 14. Criterios de aceptación	73
Figura 15. Criterios de aceptación para componentes o elementos por deformación	74
Figura 16. Acelerogramas.....	76
Figura 17. Curva de Capacidad X.....	78
Figura 18. ADRS-ATC40 X	79
Figura 19. Curva de Capacidad Y	79

Figura 20. ADRS-ATC40 Y80
Figura 21. Desplazamientos por piso, análisis en dirección Y85
Figura 22. Desplazamientos por piso, análisis en dirección Y85

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Peso de la edificación	46
Tabla 2. Carga muerta a considerar para el análisis.....	48
Tabla 3. Carga viva a considerar para el análisis	48
Tabla 4. Desempeño de la estructura	80
Tabla 5. Fuerzas en los elementos (ADNL)	81
Tabla 6. Comparación de fuerzas y porcentaje de error	82
Tabla 7. Desplazamientos por análisis en dirección X.....	84
Tabla 8. Desplazamientos por análisis en dirección Y.....	85
Tabla 9. Control en los indicadores de rotulación	86

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. Comparación de fuerzas y porcentaje de error en dirección Y	93
ANEXO B. Estado de rotulación de los elementos	95

RESUMEN

TÍTULO: ANÁLISIS DINÁMICO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS EN CONCRETO REFORZADO.*

AUTOR: HAMEL DANIEL GUERRA CARPINTERO
RICARDO ORTIZ RAMIREZ. **

PALABRAS CLAVES: Análisis dinámico no lineal, Análisis estático no lineal, pushover tradicional, estructura de concreto u hormigón reforzado.

DESCRIPCIÓN

La esencia de la acción sísmica es la naturaleza dinámica de la carga, lo cual puede verse en la variación en el tiempo de las fuerzas internas del sistema y su estado. En la actualidad este fenómeno puede ser modelado de dos formas:

La primera como un evento de naturaleza dinámica, para lo que se utiliza Análisis Dinámico No Lineal (NonlinearDynamicAnalysis, NLDA), el cual permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamientos de piso, derivas, fuerza cortante, etc.) en el tiempo. Asimismo, posee una base física rigurosa y requiere gran esfuerzo computacional.

Y la segunda como un evento estático, utilizando el procedimiento Análisis Estático No Lineal (Push-Over), el cual consiste en solicitar una estructura mediante una carga monotónica incremental, de manera que las deformaciones aumenten hasta llegar al colapso de la estructura. Éste método se encuentra descrito en documentos tales como ATC-40, FEMA 273/356/440.

A su vez se realiza una comparación entre estos dos análisis observando las variaciones de fuerzas y desplazamientos con lo cual podemos calificar el desempeño de la estructura.

También un análisis de rigidez, plastificaciones y/o fracturas locales en los elementos estructurales a través del tiempo, es decir, usando el análisis dinámico no lineal y evaluando así el desempeño de los elementos.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Begambre Carillo, Oscar. Codirector: Celis Melo, Camilo

ABSTRACT

TITLE: INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURES.*

AUTHOR: HAMEL DANIEL GUERRA CARPINTERO**
RICARDO ORTIZ RAMIREZ

KEY WORDS: Non Linear Dynamic Analysis, Non Linear Static Analysis, pushover traditional, reinforced concrete structure.

DESCRIPTION:

The essence of the seismic event is the dynamic nature of the load, which can be seen in the time variation of the internal forces of the system and their status. Today this phenomenon can be modeled in two ways:

The first like a dynamic nature event, for this we used a Non Linear Dynamic Analysis (NLDA), which provides information on the variation of any response from the building (floor displacements, drifts, shear, etc.) over time. It also has a rigorous physical basis and requires large computational effort.

And the second like a static event, using the Non Linear Static Analysis procedure (Push-Over), which consists in applying a structure through incremental monotonic loading, so that the deformations increase until the collapse of the structure. This method is described in documents such as ATC-40, FEMA 273/356/440.

At the time a comparison is made between these two analysis, observing variations of forces and displacements with which we can describe the performance of the structure.

Also an analysis of rigidity, plastification or local fractures in the structural members over time, using Non Linear Dynamic Analysis and thus evaluating the performance of the elements.

The nonlinear dynamic analysis methodology is the most complete seismic analysis that exists today, it allows to study the variation in the response time of any building. However, there are alternative methodologies being used, because they are easier to implement, but less accurate.

* Degree Project

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering, Civil Engineering, Director BegambreCarillo, Oscar. Codirector Celis Melo, Camilo

INTRODUCCIÓN

El conocer el comportamiento inelástico de las estructuras es muy importante, tanto así que es indispensable tomarse en cuenta en la práctica de un diseño sísmico por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos, los cuales pueden ocurrir durante su existencia. No debe sufrir colapso ante un fuerte movimiento sísmico con un periodo de diseño de 50 años o más¹.

A menudo las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas que las llevan al rango inelástico. A pesar de ello, en la mayoría de los casos las estructuras no resultaron dañadas. Se cree que la disipación de energía debida al amortiguamiento histerético es un margen adicional de seguridad que poseen estas estructuras. El modelamiento del comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos es complejo y la comunidad científica aún no ha definido un único procedimiento para ello.

En la actualidad este fenómeno puede ser modelado de dos formas. La primera como un evento de naturaleza dinámica, para lo que se utiliza Análisis Dinámico No Lineal (NonlinearDynamicAnalysis, NLDA), el cual permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamientos de piso, derivas, fuerza cortante, etc.) en el tiempo. Asimismo, posee una base física rigurosa y requiere gran esfuerzo computacional.

Por otra parte, el efecto del sismo en las edificaciones puede modelarse como un evento estático, mediante la utilización del procedimiento conocido como Análisis

¹Flores Barreto Teodorico; "Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado"; PUCP; 2003, pág. 6

Estático No Lineal o Pushover, descrito en algunos documentos como FEMA-273, FEMA 356 o ATC-40.

A pesar de tener algunas limitaciones desde el punto de vista metodológico y del alcance y exactitud de sus resultados, este procedimiento ha tenido una mayor aceptación.

Descripción metodologías:

Análisis Dinámico No Lineal:

La esencia de la acción sísmica es la naturaleza dinámica de la carga, lo que conlleva a la variación en el tiempo de las fuerzas internas del sistema y su estado (definido en términos de desplazamientos y deformaciones). Por lo tanto, mientras un problema estático tiene una única solución independiente del tiempo, la solución de un problema dinámico requiere la descripción del sistema en todos los instantes dentro del período en estudio, lo cual implica grandes esfuerzos analíticos y numéricos que pueden, a su vez, implicar el uso de una herramienta computacional. Teniendo en cuenta lo anterior, el análisis debe estar basado en una apropiada representación del movimiento del terreno y en principios aceptados por la dinámica estructural².

Análisis Estático No Lineal (Push-Over):

Este método consiste en solicitar una estructura mediante una carga monotónica incremental, de manera que las deformaciones aumenten hasta llegar al colapso de la estructura.

²MORA, Mauricio. VILLALBA, Jesús. MALDONADO, Esperanza. “Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal”; Revista Ingenierías, pp. 59-74; Universidad de Medellín; 2006. Pág. 60

Este método sólo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, dando como resultados limitaciones desde el punto de vista metodológico, del alcance y exactitud de sus resultados³.

³ATC-40 o FEMA 273

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar un análisis dinámico inelástico a una estructura aporticada de concreto reforzado, así mismo; un análisis comparativo con el modelo estático no lineal (push-over).

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un análisis comparativo de fuerzas y desplazamientos entre el modelo dinámico inelástico (análisis cronológico) y el modelo estático no lineal (push-over) bajo los mismo parámetros de incidencia a una estructura aporticada de 5 pisos.
- Obtener información precisa de pérdidas de rigidez, plastificaciones, y/o fracturas locales en los elementos estructurales a través del análisis dinámico inelástico.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

El presente trabajo está organizado de la siguiente manera:

En el CAPITULO II se describirá todo lo relacionado con los conceptos generales, su desarrollo a través del tiempo, consideraciones y parámetros a tener en cuenta en un análisis dinámico inelástico.

En el CAPITULO III se describirá lo relacionado con las consideraciones y parámetros base a la hora de ejecutar o llevar a cabo un análisis dinámico

inelástico de una estructura aporticada, bajo la normalización de la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR-10).

En el CAPITULO IV se realizará el análisis de los resultados obtenidos a partir del modelo dinámico inelástico y el modelo estático no lineal (Push-Over) el cual se ejecutará por medio del software SAP2000®, así mismo se darán a conocer las conclusiones del presente trabajo.

2. ESTADO DEL ARTE

El detallado del análisis cíclico no lineal y dinámico de las estructuras de concreto reforzado se aplica cada vez más a la evaluación de las estructuras existentes experimentando los efectos de vibración o efectos dinámicos. Estos métodos se han convertido particularmente importantes para la evaluación y el fortalecimiento de las estructuras ubicadas en regiones de alto riesgo sísmico.

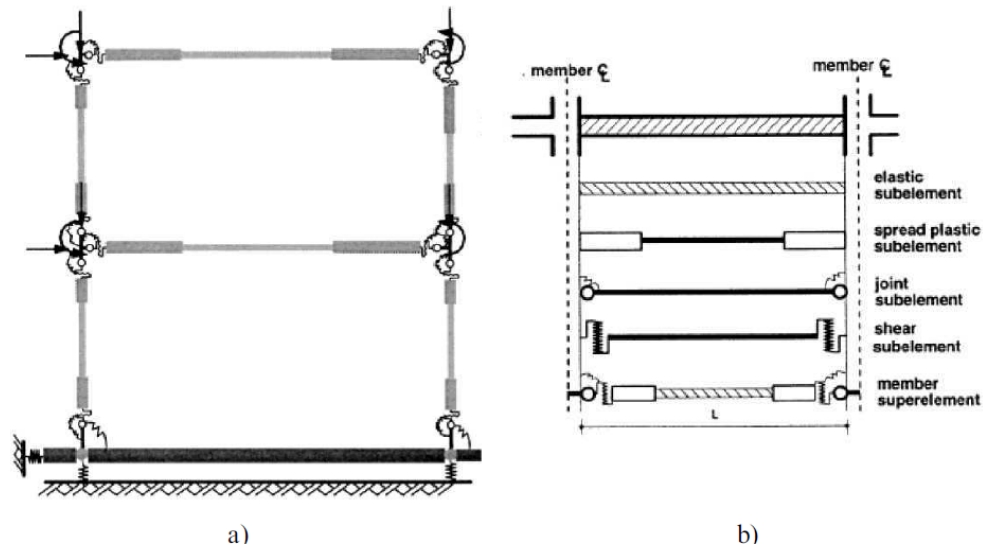
Sin embargo, todavía hay una necesidad significativa de métodos eficaces que ofrezcan este tipo de análisis. En este capítulo, los principales aspectos del estado del arte en el análisis cíclico no lineal y dinámico y el modelado de este tipo de estructuras se presentan.

2.1 ANÁLISIS NO LINEAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO BAJO CARGAS CÍCLICAS

Estrategias numéricas de modelamiento

El análisis de estructuras de concreto reforzado espaciales por medio de elementos sólidos es el enfoque más general y versátil. Sin embargo, se vuelve demasiado costoso, en el sentido de cómputo, cuando se aplica el análisis no lineal a estructuras complejas que involucran varios miembros. En este caso, la estrategia más común y económica es el uso de elementos lineales.

Figura 1. Modelo típico de plasticidad concentrada a) Modelo de estructura de 2 pisos b) Elemento estructural típico (D'ambrisi and Filippou, 1997)



Varios modelos de elementos viga adecuados para el análisis de estructuras de concreto reforzado se han propuesto hasta la fecha. Un primer grupo de métodos (los métodos llamados de plasticidad concentrada) se basan en el hecho de que el comportamiento no lineal de las estructuras de concreto generalmente se concentra en los extremos de columnas y vigas. Estos métodos concentran el comportamiento inelástico en los resortes no lineales situados en los extremos de los elementos (Figura 1). Ejemplos de estos métodos han sido propuestos por Clough y Jhonston (1966), Giberson (1967), y Takizawa (1976), entre otros. Algunos de estos métodos incluyen la degradación de la rigidez a la flexión y cortante (Clough y Benuska 1967, Takeda et al. 1970, Brancaloni et al. 1983), "aplastamiento" bajo una carga de reversión (Banon et al. 1981, Brancaloni et al. 1983) y rotaciones fijas finales en la interfaz del nodo viga-columna para simular el efecto de la barra de "pull-out" (Otani 1974, Filippou e Issa, 1988).

Una ventaja práctica del modelo agrupado de inelasticidad es que prácticamente todos los resultados experimentales están disponibles en forma de relaciones fuerza-desplazamiento, o equivalentemente diagramas de momento-curvatura y

bucles de histéresis, permitiendo un ajuste empírico directo lo que facilita la selección de los parámetros del modelo (CEB 1996). Por otro lado, las limitaciones de los modelos agrupados se han discutido en varios estudios de correlación (Charney y Bertero 1982, Bertero et al. 1984).

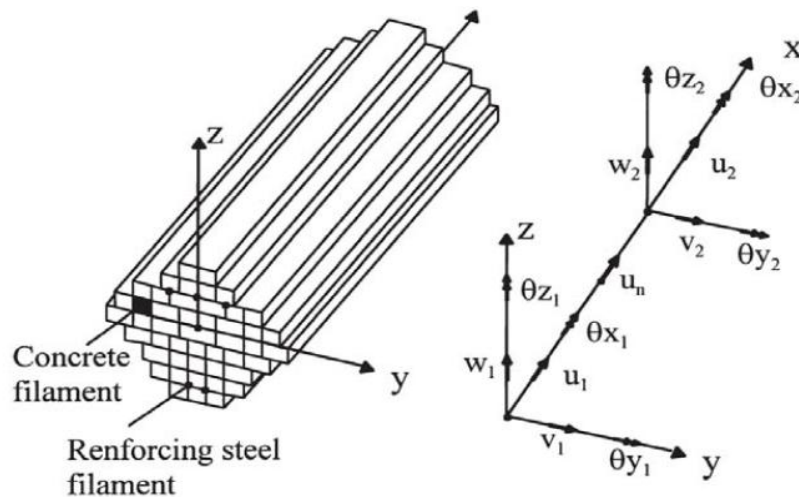
Un segundo enfoque y más preciso para la modelización del comportamiento inelástico de las estructuras de concreto reforzado consiste en distribuir la no linealidad a lo largo de la longitud del miembro. El comportamiento constitutivo de la sección transversal o bien se formula en términos de esfuerzo y deformación resultantes derivadas de la teoría clásica de plasticidad o se deriva explícitamente por la discretización de la sección transversal en forma de fibras. En un modelo de elementos finitos fibra el miembro se discretiza tanto longitudinalmente, en segmentos representados por secciones transversales, discretos o rodajas, y en el plano transversal, en las regiones finitas. En el caso más general de flexión biaxial, la sección transversal se divide en un número de regiones finitas por una rejilla rectangular de líneas. Estas formulaciones se han empleado con éxito en el análisis no lineal de estructuras de marcos de concreto, como en Kang y Scordelis (1980), hebillas y Jackson (1981), Mahasuverachai y Powell (1982), Kaba y Mahin (1984), y ZerisMahin (1988), Chan (1981), Mari (1984), Ulm et al. (1994), y PetrangeliCiampi (1997) o Spacone et al. (1996), entre otros.

Los efectos del tiempo y de la construcción segmentaria se introdujeron a raíz de planteamientos similares de Ghali y Elbadry (1985), Kang y Scordelis (1980), Abbas y Scordelis (1993), Ketchum (1986), Murcia y Herkenhoff (1994), Cruz et al. (1998), Mari (2000), entre otros.

Saritas y Filippou (2006) y Petrangeli et al. (1999) propusieron modelos de elementos fibra para la flexión y cortantes cíclicos de estructuras de concreto reforzado. Más recientemente, Bairan y Mari (2007) desarrollaron una formulación de la sección no lineal para contar con los estados completos en 3D de esfuerzo-

deformación en los elementos estructurales. Esta solución se aplica al comportamiento no lineal acoplado de secciones de concreto reforzado y puede ser aplicado en cualquier elemento estructural 3D. De la misma manera, Navarro et al. (2007) también presentó un modelo general en 3D para el análisis de los elementos estructurales de concreto reforzado y pretensado con geometría arbitraria de la sección transversal y las condiciones de carga combinadas, incluida la fuerza axial, momento de flexión biaxial, la torsión y las fuerzas de corte biaxiales. Para el conocimiento de autor, ninguno de estos dos modelos son capaces de lidiar con el complejo comportamiento de estructuras de concreto reforzado sometidos a las condiciones cíclicas de carga combinadas y ambos tienen la intención de obtener la capacidad de carga última de la estructura.

Figura 2. Filamento típico de elemento viga modelo (Mari, 2000)



Dos enfoques diferentes han sido utilizados en la derivación de la rigidez del miembro: el enfoque de rigidez donde los desplazamientos nodales de la estructura se derivan de las fuerzas de los elementos, y el enfoque de flexibilidad, que considera las fuerzas en los miembros como las incógnitas primarias. El segundo permite una descripción más precisa de la distribución de la fuerza y el esfuerzo en el interior del elemento.

Una alternativa para el análisis no lineal de las estructuras, que ofrece una solución virtualmente "exacta", es la llamada Formulación Matricial Generalizada (FMG o GMF sus siglas en inglés). Se compone de una generalización de la flexibilidad basada en métodos de matriz convencional, en los que la forma de deformación del elemento es un resultado de la integración exacta del equilibrio y las ecuaciones de compatibilidad de un elemento. Un primer antecedente de este enfoque se encuentra con Baron (1961). Más reciente, las formulaciones de flexibilidad para el análisis no lineal de estructuras han sido desarrolladas por Backlund (1976) y Grelat (1978). Carol y Murcia (1989) extendieron la flexibilidad basados en la formulación del análisis no lineal en función del tiempo. Carrascón et al. (1987) generalizó esta formulación a elementos curvados con sección transversal variable. La ausencia de errores de interpolación permite el uso de elementos de gran tamaño sin la necesidad de nodos intermedios. Sin embargo, es necesario utilizar un gran número de secciones de control para la integración a lo largo del elemento que puede introducir problemas de precisión y errores similares a los obtenidos con el método de elementos finitos cuando la estructura se discretiza en un gran número de elementos. Mari (1991) encontró que la precisión similar puede obtenerse mediante el uso de $2n$ secciones de control con la formulación matricial generalizada, mientras que n elementos se utilizan con el método de elementos finitos.

2.2 MODELADO DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DEL CONCRETO

El análisis computacional de estructuras de concreto reforzado sometidos a cargas dinámicas o cíclicas requiere de modelos de materiales esfuerzo-deformación realistas para reproducir el comportamiento real de la estructura. La investigación sobre la respuesta cíclica del concreto intenta proporcionar modelos eficientes capaces de predecir todas las características de histéresis del material sometido a una carga cíclica. Desde las primeras obras que intentan caracterizar el comportamiento cíclico del concreto que se han publicado (Sinha et al. 1964), un

importante esfuerzo de investigación se ha dedicado a ese campo, que ha aumentado aún más con el reciente desarrollo de métodos computacionales aplicados a las estructuras de concreto reforzado.

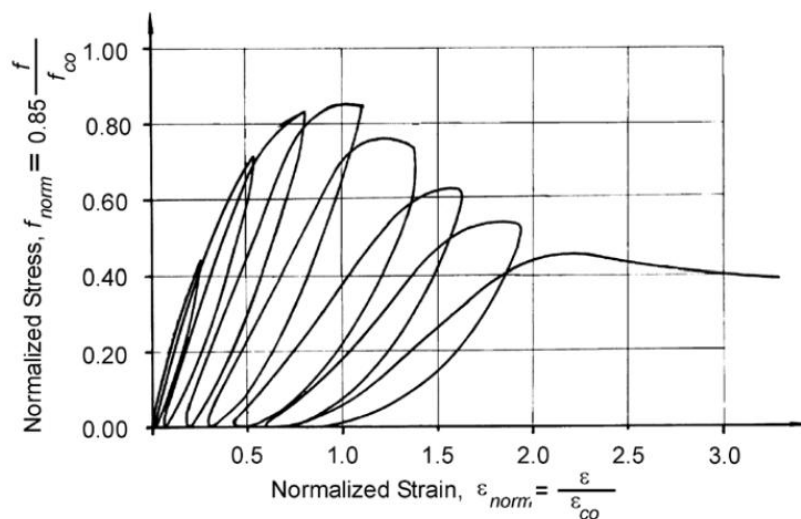
Numerosos modelos del concreto se han propuesto en los últimos años. A nivel macroscópico, tres grandes categorías se pueden distinguir (CEB 1996): Los modelos derivados de la teoría de la elasticidad, los modelos basados en la teoría de plasticidad y los modelos basados en la teoría del daño continuo. Además, algunos modelos acoplados basados en la asociación de la teoría de plasticidad y la de daño continuo se han desarrollado recientemente. Aunque se ha demostrado que los modelos derivados de la teoría de plasticidad y la teoría del daño continuo pueden simular con precisión el comportamiento observado del concreto, su aplicación en la práctica de la ingeniería se reduce. Esto está motivado por la gran cantidad de parámetros que son usualmente necesarios y la dificultad para obtenerlos a través de pruebas de laboratorio convencionales. En estudios, sólo los modelos simplificados, que son formulaciones matemáticas, esencialmente derivadas de la generalización de los resultados de las pruebas para el concreto bajo diferentes historias de carga son tratados. Muchos de estos modelos se han documentado en la literatura, como Sinha et al. (1964), Karsan y Jirsa (1969), Yankelevsky y Reinhardt (1987), Mander, Priestley y Parque (1988), Bahn y Hsu (1998), Chang y Mander (1994), Mansour y Hsu (2005), Palermo y Vecchio (2003) entre otros. La mayoría de ellos se refieren solamente al comportamiento cíclico de compresión del concreto y sólo unos pocos consideran la respuesta cíclica de la tensión.

Sinha et al. (1969) llevó a cabo una investigación experimental sobre el comportamiento del concreto simple bajo la carga de compresión cíclica. Una serie de cuarenta y ocho pruebas se realizaron en cilindros de concreto para obtener información sobre las propiedades de la curva envolvente y las curvas de carga y descarga, y el análisis de relaciones esfuerzo-deformación para la carga cíclica

fueron derivadas. Ellos asumieron la propiedad de la singularidad de las relaciones esfuerzo-deformación (es decir, si la envolvente, la curva de carga y descarga que pasa a través de cualquier punto en el plano esfuerzo-deformación siendo independiente de la historia de carga previa, entonces la relación esfuerzo-deformación es única) para predecir el comportamiento del concreto sometido a una compresión de carga arbitraria en el tiempo. Esta hipótesis fue refutada por la evidencia experimental posterior.

Karsan y Jirsa (1969) desarrollaron un estudio experimental de la fuerza y el comportamiento del concreto simple sometido a repeticiones de esfuerzos de compresión a múltiples niveles. Un total de 46 columnas rectangulares cortas fueron sometidas a variaciones de cargas axiales cíclicamente. Esto se realizó con el fin de determinar la envolvente esfuerzo-deformación y las curvas de carga y descarga. Los resultados del ensayo indicaron que las trayectorias esfuerzo-deformación bajo carga cíclica generalmente no superan la curva envolvente; Además, esta curva se puede modelar como la curva de esfuerzo-deformación obtenida bajo una carga monotónica hasta la falla. Los autores informaron que las curvas de carga y descarga a partir de un punto dentro del dominio esfuerzo-deformación no fueron únicas y que el valor del esfuerzo y la deformación en el pico del ciclo de carga anterior tenía que ser conocida para estimar la respuesta. Se examinó la deformación plástica residual como parámetro principal para determinar la ecuación de la curva de descarga y proponer una fórmula empírica para correlacionar la deformación plástica residual con el punto sobre la envolvente de la cual la descarga comienza.

Figura 3. Resultado típico de una prueba cíclica de compresión (Karsan y Jirsa, 1969)



Cuando la carga se inicia desde esfuerzo cero para satisfacer la curva envolvente, se encontró que la curva de carga se convierte más bien plana en la mayor parte de su rango y puede ser representado por una línea simple recta (Sinha et al.1964) o una parábola de segundo orden (Karsan y Jirsa, 1969).

Yankelevsky y Reinhardt (1987) propusieron un modelo uniaxial simple de esfuerzo-deformación basado en las propiedades geométricas de las curvas de carga cronológica en el plano uniaxial esfuerzo-deformación. Se modela el ciclo carga-descarga completo por un conjunto de curvas lineales reconstruidas definidas por un conjunto de seis loci geométricas (llamados puntos focales) en el plano de esfuerzo-deformación.

Mander, Priestley y Park (1988) desarrollaron un modelo esfuerzo-deformación para concreto sometido a cargas de compresión uniaxial invertida con incursiones en tensión y confinado por refuerzo transversal. Se utiliza una expresión modificada de la ecuación sugerida por Popovics (1973) para la carga de compresión monotónica. La curva de descarga se deriva por el ajuste de parámetros, basado en curvas experimentales de descarga seleccionadas para concreto confinado y no confinado. Para la curva de carga, se asume una relación

lineal esfuerzo-deformación entre el punto de esfuerzo cero y la deformación de descarga, mientras que una curva de transición parabólica se adoptó entre la deformación de descarga y el retorno al esfuerzo-deformación monotónica. Martínez Rueda y Elnashai (1997) modificaron este modelo para incluir el efecto de la degradación de la rigidez y la fuerza debido a la carga cíclica.

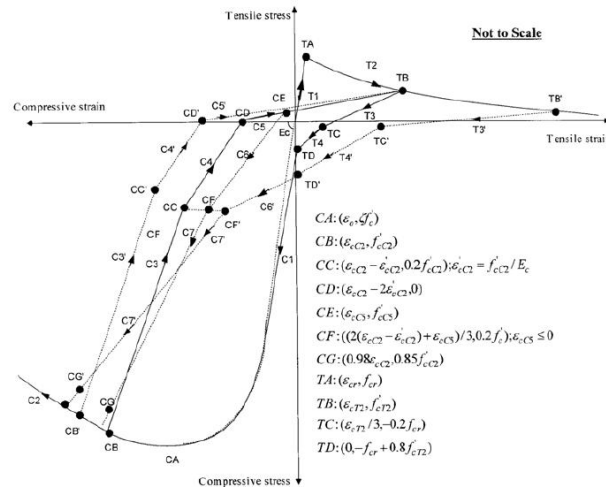
Chang y Mander (1994) propusieron un modelo avanzado para simular el comportamiento histerético del concreto confinado y no confinado en los ciclos de compresión y tensión para ambos casos, así como para concreto de alta resistencia incluyendo por primera vez, los efectos de la degradación producida por un bucle parcial y un modelo de fisuración de cierre (crack-closing). La ecuación utilizada por los autores de las curvas de carga y descarga fue una ecuación general de Ramberg-Osgood (1949) ajustada por una serie de parámetros: la pendiente en el origen y la pendiente al final de cada curva. El comportamiento total del concreto bajo carga cíclica fue definido a través de una serie de reglas para cada tipo de curva (curvas envolventes, curvas de carga y curvas de descarga). Para definir las propiedades cíclicas del concreto en compresión, un análisis de regresión estadística fue realizado con los datos experimentales de Sinha et al. (1964), y KarsanJirsa (1969), Spooner y Dougill (1975), Okamoto et al. (1976) y Tanigawa y Uchida (1979). Las mismas expresiones propuestas por los autores para la compresión se utilizaron para la respuesta cíclica de tensión.

Bahn y Hsu (1998) desarrollaron un estudio paramétrico y una investigación experimental sobre el comportamiento del concreto bajo una carga de compresión cíclica aleatoria. Se estudió en un modo semiempírico un conjunto de parámetros que controlan la forma general de la curva cíclica esfuerzo-deformación. Esto se llevó a cabo mediante la combinación de la simulación teórica y una serie de resultados experimentales. Una ecuación de tipo energía se propuso para la curva de descarga y una relación lineal para la curva de carga.

Un modelo constitutivo para un concreto consistente con un enfoque de campo a la compresión (teoría modificada del campo de compresión, Vecchio y Collins, 1986) fue propuesto por Palermo y Vecchio (2003). El modelo cíclico del concreto que presentan los autores considera el concreto a compresión y a tensión. Las curvas de carga y descarga están vinculadas a las curvas envolventes, la cuales son representadas por las curvas de respuesta monotónica. La descarga se modela utilizando una formulación de Ramberg-Osgood, considerando las condiciones de contorno en el inicio de la descarga y con un esfuerzo cero. La carga se modela como una curva lineal con rigidez de recarga degradante. Este modelo también considera el caso de carga-descarga parcial y una función lineal de cierre de grietas. Todos los parámetros del modelo se derivan estadísticamente de las pruebas desarrolladas por otros autores.

Una extensión del modelo de membrana blanda (Hsu y Zhu, 2002) sometido a reversión de esfuerzos cortantes cíclicos, ha sido presentado por Mansour y Hsu (2005). Este trabajo incluye una relación constitutiva cíclica uniaxial para concreto que tiene en cuenta un "ablandamiento" de la resistencia del concreto a la compresión causada por una tensión de tracción constante en la dirección ortogonal. Las curvas de descarga y carga fueron formadas por un conjunto de curvas lineales reconstruidas.

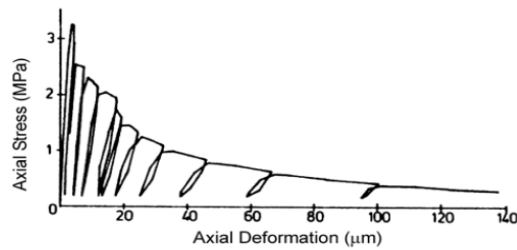
Figura 4. Modelo analítico para curvas cíclicas esfuerzo-deformación de concreto (Mansour y Hsu, 2005)



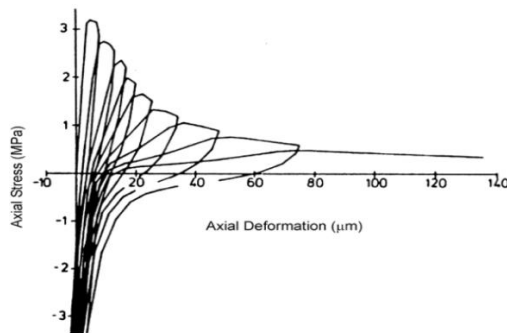
Recientemente, Sakai y Kawashima (2006) propusieron un modelo de descarga y carga para concreto confinado por refuerzo transversal. Este modelo se basa en los resultados de las pruebas en muestras de columnas de concreto reforzado. Se considera el efecto de repetir los ciclos carga / descarga y por carga-descarga parcial teniendo en cuenta el número de ciclos.

Bajo las acciones reales cíclicas o dinámicas, el concreto puede experimentar procesos complejos de carga que implican no sólo los ciclos completos de carga-descarga en compresión o tensión, sino también procesos parciales carga y descarga y ciclos mixtos con la participación de compresión y esfuerzos de tracción y agrietamiento. Algunos de los modelos disponibles se centran en aspectos particulares del comportamiento cíclico. Por lo tanto, Karsan y Jirsa (1969), Yankelevsky y Reinhardt (1987), Mander, Priestley y Park (1988) o Bahn y Hsu (1998) están orientados hacia el régimen compresivo. Por otra parte, Karsan y Jirsa (1969), Yankelevsky y Reinhardt (1987), Mander, Priestley y Park (1988) sólo se ocupan de los procesos totales de carga y descarga.

Figura 5. Respuesta esfuerzo-deformación del concreto sometido a cargas cíclicas de tensión (a) y sometido a cargas cíclicas revertidas (Reinhardt, 1984)



(a)



(b)

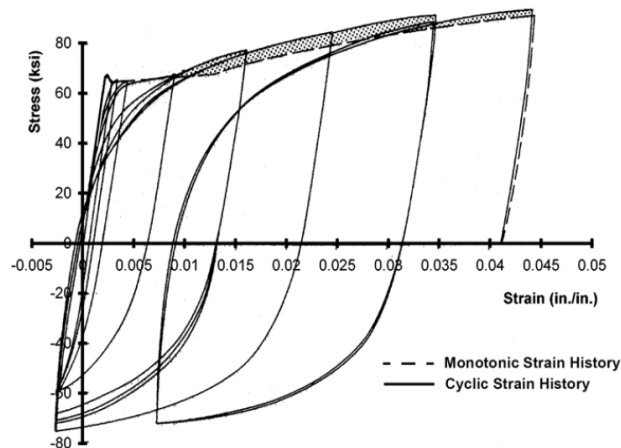
Reinhardt (1984) presentó una serie de experimentos para la caracterización del concreto sometido a carga de tracción cíclica (Fig. 2.5). Las características importantes de la respuesta del concreto incluyen las siguientes: 1) El concreto responde esencialmente de manera elástica lineal hasta que la resistencia a la tracción se alcanza. 2) Después de la resistencia a la tracción pico, el material presenta una derivación de ablandamiento. 3) Los ciclos carga-descarga que inician en deformaciones en exceso de la correspondiente a la resistencia a la tracción pico se producen con un material de rigidez significativamente menor que el módulo del material original.

2.3 MODELADO DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DEL ACERO DE REFUERZO

El comportamiento del acero de refuerzo es un tema importante que puede tener una gran influencia en el comportamiento general de los elementos de concreto reforzado bajo cargas cíclicas o dinámicas. Cuando se somete a una carga cíclica,

el acero muestra una pérdida de linealidad antes de alcanzar la resistencia a la fluencia en la dirección contraria. Esta característica se conoce como efecto Bauschinger y se ha observado que se acentúa cuando se aumenta la demanda de deformación (Ma et al. 1976). Varios modelos consideran para el acero de refuerzo el efecto Bauschinger y otras características de su comportamiento se han propuesto hasta la fecha (Park y col. 1972, Aktan et al. 1973, Ma et al. 1976, Stanton y McNiven 1979, Filippou et al de 1983, Monti y Nuti 1992, Chang y Mander 1994, Hoehler y Stanton 2006). En todos los casos, se trata de modelos fenomenológicos donde las leyes constitutivas están calibradas sobre la base de datos experimentales, basados ya sea en, modelos de Ramberg y Osgood (1943) o Menegotto y Pinto (1973). Recientemente, los modelos basados en el sistema de coordenadas naturales se han desarrollado, tal es el caso de las propuestas de Dodd y Restrepo Posada (1995) o Balan et al. (1998).

Figura 6. Respuesta del acero de refuerzo sometido a cargas cíclicas revertidas (Ma et al., 1976)



El modelo propuesto por Ramberg y Osgood (1943) utiliza una sola ecuación no lineal para caracterizar la respuesta curvilínea observada del acero de refuerzo sometido a carga monótonica. El modelo define la deformación normalizada en función del esfuerzo normalizado con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{norm} = \beta \sigma_{norm} + \alpha \sigma_{norm}^{n-1} \quad (Ec. 1)$$

Donde ε_{norm} y σ_{norm} son la deformación y el esfuerzo normalizado. El modelo puede ser extendido para el caso de carga cíclica inversa, introduciendo en la ecuación anterior, la deformación y el esfuerzo en el punto de inversión de la carga. Este modelo ha demostrado una precisión aceptable prediciendo la respuesta unidimensional del acero. Por otro lado, la dependencia explícita en el esfuerzo hace más difícil su aplicación.

Menegotto y Pinto (1973) propusieron un modelo para el acero de refuerzo sometido a cargas invertidas donde se define la respuesta con la siguiente

$$\text{ecuación: } \sigma^* = b\varepsilon^* - \frac{1-b}{1+\varepsilon^{*R}} \varepsilon^* \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde la deformación y el esfuerzo efectivo ε^* , σ^* son una función del intervalo de carga-descarga, b es la relación de la rigidez tangente inicial a final y R es un parámetro que define la forma de la curva de descarga.

Entre otros tipos de análisis relacionados con métodos simplificados tenemos:

2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad (gdl) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa. Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal.

2.5 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal o bien un análisis de historias en el tiempo (time-history). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos requieren que se incluyan suficientes modos de vibración como para movilizar un 90% de la masa efectiva. El análisis de historias en el tiempo (time-history) implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimiento de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico.

2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis (ver por ejemplo ATC-40, FEMA-273/356) pero todos ellos tienen en común que las características no lineales (fuerza-deformación) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad (pushover).

El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el

factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

2.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Con este método la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal diferencia es que el sismo de entrada, sólo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo (acelerogramas), el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Es la técnica de análisis más sofisticada disponible. Es posible incluir la participación de los componentes no estructurales y, además, se puede incluir la interacción suelo-estructura.

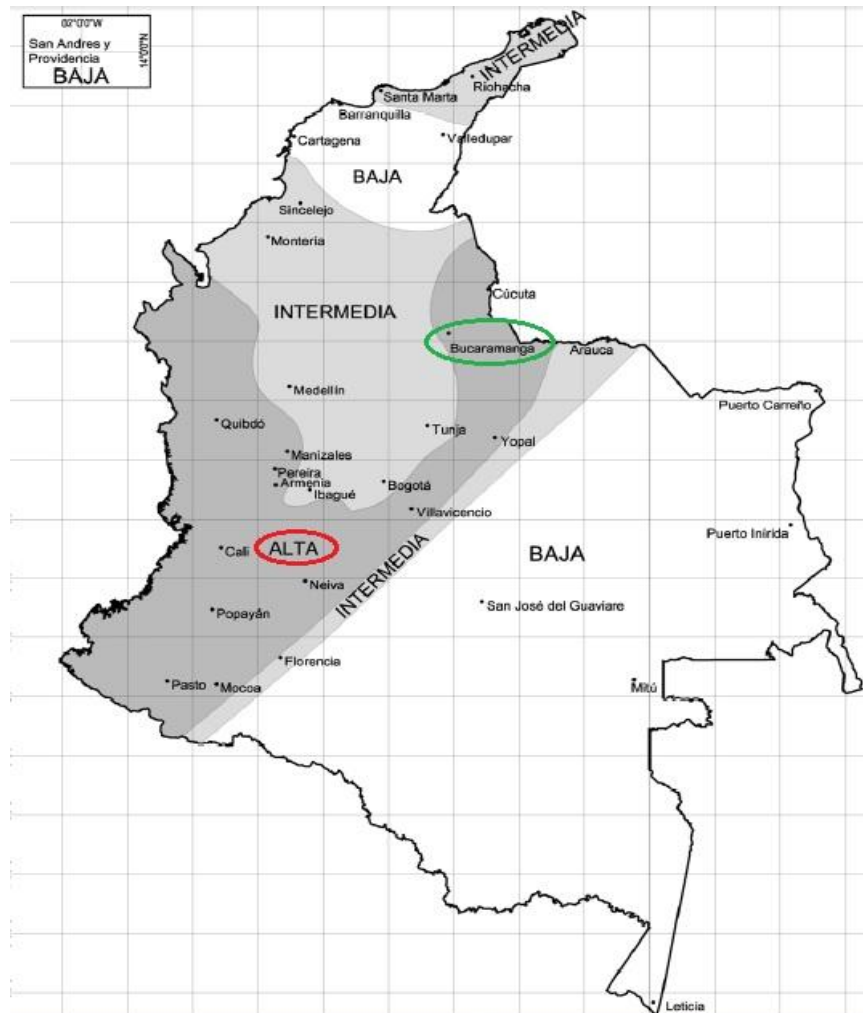
Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados de análisis no lineal en 2D ó 3D y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo, así como también, en la representación de la acción sísmica.

La respuesta puede ser muy sensible a las características del sismo de entrada, por lo tanto, se requieren varios análisis de historias en el tiempo usando diferentes registros de acelerogramas. Este tipo de análisis para predecir las fuerzas y desplazamientos bajo un movimiento sísmico es muy costoso. El principal valor de un análisis dinámico no lineal es que constituye una potente herramienta de investigación, que permite simular el comportamiento de una estructura en detalle, es decir, para describir los desplazamientos esperados así como la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos verticales y de cortante y la forma de la curva histerética.

3. CONDICIONES Y ESTADO DELA ESTRUCTURA

El edificio de estudio se encuentra localizado en la ciudad de Bucaramanga del departamento de Santander en Colombia, donde a través de estudios de zonificación realizados y analizados se llegó a representar en un mapa de zonificación sísmica, el cual está contenido en la norma sismo resistente Colombiana (NSR-10); se tiene que esta ciudad posee una probabilidad alta de que suceda un evento sísmico con un período de retorno de 50 años.

Figura 7. Mapa de Zonificación Sísmica (Colombia)



3.1 MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de unos parámetros de sitio como son la aceleración pico efectiva (A_a) y la velocidad pico efectiva (A_v), para una probabilidad del 10% de ser excedidos en un período de 50 años, estos parámetros están definidos para cada municipio y/o ciudad de Colombia según la NSR-10 en el apéndice A-4, los cuales para la ciudad de Bucaramanga son:

$$A_a = 0.25$$

$$A_v = 0.25$$

Además es necesario conocer el tipo de perfil del suelo en el cual va estar cimentado el edificio, ya que éste influye en la respuesta sísmica, para esto se toman dos coeficientes de amplificación de espectro por efectos de sitio, F_a y F_v , los cuales influyen en el espectro en la zona de períodos cortos e intermedios, respectivamente, estos factores son independientes del tipo de cimentación empleado.

La clasificación del perfil del suelo está definido en la NSR-10 en la tabla A.2.4-1, para lo cual es necesario conocer algunos parámetros como la velocidad media de la onda de cortante o el número medio de golpes del ensayo SPT, resistencia media al corte y en casos especiales el índice de plasticidad, para la ciudad de Bucaramanga el perfil característico es el tipo C.

$$F_a = 1.15$$

$$F_v = 1.55$$

En el reglamento NSR-10 es necesario definir la importancia que tiene la edificación mediante un coeficiente, esta puede estar clasificada dentro de 4 grupos de uso como son: Estructuras indispensables (grupo IV), de atención a la

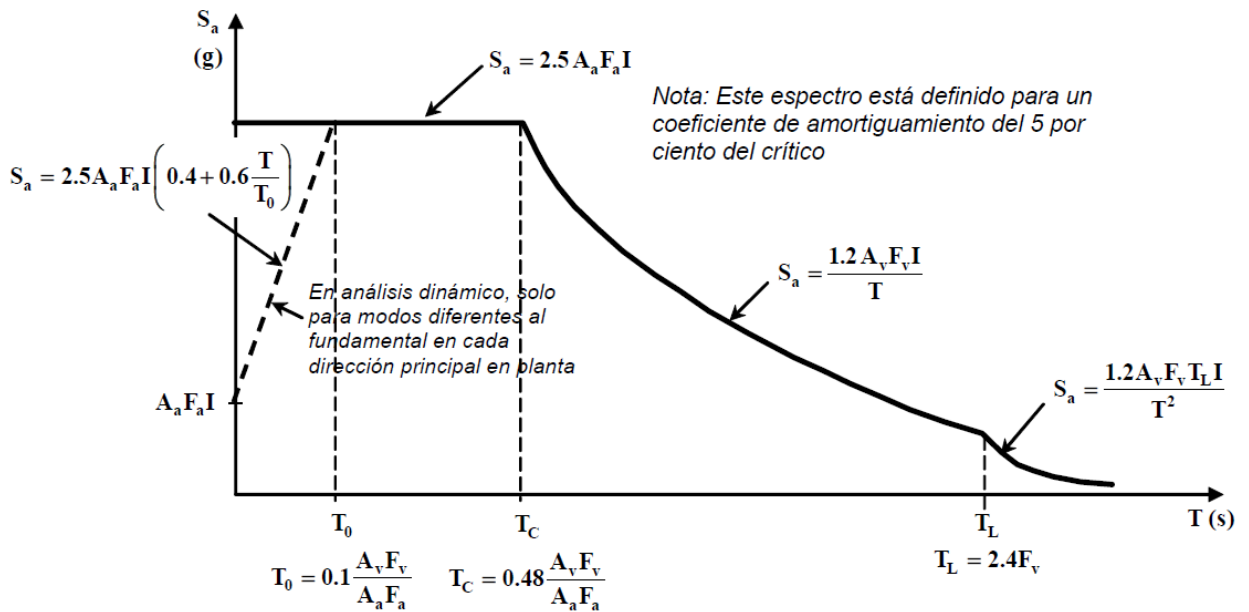
comunidad (grupo III), de ocupación especial (grupo II) y de ocupación normal (grupo I). El coeficiente asignado a la estructura modificará el espectro y por ende las fuerzas de diseño.

Según la descripción de uso, la edificación de estudio se encuentra dentro de los parámetros establecidos para clasificarla como del grupo de uso I, por lo tanto el coeficiente de importancia es de la unidad (1.00).

3.2 ESPECTRO DE DISEÑO

El **espectro elástico de aceleraciones**, el cual expresa a **S_a** como una fracción de la gravedad para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar para el diseño, este espectro se representa como se muestra a continuación con las ecuaciones allí representadas, como está definido en la NSR-10 en la sección A.2.6.1

Figura 8. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g



3.3 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN Y DEL MATERIAL

El sistema de resistencia sísmica de la edificación, clasificado según lo definido en la NSR-10 en la sección A.3.2, es el sistema estructural de pórticoresistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y horizontales, de concreto estructural o concreto reforzado.

La estructura debe tener resistencia sísmica en todas las direcciones, por lo tanto el sistema estructural de resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales, garantizando estabilidad para la estructura y a cada uno de sus elementos ante cualquier movimiento sísmico que pueda ocurrir en cualquier dirección horizontal.

Como la zona en la cual está ubicada la edificación tiene alta amenaza de actividad sísmica se necesita que el material que compone a los elementos estructurales posea un grado de capacidad de disipación de energía especial (DES), es decir que se encuentre bien confinado para que sea más dúctil y disipe mayor energía.

El sistema estructural de resistencia sísmica tiene limitaciones de altura dependiendo de la zona de amenaza sísmica, para nuestro caso la amenaza sísmica es alta y los elementos del sistema pórtico poseen una capacidad de disipación de energía especial, entonces según lo definido en la tabla A.3-3 de la NSR-10 tenemos que no hay límite de altura para la edificación.

En la tabla anterior también encontramos un parámetro R_0 , el cual es un coeficiente que nos representará la capacidad de disipación de energía básica, en nuestro caso este coeficiente tiene un valor de **7.0**.

Debido a la configuración estructural en planta y en alzado se les asigna un coeficiente según el grado de irregularidad, esta configuración no comprende solo

la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales y no estructurales que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas, los coeficientes se asignan según lo definido por la NSR-10 en la sección A.3.3.4 para configuración en planta y A.3.3.5 para la configuración en altura, tenemos que:

$$\Phi_p = 0.9$$

$$\Phi_a = 1.0$$

Hay otro parámetro que define la ausencia de redundancia y está relacionado con el grado de disipación de energía del material y el tipo de sistema estructural, según lo definido por la NSR-10 en la sección A.3.3.8, tenemos que:

$$\Phi_r = 1.0$$

Con los parámetros anteriores definidos podemos hallar el coeficiente de disipación de energía para emplear en el diseño, **R**, con este coeficiente se hallarán las fuerzas sísmicas reducidas de diseño (**E**), el parámetro está definido como:

$$R = \Phi_p * \Phi_a * \Phi_r * R_0 \quad (Ec. 3)$$

$$R = 6.3$$

En cuanto a los materiales que componen a los elementos de resistencia sísmica tenemos que la resistencia a la compresión del concreto es de 21 MPa para las columnas, vigas y placas de entrepiso, el módulo de elasticidad para éste concreto según lo definido en la NSR-10 en la sección CR8.5 es de 17870 MPa, y la resistencia a la fluencia del acero corrugado de refuerzo es de 420 MPa, tanto longitudinal como transversal.

Los procedimientos mediante el cual se analizará la estructura son, el Análisis Dinámico Cronológico No Lineal y el Análisis Pushover Tradicional (Estático No Lineal), ambos permitidos por la NSR-10.

3.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura que se analizará corresponde a un edificio de concreto reforzado, de 5 pisos, regular en planta y en altura, representativo de las edificaciones construidas en la ciudad de Bucaramanga del departamento de Santander en Colombia, el sistema estructural está conformado por pórticos ortogonales entre sí.

La edificación posee una planta de 12.0m x 12.2m, y una altura de 12.5m, la distribución de los elementos estructurales se puede observar en la Figura. 9, una vista en planta de todos los niveles y en la Figura.10, la elevación de los pórticos en la dirección NS.

El sistema de entrepiso está conformado por placas rígidas aligeradas apoyadas en la dirección Este-Oeste (EW). Las columnas del sistema son de sección transversal cuadradas 0.6x0.5 m para todos los pisos, todas las vigas de sección cuadrada 0.45x0.45 m. La resistencia del concreto utilizado en placas, vigas y columnas es de 21 MPa, y la del acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal es de 420 MPa.

Figura 9. Vista en planta del edificio

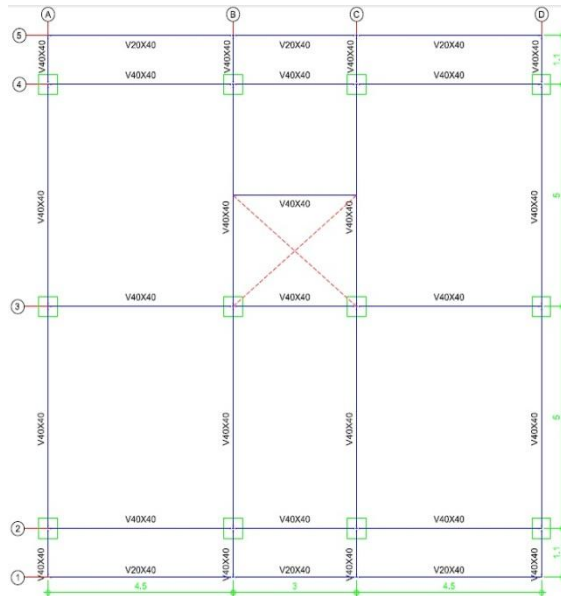
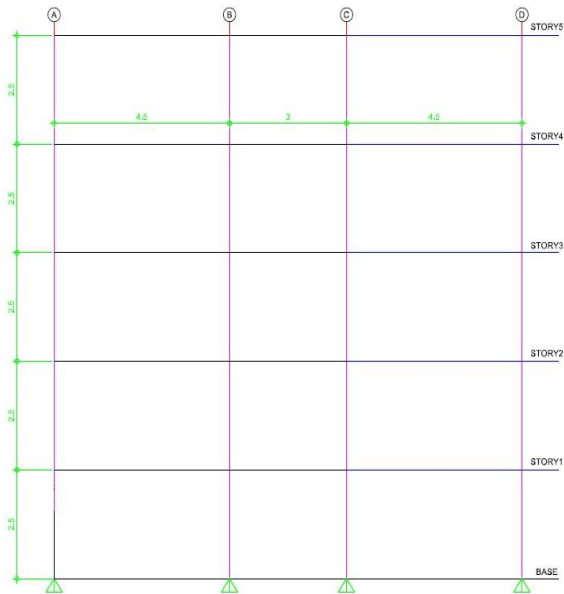
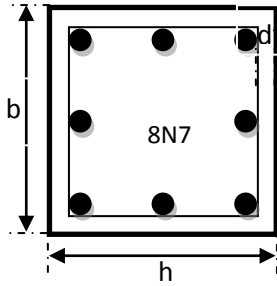


Figura10. Vista en altura del edificio



COLUMNAS



$$b = 0.5 \text{ m}$$

$$f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$h = 0.6 \text{ m}$$

$$d' = 0.05 \text{ [m]}$$

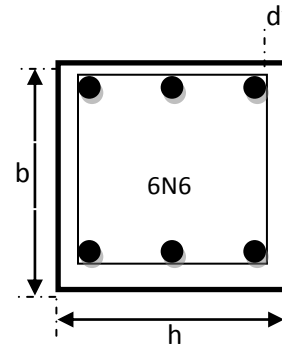
concreto

$$f_s = \text{esfuerzo de tracción del acero}$$

$$f_y = \text{esf fluencia de acero tracción}$$

$$= 420 \text{ MPa}$$

VIGA



$$b = 0.45 \text{ m}$$

$$h = 0.45 \text{ m}$$

$$d' = 0.05 \text{ [m]}$$

$$E_c = \text{Modulo de elasticidad concreto}$$

$$= 17872 \text{ MPa}$$

$$E_a = \text{Modulo de elasticidad acero}$$

$$= 200 \text{ GPa}$$

La distribución del peso de cada piso y el peso de toda la estructura se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1. Peso de la edificación

Descripción	h por piso [m]	h Global [m]	Área de placa [m ²]	Densidad placa (W muerta) [kN/m ²]	Peso placa [kN]	Peso de columnas [kN]	Peso de vigas [kN]	PESO TOTAL
P5	2.50	12.50	150.00	6.20	930.0	120.0	450.0	1500.00
P4	2.50	10.00	150.00	6.10	915.0	240.0	450.0	1605.00
P3	2.50	7.50	150.00	6.10	915.0	240.0	450.0	1605.00
P2	2.50	5.00	150.00	6.10	915.0	240.0	450.0	1605.00
P1	2.50	2.50	150.00	6.10	915.0	240.0	450.0	1605.00
								7920.00

Con los parámetros definidos anteriormente, A_a , A_v , F_a y F_v , se calculan los períodos que limitan las diferentes zonas del espectro de aceleraciones. El primer período de vibración T_0 para cuando se utiliza el análisis dinámico y los períodos de vibración son diferentes del fundamental, el valor de éste es **0.135 [s]**, el segundo período de vibración T_c , para períodos menores a este el valor de S_a permanece constante, cuando no se realice análisis dinámico y el valor es de **0.647 [s]** y el tercer período de vibración T_L es donde los desplazamientos son aproximadamente constantes, y el valor es de **3.720 [s]**.

La NSR-10 nos permite calcular un período de vibración fundamental aproximado, T_a , el cual tomaremos como período de diseño con valor de **0.53[s]**, según este período el valor de la máxima aceleración horizontal de diseño, S_a es de **0.719**.

Entonces con el valor de S_a y el peso de la estructura calculamos el cortante sísmico en la base o cortante basal, V_s , el valor de éste es: **5693 [kN]**. Este cortante será distribuido en la altura del edificio mediante el método de Fuerza Horizontal Equivalente para realizar el análisis estático no lineal (pushover) de la estructura.

3.5 CARGAS DE DISEÑO

3.5.1 Carga muerta. La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

La densidad del concreto reforzado para los elementos estructurales es de 2400 $\text{kg/m}^3 = 24 \text{ kN/m}^3$, como está definido en la NSR-10 en la sección B.3.2, Tabla B.3.2-1, para los diferentes materiales, para definir la carga muerta de los elementos no estructurales cuando no se realiza un análisis detallado la NSR-10

en la sección B.3.4, Tabla B.3.4.3-1, nos permite usar valores mínimos alternativos para cargas muertas en edificaciones con alturas entre pisos terminados menores a 3m, la siguiente tabla muestra los valores de carga en kN/m^2 de área en planta:

Tabla 2. Carga muerta a considerar para el análisis

Ocupación		Fachada y particiones (kN/m^2) m^2 de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m^2) m^2 de área en planta	Fachada y particiones (kgf/m^2) m^2 de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Residencial	Fachada y particiones de mampostería	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas	2.0	1.4	200	140

3.5.2 Carga viva. Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento y sismo. Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas que se espera que ocurran en la edificación, en ningún caso éstas cargas pueden ser menores a las mínimas definidas en la NSR-10 en las tablas B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2.

Tabla 3. Carga viva a considerar para el análisis

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300

3.6 DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de

manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995).

Tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Hamburger, 1997; Porter et al., 1993).

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera fase conceptual, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destacan la fase numérica, orientadas al diseño propiamente dicho, y finalmente la fase de implementación, donde la calidad del diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Teran, 1997).

Durante esta primera fase conceptual, el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, el nivel de amenaza y el desempeño esperado de la edificación.

3.6.1 ATC-40 - Método del Espectro de Capacidad. En primer lugar, la relación fuerza-deformación se expresa en formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS). Este formato es una conversión de la relación cortante basal vs desplazamiento de la cubierta (curva fuerza-deformación), usando las propiedades dinámicas del sistema; el resultado se conoce como una curva o

espectro de capacidad de la estructura. En la siguiente ecuación están las expresiones que se utilizan para convertir la relación fuerza-deformación en espectro de capacidad (formato ADRS); en las ecuaciones (Ec. 6) y (Ec. 7) pueden encontrarse los parámetros necesarios para lograr dicha conversión.

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1}; \quad Ec. 4 \quad S_a = \frac{V}{W\alpha_1} \quad Ec. 5$$

S_d [m]: Desplazamiento espectral

S_a : Coeficiente de aceleración espectral

Δ_{roof} [m]: Desplazamiento de la cubierta

W [N]: Peso total de la edificación

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo de vibración

α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración

V [N]: Fuerza cortante basal

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} = 1.29; \quad Ec. 6$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} = 0.81; \quad Ec. 7$$

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo de vibración

ϕ_{i1} [m/m]: Desplazamiento unitario del nivel i , normalizado en base a la cubierta

α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración

m_i [kg]: Masa concentrada en el nivel

El movimiento sísmico, o demanda, también se convierte a formato ADRS. Lo anterior permite visualizar el espectro de capacidad en las mismas dimensiones de la demanda sísmica. En este formato el periodo se representa como líneas radiales que parten del origen. La demanda sísmica inicial es el espectro de diseño propuesto en las NSR-10 para la ciudad de Bucaramanga. Este espectro de demanda representa el movimiento sísmico libre del suelo (FFM, Free Field Motion).

La expresión de la siguiente ecuación, análoga a la ecuación de la página 8-12 del ATC 40, sirve para convertir la curva de demanda sísmica a formato ADRS, ya que relaciona el desplazamiento espectral y el coeficiente de aceleración espectral.

$$S_d = \frac{T^2}{2\pi^2} S_a g ; \quad (\text{Ec. 8}) T \text{ [s]: Periodo de vibración de la estructura}$$

El espectro de demanda inicial (FFM) puede modificarse para incluir algunos efectos de interacción entre los elementos de cimentación y el suelo para estructuras con un periodo fundamental relativamente corto, por ejemplo, menor a 50 segundos; sin embargo, debido a que las estructuras que poseen elementos verticales relativamente flexibles (como pórticos resistentes a momentos) no son afectados significativamente por este tipo de efectos, éstos se han despreciado y el espectro de demanda inicial no se modifica. Los efectos de amortiguamiento sobre la cimentación también han sido despreciados en esta investigación. Las ecuaciones que se utilizan en el Método del Espectro de Capacidad requieren el conocimiento previo de la ductilidad y la rigidez post-fluencia, que son función de los datos de desplazamiento inelástico para calcular el periodo equivalente y el amortiguamiento equivalente, los cuales a su vez se utilizan para calcular la máxima demanda de desplazamiento inelástico de un sistema de un grado de libertad sometido a un movimiento sísmico, porque se

asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por la curva de capacidad. Dado que, en principio, la ductilidad y la rigidez post-fluenciano son conocidas y que tanto el periodo equivalente como el amortiguamiento equivalente son funciones del desplazamiento, la solución para determinar el máximo desplazamiento inelástico (o punto de comportamiento) es iterativa.

Inicialmente, debe seleccionarse un punto de comportamiento arbitrario (aceleración máxima, a_{pi} , y desplazamiento máximo, d_{pi}). El desplazamiento máximo inicial d_{pi} se puede tomar de la intersección entre el espectro de demanda inicial (FFM) y una recta que parte del origen con pendiente igual a la pendiente inicial del espectro de capacidad; el valor de a_{pi} es el que corresponde, en la curva de capacidad, al desplazamiento d_{pi} .

Debe desarrollarse una representación bilineal del espectro de capacidad. Los segmentos de línea del espectro de capacidad idealizado se ubican usando un proceso gráfico que garantice la igualdad de áreas por debajo del espectro de capacidad y del espectro idealizado a lo largo del dominio $[0, d_{pi}]$. La pendiente del segmento de línea que parte del origen se toma, según una adaptación hecha de FEMA 356 3.3.3.2.4, como la secante al espectro de capacidad calculada para una aceleración máxima igual al 60% de la aceleración máxima correspondiente al punto de fluencia. La aceleración máxima del punto de fluencia inicialmente se supone y $a_y = 0.85 a_{pi}$. El segmento de línea que une el punto (a_y, d_y) y el punto (a_{pi}, d_{pi}) se ajusta desplazando el punto de fluencia sobre el segmento de línea que parte del origen, hasta lograr la igualdad de áreas mencionada anteriormente. El periodo inicial T_0 está representado por la línea que sale del origen y tiene pendiente igual a la secante al 60% de la aceleración máxima de fluencia a_y .

Para la representación bilineal inicial desarrollada anteriormente se calcula la rigidez post-fluencia α , y la ductilidad μ , como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad Ec. 9 \quad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (Ec. 10)$$

A partir de los valores calculados con la ecuación (Ec. 10) se obtiene el amortiguamiento efectivo, β_{eff} . De igual modo, se obtiene el correspondiente periodo efectivo, T_{eff} . Las ecuaciones utilizadas para obtener los valores mencionados se encuentran a continuación en las siguientes ecuaciones:

$$\beta_{eff} = 4.9 \mu - 1^2 - 1,1 \mu - 1^3 + \beta_0; \text{Si } \mu < 4.0 \quad (Ec. 11)$$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32 \mu - 1 + \beta_0; \text{Si } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad (Ec. 12)$$

$$\beta_{eff} = 19 \frac{0.64 \mu - 1 - 1}{0.64 \mu - 1^2} \frac{T_{eff}}{T_0}^2 + \beta_0; \text{Si } \mu > 6.5 \quad (Ec. 13)$$

β_0 [%]: en este caso $\beta_0=5\%$, igual al amortiguamiento del espectro de demanda, ya que los efectos de amortiguamiento sobre la cimentación se han despreciado.

Las expresiones mostradas en las ecuaciones β_{eff} y T_{eff} son una alternativa, y se presentan como fórmulas optimizadas para ser aplicadas a cualquier espectro de capacidad independientemente del tipo de modelo de histéresis o del valor de rigidez post-fluencia α .

$$T_{eff} = 0.20 \mu - 1^2 - 0.038 \mu - 1^3 + 1 T_0; \text{Si } \mu < 4.0 \quad (Ec. 14)$$

$$T_{eff} = 0.28 + 0.13 \mu - 1 + 1 T_0; \text{Si } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad (Ec. 15)$$

$$T_{eff} = 0.89 \frac{\mu - 1}{1 + 0.05 \mu - 2} - 1 + 1 T_0; \text{Si } \mu > 6.5 \quad (Ec. 16)$$

T_0 [s]: Periodo inicial

El espectro de demanda debe ajustarse debido al amortiguamiento efectivo calculado anteriormente, β_{eff} . Para lograr esto, se aplican las siguientes expresiones mostradas.

$$S_{a \beta} = \frac{S_{a \ 5\%}}{B(\beta_{eff})} \quad (Ec. 17) \quad \text{Donde} \quad B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)} \quad (Ec. 18)$$

El desplazamiento máximo d_i se determina por medio de la intersección entre la línea del periodo efectivo T_{eff} , con el espectro de capacidad ajustado para β_{eff} , que se calcula con la anterior. La aceleración máxima a_i es la que le corresponde a d_i en el espectro de capacidad.

Si al comparar el desplazamiento máximo d_i , con el valor previo que se tenía para esa variable, se obtiene una tolerancia aceptable en la diferencia de resultados, el punto de comportamiento es (d_i, a_i) ; de lo contrario, debe repetirse el proceso desde la idealización del espectro de capacidad por medio de segmentos de recta, en este caso, se parte de la última aproximación calculada para el punto de comportamiento. El método es iterativo hasta obtener una tolerancia considerada aceptable para la diferencia entre los valores de desplazamiento máximo.

3.6.1.1 Nivel de desempeño: El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996). Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación.

Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente *el nivel de desempeño para la estructura* y *el nivel de desempeño para los componentes no estructurales* de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño *de la edificación*.

3.6.1.2 Nivel de desempeño para la estructura: Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. I

SP-1. Inmediata ocupación; el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

SP-3. Seguridad; pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aun cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

3.6.1.3 Nivel de desempeño para los componentes no estructurales:

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional; después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupación; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad; contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

3.6.1.4 Nivel de desempeño de la edificación. Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. Posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.).

La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Figura 11. Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)

Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)						
	<i>SP-1</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>SP-2</i> <i>Daño</i> <i>Controlado</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-3</i> <i>Seguridad</i>	<i>SP-4</i> <i>Seguridad</i> <i>limitada</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-5</i> <i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>	<i>SP-6</i> <i>No</i> <i>considerado</i>
<i>NP-A</i> <i>Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C</i> <i>Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D</i> <i>Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E</i> <i>No</i> <i>Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A. Operacional: se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B. Inmediata ocupación; corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios.

Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad vital; corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligrosos y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural; para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructurales exige el desalojo de la edificación.

3.6.2 FEMA 273 – Método de Coeficientes de desplazamientos. El análisis no lineal estático corresponde a un método simplificado para evaluar directamente la respuesta no lineal de estructuras a movimientos fuertes del terreno causados por un sismo, esta es una alternativa atractiva en comparación a los procedimientos más complejos del análisis de respuesta no lineal contra el tiempo, puede emplearse en el análisis y diseño sismo resistente de edificaciones existentes y nuevas.

Se debe definir un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema estructural considerando los efectos de la no linealidad de los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional. Se deben incluir los efectos P-Delta en el análisis.

Para estructuras regulares con sistemas de resistencia sísmica ortogonales, se permite usar modelos independientes bidimensionales para representar cada sistema. Para estructuras que tienen irregularidades en planta Tipos 4P y 5P, como se define en la Tabla A.3-6 (NSR-10) o estructuras sin sistemas ortogonales independientes se debe usar un modelo tridimensional que incorpore un mínimo de tres grados de libertad para cada nivel de la estructura, consistentes en la translación en dos direcciones ortogonales y la rotación torsional respecto al eje vertical. Cuando los diafragmas no son rígidos comparados con los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el modelo debe incluir la representación de la flexibilidad del diafragma.

A menos que el análisis indique que el componente permanece en el rango elástico, se debe usar un modelo fuerza-deformación no lineal para representar la rigidez de los componentes antes de llegar a la fluencia, la resistencia a la fluencia y las propiedades de rigidez de los componentes a diferentes niveles de deformación después de la fluencia. Las propiedades de los componentes de los modelos no lineales deben ser consistentes con los principios de la mecánica o con datos experimentales. Las propiedades que representan el comportamiento de los componentes antes de la fluencia deben ser consistentes con lo indicado en el Capítulo A.5 (NSR-10). La resistencia de los elementos no debe exceder los valores esperados teniendo en cuenta la sobre resistencia del material y el endurecimiento por deformación. Las propiedades de los elementos y componentes más allá de fluencia deben tener en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez de acuerdo con los principios de la mecánica estructural o

los resultados de ensayos experimentales. El modelo para las columnas debe tener en cuenta la influencia de la carga axial cuando se excede el 15% de la resistencia a la compresión. Igualmente se deben considerar los efectos de fisuración de la sección en el caso de las propiedades de rigidez de elementos de concreto. Se debe suponer que la estructura tiene una base fija o alternativamente se debe permitir usar consideraciones reales con relación a la rigidez y a las características de capacidad de carga de las fundaciones, consistentemente con los datos del suelo específico del sitio y los principios racionales de la mecánica de suelos.

Se debe seleccionar un punto de control para cada modelo. Para estructuras sin altillos el punto de control debe ser en el centro de la masa del nivel más alto de la estructura. Para estructuras con altillos, el punto de control debe estar en el centro de la masa del nivel en la base del altillo.

La estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas ocurriendo simultáneamente con los efectos de carga muerta combinadas con no menos del 25 por ciento de las cargas vivas requeridas por el diseño, reducidas como se permita para el área de un piso individual. Las fuerzas laterales se deben aplicar al centro de la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando. Las cargas laterales se deben incrementar de manera monotónica.

Los aumentos de la fuerza lateral se deben realizar en incrementos que sean lo suficientemente pequeños para permitir detectar cambios significativos en el comportamiento de los componentes individuales (tales como fluencia, pandeo o falla). El primer incremento en la carga lateral debe producir un comportamiento elástico. En cada paso del análisis se debe registrar el total de la fuerza lateral aplicada V_j , el desplazamiento lateral del punto de control δ_j y las fuerzas y

deformaciones de cada componente. El análisis se debe continuar hasta que el desplazamiento del punto de control sea por lo menos 150% del desplazamiento objetivo determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5 (NSR-10). La estructura se debe diseñar para que el total de la fuerza lateral aplicada no disminuya en ningún paso del análisis para los desplazamientos del punto de control en un valor menor o igual al 125% del desplazamiento objetivo.

Para la resistencia efectiva a la fluencia y el periodo efectivo se debe ajustar una curva bilineal a la curva de capacidad, de tal manera que el primer segmento de la curva bilineal coincida con la curva de capacidad al 60% de la capacidad efectiva a la fluencia; el segundo segmento debe coincidir con la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo y el área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva de capacidad entre el origen y el desplazamiento objetivo. La resistencia efectiva a la fluencia V_y , corresponde al total de la fuerza lateral aplicada en la intersección de los dos segmentos. El desplazamiento efectivo de fluencia δ_y , corresponde al desplazamiento del punto de control en la intersección de los dos segmentos de línea.

El periodo efectivo fundamental T_e , se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_1 \frac{\overline{V_1/\delta_1}}{V_y/\delta_y} \quad (Ec. 19)$$

Dónde: V_1 , δ_1 y T_1 se determinan para el primer incremento de la carga lateral

El desplazamiento objetivo del punto de control δ_T , se debe determinar utilizando la ecuación A-3.2-2 de la siguiente manera:

$$\delta_T = C_0 C_1 S_a \frac{T_e}{2\pi}^2 g \quad (Ec. 20)$$

Donde: S_a es la aceleración espectral que se determina como dice la Sección A.2.6 (NSR-10) para el periodo fundamental efectivo T_e , g es la aceleración de gravedad, y los coeficientes C_0 y C_1 se determinan de la siguiente manera:

El coeficiente C_0 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-3 como:

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \text{ (Ec. 21)}$$

Dónde:

m_i = la porción de la masa total M localizada en el nivel i

Φ_i = la amplitud del vector característico de forma al nivel i

Cuando el periodo fundamental de la estructura en la dirección bajo consideración, T_e , es mayor que T_c como lo define el numeral A.2.6.1.1 (NSR-10), el coeficiente C_1 se debe tomar como 1.0. De lo contrario el valor del coeficiente C_1 se debe calcular utilizando la siguiente ecuación:

$$C_1 = \frac{1}{R_d} \left[1 + \frac{R_d - 1}{T_e} T_c \right] \text{ (Ec. 22)}$$

Donde R_d es dado por la ecuación:

$$R_d = \frac{S_a M g}{V_y} \text{ (Ec. 23)}$$

T_c y V_y se definen arriba, S_a es la aceleración espectral del diseño en el periodo efectivo fundamental, T_e es el período efectivo fundamental definido en la sección A-3.2.3 y M se define en la Sección A-3.1.4.

La deriva de piso Δ , tomada como el valor obtenido para cada piso al paso en el cual se alcanza el desplazamiento objetivo no debe exceder el límite de la deriva especificada en la Sección A.6.4.1.

La resistencia de los elementos además de satisfacer los requisitos del apéndice A-3 (NSR-10), la resistencia de los elementos también debe satisfacer los requerimientos del paso 11 del numeral A.1.3.4 (NSR-10) utilizando $E=0$, excepto que el numeral A.3.3.9 (NSR-10) deba aplicarse cuando el presente Reglamento específicamente requiere la consideración de sobrerresistencia estructural en la fuerza sísmica de diseño.

Cuando este Reglamento requiere la consideración de sobrerresistencia estructural de acuerdo con el numeral A.3.3.9, el valor de la fuerza individual del miembro obtenida del análisis al nivel del desplazamiento objetivo debe ser substituida por $\Omega_0 F_s / R$.

La distribución de las fuerzas sísmicas de diseño laterales utilizadas para diseñar los elementos se deben aplicar a la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando.

Para una evaluación detallada no hay necesidad de cumplir con la Sección A-3.2.9.1 y la Sección A-3.2.9.2 si la resistencia efectiva de fluencia excede el producto del factor de sobrerresistencia del sistema dado en las Tablas A.3-1a A.3-4 del Capítulo A.3 (NSR-10) y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4 (NSR-10) modificada para usar el periodo T_e fundamental efectivo, en lugar de T para la determinación de C_s .

La fuerza y la deformación requeridas para el elemento, Para cada análisis estático no lineal los parámetros de respuesta del diseño, incluyendo las fuerzas individuales del elemento y las deformaciones del elemento γ_i , deben ser tomadas como los valores obtenidos del análisis en la iteración en la cual el desplazamiento objetivo se alcanza.

Los elementos, La competencia de los elementos individuales y sus conexiones para resistir las fuerzas y las deformaciones de los elementos γ_i , se deben evaluar con base en datos de ensayos de laboratorio para componentes similares. Los efectos de gravedad y demás cargas sobre la capacidad de deformación de los elementos se deben considerar en estas evaluaciones. La deformación de un elemento para soportar las cargas de gravedad no debe exceder:

(i) Dos tercios de la deformación que resulta en pérdida de capacidad para soportar cargas de gravedad.

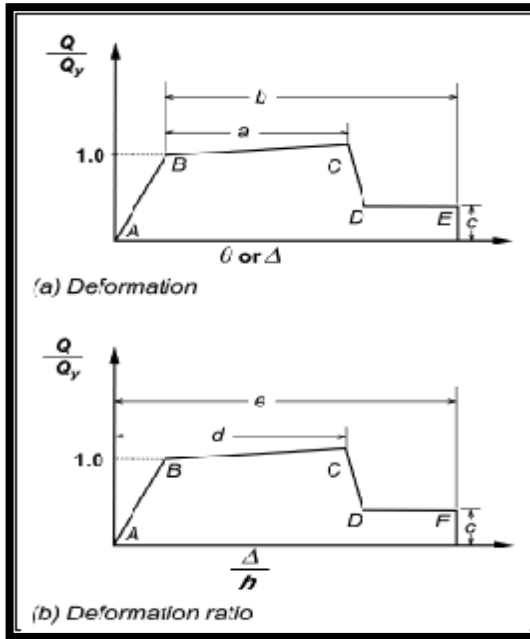
(ii) Dos tercios de la deformación a la cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. La deformación de un elemento no requerida para soportar las cargas gravitacionales no debe exceder los dos tercios del valor al cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. Alternativamente, se permite considerar la deformación del elemento como aceptable si la de formación no excede el valor determinado que establecen los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA 356) para el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida.

Las fuerzas del elemento se deben considerar aceptables si no exceden las capacidades esperadas

3.6.3 FEMA 356. En cuanto a los criterios de aceptación para la deformación correspondiente a los niveles de desempeño de la estructura se establecen siguiendo los parámetros del FEMA 356 (2000). Se definen los puntos A, B, C, D, E en el diagrama momento-curvatura que establecen los diferentes niveles de desempeño IO (ocupación inmediata), LS (Seguridad a la vida), y PC (Prevención de colapso) para los elementos estructurales.

Diagrama momento-curvatura y criterios de aceptación (FEMA 356 2000)

Figura 12. Relaciones generalizadas Fuerza-Deformación para elementos o componentes de concreto



3.6.3.1 Desempeño esperado de la edificación: Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, los cuales varían según las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, y las consideraciones económicas.

Figura 13. Diagrama generalizado

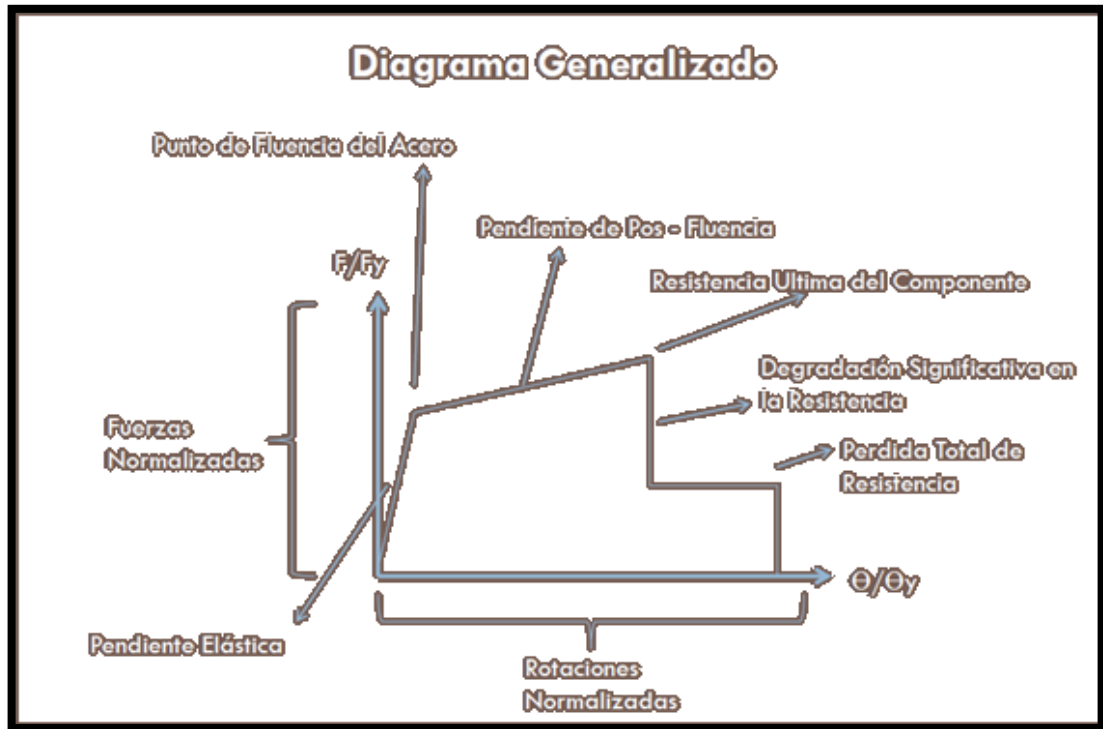


Figura 14. Criterios de aceptación

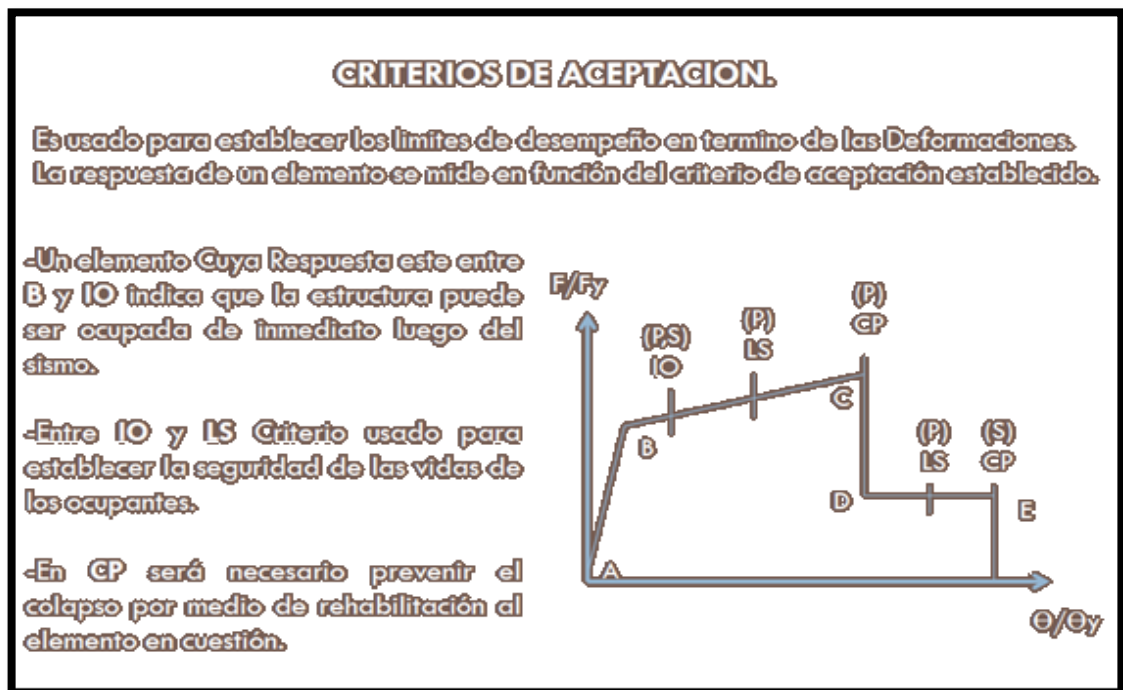
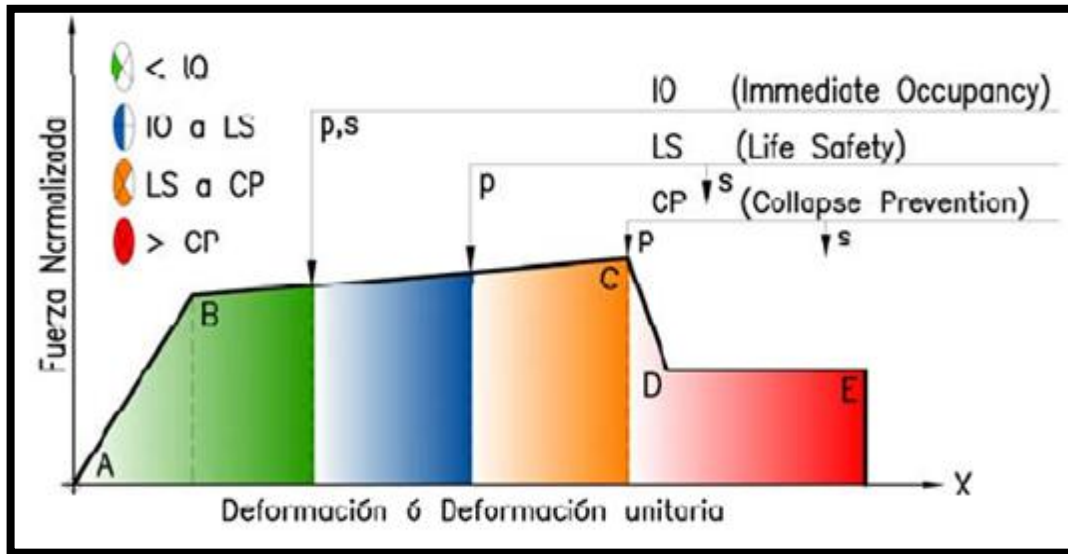


Figura 15. Criterios de aceptación para componentes o elementos por deformación



3.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Aunque se espera que las edificaciones resistan sismos leves sin daños visibles y esencialmente dentro de un rango de deformaciones para el que las aproximaciones lineales son adecuadas, para sismos moderados pueden ser tolerables algunos daños en elementos no estructurales. En caso de sismos muy severos se acepta, incluso para las estructuras más importantes, que las componentes estructurales y no estructurales tengan daños de consideración, aunque sin llegar a colapsar, lo que significa necesariamente un comportamiento altamente no-lineal.

Los códigos de diseño sismo-resistente especifican métodos de análisis basados en hipótesis de comportamiento elástico y lineal solamente para facilitar el trabajo con las herramientas de software comúnmente disponibles. Sin embargo, indirectamente se reconoce el comportamiento no lineal en las reducciones por ductilidad de los espectros de diseño y en la exigencia de detalles de refuerzo que

permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones, y disipar mucha energía, sin colapsar.

La no linealidad en el comportamiento de una estructura sometida a acciones sísmicas se debe principalmente al comportamiento inelástico y no lineal de los materiales que la constituyen. Refiriéndose a una estructura aporticada de concreto armado, son importantes las no linealidades en las relaciones esfuerzo - deformación del concreto, el agrietamiento de este material, el desprendimiento del revestimiento y la degradación en la adherencia del refuerzo.

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Este tipo de amortiguamiento se presenta cuando un elemento estructural (vigas y columnas) es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico o no lineal.

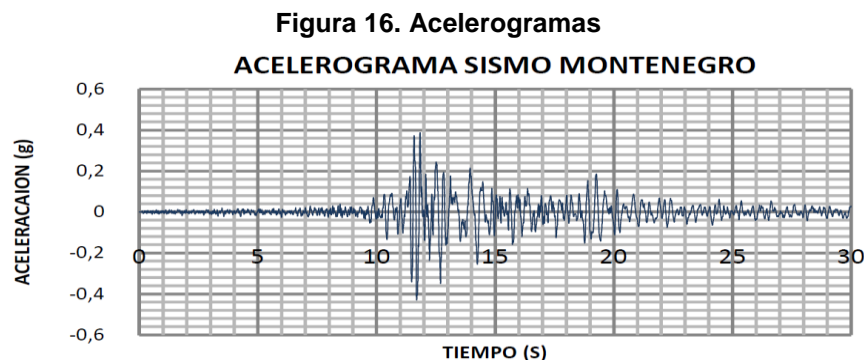
El programa usado para el análisis tiene incorporado varios modelos histeréticos, en este caso particular, se ha utilizado el modelo de Takeda modificado, el cual permite considerar la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos de concreto reforzado.

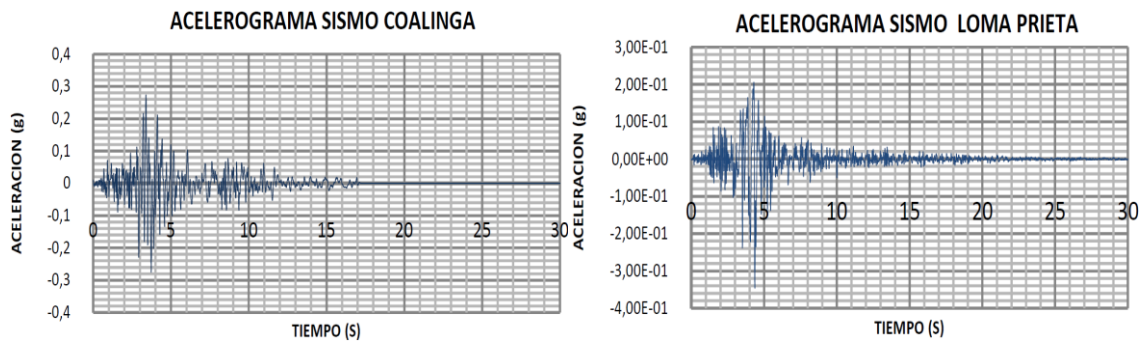
3.7.1 Escenario sísmico y acelerogramas. El estudio de sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga presentado por INGEOMINAS (2001) indica que la amenaza para la ciudad de Bucaramanga está controlada por la posible ocurrencia de un sismo a lo largo de las Fallas Bucaramanga-Santa Marta, Suárez, Salinas y la Frontal de los Llanos Orientales. Sin embargo, este mismo estudio propone tomar como escenario de amenaza las Fallas Bucaramanga-Santa Marta y la Frontal de los Llanos Orientales. Lo anterior se debe a que los posibles efectos generados por un sismo en las fallas Suárez y Salinas estarían cubiertos por los escenarios escogidos.

Según INGEOMINAS (2001) un escenario sísmico compatible para la Falla de Bucaramanga-Santa Marta sería un evento con magnitudes entre 5.6 y 6.0 con una distancia de fuente al sitio entre 13 y 25 km. Así también para la Falla Frontal de los Llanos Orientales se determinó que eventos con magnitudes entre 6.9 y 7.3 con distancias al sitio de 60 a 80 km son compatibles con el nivel de amenaza. El estudio también estableció que los acelerogramas compatibles con la Falla Bucaramanga-Santa Marta deben ser escalados a 0.16g (Coalinga) y los acelerogramas compatibles con la Falla Frontal de los Llanos Orientales deben escalarse a 0.21g (Montenegro y Loma Prieta), estos valores corresponden a la probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años. Los registros son compatibles con el contenido frecuencial, duración y energía de eventos producidos por estas fallas.

INGEOMINAS (2001) teniendo en cuenta las características geológicas, geofísicas y geotécnicas de la ciudad, se tomará en consideración la zona en la cual se encuentra asentada la población de la ciudad de Bucaramanga (Zona 2).

Para realizar el análisis dinámico no lineal se utilizaron los sismos de: Coalinga, Montenegro y Loma Prieta, los cuales garantizan que la estructura se comporte inelásticamente para el intervalo de aceleraciones que se va a trabajar.





3.7.2 Método beta de Newmark. El método Beta de Newmark utilizado para realizar el análisis, puede ser considerado como una generalización del método de aceleración lineal. Este método utiliza el parámetro β , para aplicarlo es necesario seleccionar un valor numérico de β , Newmark sugirió la elección entre los valores de $1/6$ a $1/2$, si se toma $\beta=1/6$, el método es exactamente igual al método de aceleración lineal y es condicionalmente estable. Para $\beta=1/4$ el método es equivalente a suponer que varía linealmente durante el incremento del tiempo, lo que requiere que la aceleración media se mantenga constante en cada incremento de tiempo, en este caso ($\beta=1/4$) el método es incondicionalmente estable y en general da resultados de exactitud satisfactoria.

Entonces utilizando la aceleración promedio y el valor de la aceleración utilizando éste método tenemos:

$$\mathbf{a} = 1 - 2\beta \mathbf{u}_i + 2\beta\mathbf{u}_{i+1} \text{ (Ec. 24)}$$

Entonces para la velocidad y desplazamiento al final de intervalo de tiempo Δt en función de los valores al comienzo del intervalo:

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \frac{\mathbf{u}_i + \mathbf{u}_{i+1}}{2} \Delta t \text{ (Ec. 25)}$$

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \mathbf{u}_i \Delta t + \frac{1}{2} \mathbf{a} \Delta t^2 \text{ (Ec. 26)}$$

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

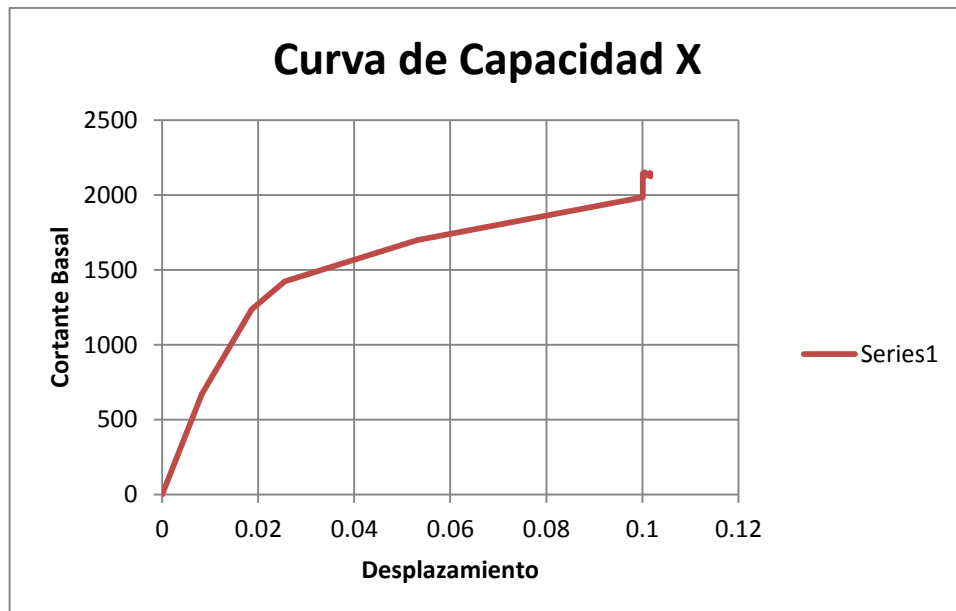
Todos los elementos poseen indicadores de rotulación los cuales nos permiten obtener información precisa de esfuerzos, fuerzas, desplazamientos, plastificaciones, etc. Los cuales son de gran utilidad a la hora de predecir y analizar el desempeño de la estructura.

Los indicadores se han colocado a una distancia relativa de 7% y 93% tanto en vigas como en columnas, ya que esta es una zona crítica para dichos elementos debido a los grandes esfuerzos producidos en dicha zona.

Del análisis estático no lineal se obtuvieron los siguientes resultados:

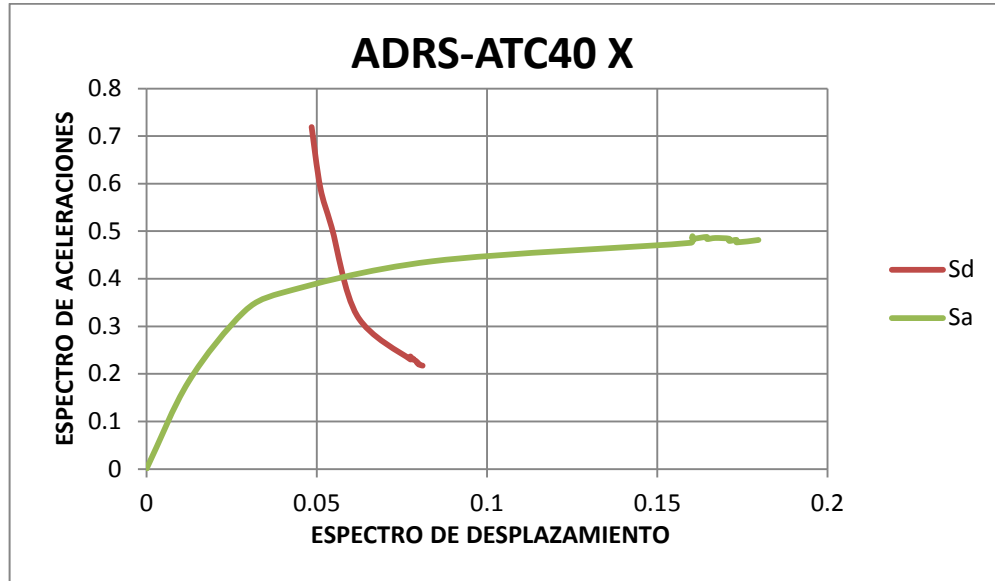
Curva de Capacidad en la Dirección X

Figura 17. Curva de Capacidad X



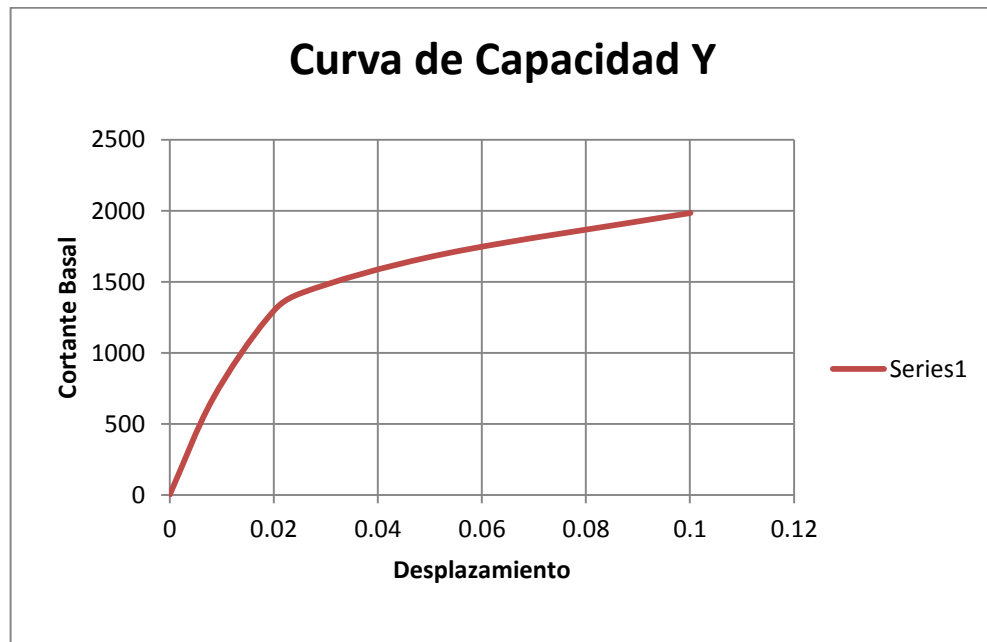
Curva de Demanda en la Dirección X

Figura 18. ADRS-ATC40 X



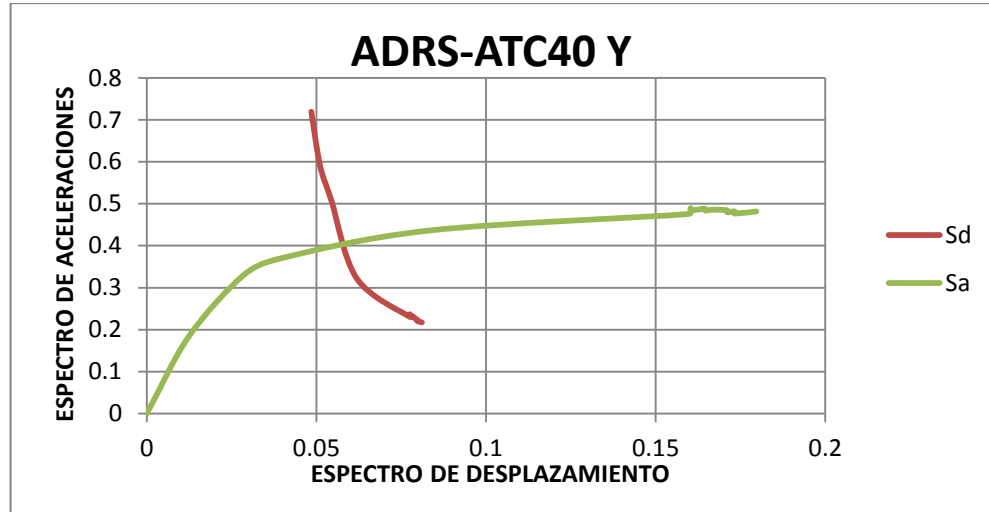
Curva de Capacidad en la Dirección Y

Figura 19. Curva de Capacidad Y



Curva de Demanda en la Dirección Y

Figura 20. ADRS-ATC40 Y



Desempeño Estructural:

Tabla 4. Desempeño de la estructura

PARÁMETROS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL									
TIPO DEMANDA	DIR. SISMO	C. BASAL V[KN]	DESPLAZAMIENT O Δ [m]	ROTULAS PLÁSTICAS					
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D
NSR-2010	X	2219.691	0.089519	375	125	0	0	0	0
	Y	1698.49	0.053136	363	129	8	0	0	0

De la tabla anterior podemos concluir que la estructura se encuentra en el rango de desempeño **1-B (inmediata ocupación)**, es decir: estable inmediatamente después de ser solicitada por el sismo de diseño, manteniendo bajos daños a nivel estructural y poca degradación en sus elementos.

El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida

es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad para la inmediata ocupación de la misma.

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Tabla 5. Fuerzas en los elementos (ADNL)

TABLE: Element Forces - Frames (Análisis dinámico no lineal)									
Frame	Caso	P	V2	V3	T	M2	M3	S11Max	S11Min
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN/m2	KN/m2
25	ACNLX(coalinga)	-487.644	25.816	1.924	0.3213	4.0988	54.7637	600.15	-1625.48
25	ACNLY(coalinga)	-501.528	-2.414	21.289	0.037	52.2106	-1.9291	256.02	-1671.76
25	ACNLX(lomap)	-461.956	38.194	4.241	0.7618	9.5666	81.1696	1870.39	-1539.85
25	ACNLY(lomap)	-483.83	-2.412	33.827	0.0391	80.9883	-1.9253	1164.36	-1612.77
25	ACNLX(montenegro)	-546.379	-0.331	0.461	0.0265	0.7864	2.4258	-1524.7	-1821.26
25	ACNLY(montenegro)	-546.305	-2.457	3.101	0.0091	6.5634	-1.9886	-1508.26	-1821.02
31	ACNLX(coalinga)	-874.693	37.156	-2.76	0.3167	-1.8222	62.5712	-509.97	-2915.64
31	ACNLY(coalinga)	-920.28	-0.515	23.369	0.0253	53.8432	-0.3846	-580.69	-3067.6
31	ACNLX(lomap)	-835.142	55.703	-2.218	0.7447	-0.8153	94.4316	1122.03	-2783.81
31	ACNLY(lomap)	-919.936	-0.518	39.318	0.0195	85.423	-0.3873	-215.57	-3066.45
31	ACNLX(montenegro)	-915.732	2.39	-3.433	0.0287	-2.369	4.6783	-2671.46	-3052.44
31	ACNLY(montenegro)	-923.099	-0.521	-0.111	0.0082	4.1008	-0.3915	-2657.73	-3077
68	ACNLX(coalinga)	0.293	-12.992	0.021	0.1643	0.0478	-10.1952	902.74	-671.23
68	ACNLY(coalinga)	1.291	-3.043	0.015	0.0043	0.0465	15.1874	3104.93	6.38
68	ACNLX(lomap)	0.566	-11.906	0.031	0.4353	0.0773	-7.4254	1077.64	-488.66
68	ACNLY(lomap)	2.201	2.383	0.015	0.0036	0.0468	29.0322	3070.7	10.87
68	ACNLX(montenegro)	0.084	-13.615	0.00333	0.0098	0.0096	-11.7838	790.36	-775.6
68	ACNLY(montenegro)	0.218	-12.582	0.002799	0.0014	0.0109	-9.1457	1090.18	-601.79
77	ACNLX(coalinga)	2.238	-24.628	0.517	3.5835	0.4855	-22.3272	1961.11	-1493.72
77	ACNLY(coalinga)	3.177	-17.49	0.0009079	-1.1875	0.0273	0.0321	3954.22	-1.53
77	ACNLX(lomap)	2.834	-22.391	0.765	6.7426	0.7212	-20.1155	2129.49	-1323.27
77	ACNLY(lomap)	3.072	-12.042	-0.005291	-1.1875	0.0142	13.3868	3916.83	15.17
77	ACNLX(montenegro)	1.026	-27.573	0.096	-0.5561	0.0917	-25.3701	1729.39	-1668.44
77	ACNLY(montenegro)	0.973	-26.944	-0.024	-1.1883	-0.0177	-23.2143	2006.08	-1526.32
94	ACNLX(coalinga)	0.209	-13.201	0.013	0.1708	0.0215	-10.6936	950.9	-703.26
94	ACNLY(coalinga)	0.404	-0.347	0.018	0.008	0.0521	22.0384	3515.77	1.99
94	ACNLX(lomap)	0.221	-11.936	0.017	0.4833	0.0265	-7.4749	1151.51	-491.72
94	ACNLY(lomap)	0.442	4.178	0.016	0.0061	0.0465	33.5373	3695.2	2.18
94	ACNLX(montenegro)	0.18	-13.842	0.00203	0.0108	0.0026	-12.3249	825.94	-810.76
94	ACNLY(montenegro)	0.213	-12.778	0.003031	0.0033	0.008	-9.6206	1204.54	-632.6
103	ACNLX(coalinga)	1.287	-24.285	0.745	3.6194	0.6921	-21.5906	1927.93	-1459.87
103	ACNLY(coalinga)	1.978	-14.202	0.029	-1.1335	0.0607	8.1377	4250.79	9.77
103	ACNLX(lomap)	1.425	-10.889	0.844	7.2672	0.8793	25.6602	1750.85	-934.7
103	ACNLY(lomap)	1.573	0.969	0.011	-1.1335	0.0251	27.8611	1842.19	-774.74
103	ACNLX(montenegro)	0.233	-27.134	0.089	-0.3405	0.0831	-24.5139	1678.85	-1614.56

Fuerzas del AENL vs ADNL

Las fuerzas obtenidas por ambos métodos de análisis fueron evaluadas en unos elementos de control, se tomaron 4 elementos por piso, 2 elementos tipo viga y 2 elementos tipo columna; en la siguiente tabla se observa las fuerzas a comparar tales como fuerza axial, cortante, momento y torsión, y su respectivo porcentaje de error entre análisis.

En dirección X

Tabla 6. Comparación de fuerzas y porcentaje de error

		INDICADORES DE ROTULACIÓN									
		A 7% de la longitud del elemento					A 93% de la longitud del elemento				
NIVEL +2.5	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
	25	AENL		-214.84245	111.63129	1.86334	318.51767	-195.04245	111.63129	1.86334	39.43945
		ACNL		-645.28359	-43.03674	9.56663	9.56663	-625.48359	-43.03674	0.76179	21.88817
		% Error		67%	NA	81%	NA	69%	NA	NA	80%
	31	AENL		-1343.3827	270.27159	1.73728	568.97728	-1323.5827	270.27159	0.55684	-106.70168
		ACNL		-1009.1863	-56.84293	0.74466	-96.5079	-989.38633	-56.84293	0.74466	45.59942
		% Error		33%	NA	NA	NA	34%	NA	25%	NA
	68	AENL		2.42357	-16.81932	-0.77118	-19.9539	2.42357	9.91068	-0.77118	-2.68232
		ACNL		0.56561	-15.40512	-0.43692	-16.34766	0.56561	14.82438	-0.43692	-14.72225
		% Error		NA	9%	77%	22%	NA	33%	77%	82%
	76	AENL		4.19409	-11.45717	-2.44811	-8.27234	4.19409	15.27283	-2.44811	-17.81147
		ACNL		-1.2655	-13.99224	-0.46474	-13.13313	-1.2655	13.77941	-0.46474	-12.73953
		% Error		NA	18%	NA	37%	NA	11%	NA	40%

	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
			NIVEL +5.0	94	AENL	2.65624	-17.30321	-1.03748	-21.09828	2.65624
ACNL	0.22068	-15.86535			-0.49509	-17.47599	0.22068	14.7938	-0.49509	-14.61885
% Error	NA	9%			NA	21%	NA	36%	NA	90%
103	AENL	0.51645		-95.14721	-95.99302	-94.04844	-0.32935	60.44685	63.07765	-77.15264
	ACNL	1.42475		-33.60421	-9.63472	-31.01742	0.16487	26.57061	6.10685	-30.60234
	% Error	64%		NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
257	AENL	-174.09817		134.64181	2.21571	196.78287	-154.29817	134.64181	2.21571	-139.82165
	ACNL	-514.87123		-33.98534	1.1999	-46.67277	-495.07123	-33.98534	1.1999	40.92463
	% Error	66%		NA	85%	NA	69%	NA	85%	NA
263	AENL	-1051.2676		225.86179	2.38531	303.24811	-1031.4676	225.86179	2.38531	-261.40637
	ACNL	-801.37876		60.44752	1.23164	77.90555	-781.57876	60.44752	1.23164	-73.21325
	% Error	31%		NA	94%	NA	32%	NA	94%	NA
NIVEL +7.5	120	AENL	3.08483	-17.11137	-0.88709	-20.59312	3.08483	9.61863	-0.88709	-1.86126
		ACNL	0.23514	-15.76016	0.42662	-17.19146	0.23514	14.34947	0.42662	-13.51553
		% Error	NA	9%	NA	20%	NA	33%	NA	86%
	129	AENL	-4.64793	-93.94836	-94.7193	-91.92158	-3.8283	60.30438	62.73034	-76.85943
		ACNL	1.88581	-32.50707	-8.34031	-29.71289	-0.17554	26.37914	5.33445	-30.57061
		% Error	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	269	AENL	-132.78414	104.11444	1.94547	17.54706	-112.98414	104.11444	1.94547	-242.73905
		ACNL	-380.0328	-30.34105	1.16175	-32.91187	-360.2328	-30.34105	1.16175	43.18294
		% Error	65%	NA	67%	NA	69%	NA	67%	NA
	275	AENL	-760.96222	210.68107	1.99624	149.20407	-741.16222	210.68107	1.99624	-377.4986
		ACNL	-760.96222	210.68107	1.99624	170.61593	-741.16222	210.68107	1.99624	-377.4986
		% Error	0%	0%	0%	13%	0%	0%	0%	0%
NIVEL +10.0	146	AENL	4.47922	-16.7322	-0.66384	-19.62119	4.47922	9.9978	-0.66384	-2.78519
		ACNL	0.2697	-15.39484	0.30776	-16.23746	0.2697	13.72081	0.30776	-11.96273
		% Error	NA	9%	NA	21%	NA	27%	NA	77%
	155	AENL	4.09234	-67.04662	-58.88119	-63.40576	3.56379	46.06026	38.4387	-56.97104
		ACNL	3.29412	-30.8532	-5.96911	-27.86053	1.06088	25.47909	3.94755	-29.4559
		% Error	24%	NA	NA	NA	NA	81%	NA	93%
	281	AENL	-91.17181	78.52575	1.74004	-87.30538	-71.37181	78.52575	1.74004	-283.61975
		ACNL	-247.34681	-24.29255	-0.91937	-22.19391	-227.54681	-24.29255	-0.91937	38.53746
		% Error	63%	NA	NA	NA	69%	NA	NA	NA
	287	AENL	-472.09801	156.12729	1.6475	30.37791	-452.29801	156.12729	1.6475	-359.94032
		ACNL	-386.89453	40.31313	-0.93172	44.3872	-367.09453	40.31313	-0.93172	-57.24254
		% Error	22%	NA	NA	32%	23%	NA	NA	NA

NIVEL +12.5	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
	172	AENL	7.10653	-16.03208	-0.7544	-17.94025	7.10653	10.69792	-0.7544	-4.60485
		ACNL	-0.7764	-14.97034	0.18829	-15.19039	-0.7764	13.16725	0.18829	-10.55337
		% Error	NA	7%	NA	18%	NA	19%	NA	56%
	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
	181	AENL	-10.29743	-37.06524	-16.59703	-32.27282	-9.64691	30.62782	10.47016	-36.79618
		ACNL	-5.15731	-28.57123	-3.22297	-24.45551	-2.26581	24.75418	2.15245	-27.984
		% Error	100%	30%	NA	32%	NA	24%	NA	31%
	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
	293	AENL	-48.81772	3.89212	1.02415	-130.57441	-29.01772	3.89212	1.02415	-140.3047
ACNL		-120.0404	-18.17273	-0.6042	-13.54996	-100.2404	-18.17273	-0.6042	32.81549	
	% Error	59%	NA	NA	NA	71%	NA	NA	NA	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
299	AENL	-211.77418	111.57307	1.27698	6.77164	-191.97418	111.57307	1.27698	-272.16103	
	ACNL	-189.6556	-25.20996	-0.60895	23.37518	-169.8556	-25.20996	-0.60895	39.97687	
	% Error	12%	NA	NA	71%	13%	NA	NA	NA	

En dirección Y

(Ver Anexo A)

DESPLAZAMIENTOS

En la siguiente tabla podemos observar los desplazamientos de los nodos de control, en dirección 1 y 2, obtenidos para ambos análisis.

Tabla 7. Desplazamientos por análisis en dirección X

STORY	FRAME	AENL X		ADNL X	
		U1 [m]	U2 [m]	U1 [m]	U2 [m]
1	28	0.001347	0.000171	0.002326	0.000061
2	68	0.004545	0.000438	0.003588	0.000171
3	90	0.008444	0.000704	0.00485	0.000264
4	112	0.012143	0.000906	0.005794	0.000321
5	134	0.01523	0.001047	0.00636	0.000372

Figura 21. Desplazamientos por piso, análisis en dirección Y

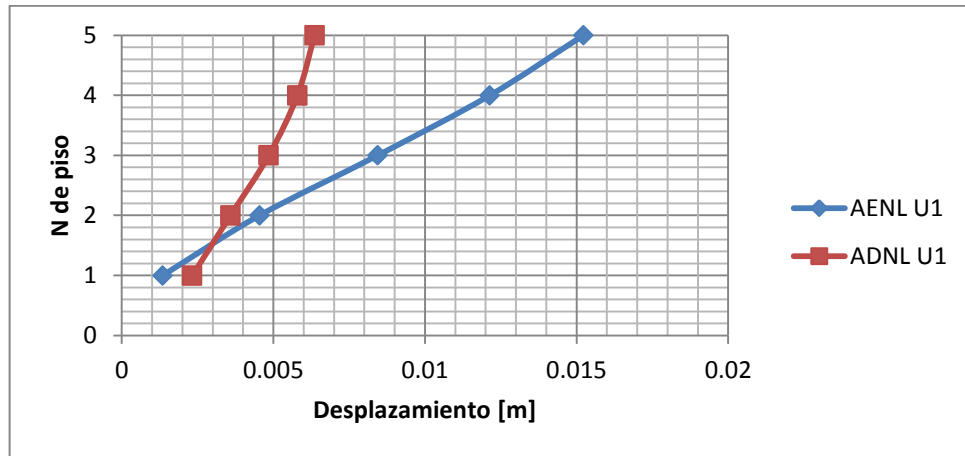
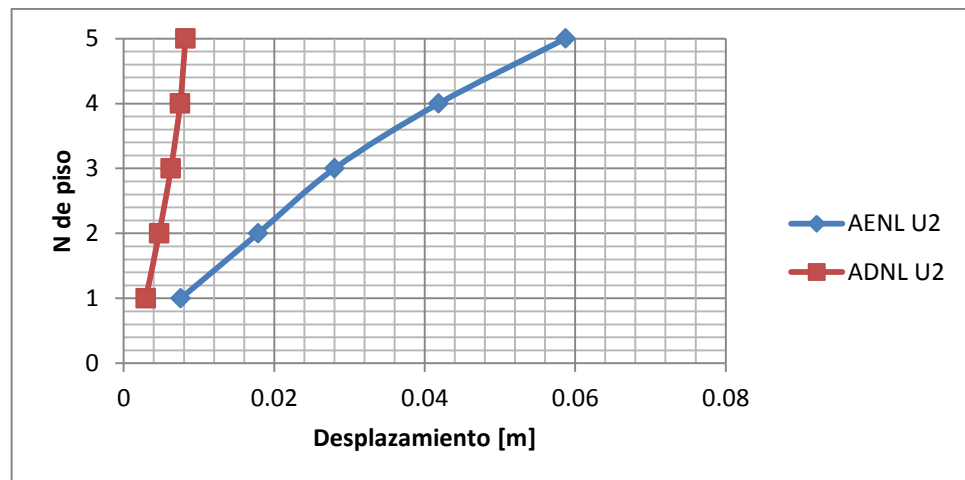


Tabla 8. Desplazamientos por análisis en dirección Y

STORY	FRAME	AENL Y		ADNL Y	
		U1 [m]	U2 [m]	U1 [m]	U2 [m]
1	28	-0.010451	0.0075816	2.319E-06	0.002939
2	68	-0.022577	0.017855	1.332E-06	0.00471
3	90	-0.033193	0.028024	1.233E-06	0.006274
4	112	-0.040744	0.041861	3.259E-06	0.007498
5	134	-0.044815	0.058719	-4.341E-06	0.008208

Figura 22. Desplazamientos por piso, análisis en dirección Y



Control de rotulas en los elementos

En la siguiente tabla podemos ver el tipo de análisis, estado y desempeño en el cual se encuentra los elementos a través del modelo de integración paso a paso del análisis dinámico no lineal, donde podemos ver características como: el tipo de elemento, tipo de rotula, plastificaciones y paso en el tiempo en cual se tomaron los datos.

Para ver los demás elementos y otros registros en el tiempo, ir al Anexo B.

Tabla 9. Control en los indicadores de rotulación

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	HingeState	HingeStatus
25	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	>CP
25	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	>CP
25	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto P-M2-M3	0.93	B to C	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	>CP
25	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto P-M2-M3	0.93	B to C	A to IO
25	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	>CP
25	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto P-M2-M3	0.93	B to C	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	HingeState	HingeStatus
31	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto P-M2-M3	0.07	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	IO to LS
31	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	IO to LS
31	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO
31	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto P-M2-M3	0.07	B to C	IO to LS
31	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto P-M2-M3	0.93	A to B	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	HingeState	HingeStatus
120	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
120	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto M3	0.93	A to B	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	HingeState	HingeStatus
129	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	0	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	1	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	2	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	3	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	25	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	26	Auto M3	0.93	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto M3	0.07	A to B	A to IO
129	ACNLX(lomap)	Time	27	Auto M3	0.93	A to B	A to IO

5. CONCLUSIONES

Como podemos observar en las Tablas 7 y 8, el análisis estático no lineal (AENL) produce en la estructura un mayor desplazamiento horizontal, y por ende una mayor deriva con respecto al análisis dinámico no lineal (ADNL), esto nos conduce a que será necesario un mayor desempeño estructural para soportar esos desplazamientos.

En la Tabla 6, se puede observar que al comparar las fuerzas y momentos máximos obtenidos en el análisis dinámico no lineal (ADNL) con los obtenidos en el punto de desempeño del análisis estático no lineal (AENL) que los porcentajes de error o de variación son muy dispersos, muchos mayores al 100% y otros no.

Se puede concluir que la variación en las respuestas de la estructura se deben a que el espectro de demanda utilizado para realizar el AENL fue obtenido del Reglamento NSR-10, el cual no es propiamente el mismo en cual se basó el ADNL, el espectro para éste análisis se obtuvo mediante una familia de acelerogramas provenientes de la Falla Frontal de los Llanos Orientales y de la Falla Bucaramanga-Santa Marta.

De acuerdo con la Tabla 9, obtenida del Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) podemos observar el estado en el cual se encuentran los elementos estructurales, a través de los indicadores de rotulación, observando las plastificaciones, el desempeño y la rigidez en el tiempo que sucede el sismo. De lo cual se puede concluir que una vez sucedido el evento sísmico la edificación se encuentra en el rango de desempeño inmediatamente ocupacional.

El análisis dinámico no lineal es la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad, pues permite conocer la variación en el tiempo de

cualquier respuesta de la edificación. Sin embargo existen metodologías alternativas más utilizadas, debido a que son más sencillas de implementar, aunque menos exactas.

BIBLIOGRAFÍA

1. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Redwood: Federal Emergency Management Agency, 2004. (FEMA 440).
2. ATC-40 (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete building". Volume 1. Applied Technology Council, Redwood City, California.
3. FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Developed by the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273), Washington D.C., 1997.
4. FLORES BARRETO. Teodorico; "Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado"; PUCP; 2003.
5. GARCÍA, Reyes Luis. "Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico"; Universidad de los Andes; 1998.
6. GELVEZ, Jorge. ORTIZ, Rony. "Espectros generalizados de deriva para Bucaramanga usando un modelo continuo"; UIS; 2009.
7. INGEOMINAS (2001). Zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga.
8. MORA, Mauricio. VILLALBA, Jesús. MALDONADO, Esperanza. "Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal"; Revista Ingenierías, pp. 59-74; Universidad de Medellín; 2006.

9. MORENO, Rosangel. "Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona"; UPC, Barcelona; 2006.

10. Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10; Colombia, Marzo 2010.

11. SCALETTI, Hugo. "Métodos de Análisis para Determinar la Resistencia Sísmica"; 1994.

12. SIMA BRUM, José. "A model for the nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete and masonry framed structures"; UPC; 2008.

ANEXOS

ANEXO A. Comparación de fuerzas y porcentaje de error en dirección Y

INDICADORES DE ROTULACIÓN

		A 7% de la longitud del elemento						A 93% de la longitud del elemento			
		FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
NIVEL +2.5	25	AENL	-502.33416	-74.15018	-36.46402	-136.73734	-482.53416	-74.15018	-36.46402	48.63812	
		ACNL	-622.66093	-2.50803	0.03914	80.98832	-602.86093	-2.50803	0.03914	4.21324	
		% Error	67%	NA	81%	NA	69%	NA	NA	80%	
	31	AENL	-955.21635	-4.13761	-34.46233	-6.79936	-935.41635	-4.13761	-34.46233	3.54466	
		ACNL	-928.70622	-0.52895	0.02534	-0.39894	-908.90622	-0.52895	0.02534	0.92406	
		% Error	67%	NA	81%	NA	69%	NA	NA	80%	
	68	AENL	-14.98009	49.55929	18.45435	152.8818	-14.98009	76.28929	18.45435	-161.73966	
		ACNL	2.20082	-27.52563	0.0043	-47.26482	2.20082	29.11271	0.0043	-49.70635	
		% Error	67%	NA	81%	NA	69%	NA	NA	80%	
	76	AENL	-4.49249	48.67848	15.69784	150.66839	-4.49249	75.40848	15.69784	-159.54901	
		ACNL	-2.13669	-27.36423	-0.02418	-47.33009	-2.13669	29.30337	-0.02418	-50.64524	
		% Error	67%	NA	81%	NA	69%	NA	NA	80%	
NIVEL +5.0	94	AENL	-5.66715	49.80352	20.97675	153.50043	-5.66715	76.53352	20.97675	-162.34217	
		ACNL	0.44161	-31.0527	0.00802	-56.13389	0.44161	30.90784	0.00802	-54.17687	
		% Error	Error	Error	Error	Error	Error	Error	Error	Error	
	103	AENL	-0.49803	25.75716	6.45832	142.59362	-3.69162	87.79933	25.33543	-164.51335	
		ACNL	-2.28654	-44.92461	-1.13787	-67.37662	0.6004	41.0005	0.77845	-71.08339	
		% Error	78%	Error	Error	Error	Error	Error	Error	Error	
	257	AENL	-390.10793	-91.89939	-49.65798	-127.79393	-370.30793	-91.89939	-49.65798	101.95455	
		ACNL	-500.45497	-4.43822	-0.02949	-5.62339	-480.65497	-4.43822	-0.02949	5.49677	
		% Error	22%	Error	Error	Error	23%	Error	Error	Error	
	263	AENL	-758.33011	1.09808	-50.8262	2.10987	-738.53011	1.09808	-50.8262	-0.63533	
		ACNL	-741.57915	-0.71696	-0.01847	-1.10057	-721.77915	-0.71696	-0.01847	0.69182	
		% Error	2%	Error	Error	Error	2%	Error	Error	Error	

NIVEL +7.5	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
	120	AENL	-14.8074	49.23487	16.48625	152.6682
		ACNL	0.44911	-31.02348	0.0123	-56.05433
		% Error	Error	Error	Error	Error
	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
129	AENL	5.293	22.52814	3.51598	123.37107	
	ACNL	-2.77935	-44.4693	-1.12744	-66.16778	
	% Error	Error	Error	Error	Error	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
269	AENL	-276.0088	-81.72408	-47.38881	-77.86932	
	ACNL	-373.08447	-4.72409	-0.05074	-5.77182	
	% Error	26%	Error	Error	Error	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
275	AENL	-566.82401	1.79739	-47.17219	2.86907	
	ACNL	-555.63388	-0.17704	0.02676	-0.26171	
	% Error	2%	Error	Error	Error	

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-14.8074	75.96487	16.48625	-160.33117
0.44911	27.79076	0.0123	-46.51042
Error	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-8.05494	83.25135	20.43938	-162.57735
-0.4544	38.33845	0.77407	-64.24779
Error	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-256.2088	-81.72408	-47.38881	126.44088
-353.28447	-4.72409	-0.05074	6.03841
27%	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-547.02401	1.79739	-47.17219	-1.6244
-535.83388	-0.17704	0.02676	0.18133
2%	Error	Error	Error

NIVEL +10.0	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
	146	AENL	-11.43274	48.93779	10.73421	151.43265
		ACNL	6.14615	-54.78909	0.00733	-66.67756
		% Error	Error	Error	Error	Error
	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
155	AENL	4.52997	12.84662	0.44346	84.20634	
	ACNL	3.52716	-41.10278	-1.09588	-58.19395	
	% Error	28%	Error	Error	Error	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
281	AENL	-166.11603	-61.45334	-34.94515	-46.72878	
	ACNL	-245.28374	-4.72814	0.04068	-6.14786	
	% Error	32%	Error	Error	Error	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
287	AENL	-372.30803	2.69692	-34.3129	3.74923	
	ACNL	-370.27452	-22.55241	0.01836	-34.40258	
	% Error	1%	Error	Error	Error	

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-11.43274	75.66779	10.73421	-160.08129
6.54479	54.03997	0.00733	-64.87716
Error	40%	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-13.23752	71.88476	14.74476	-147.02098
1.7933	34.01635	0.752	-53.30825
Error	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-146.31603	-61.45334	-34.94515	106.90457
-225.48374	-4.72814	0.04068	5.69753
35%	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-352.50803	2.69692	-34.3129	-2.99306
-350.47452	21.87495	0.01836	-32.03667
1%	88%	Error	91%

NIVEL +12.5	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
	172	AENL	-37.99987	40.97649	5.86442	130.4571
		ACNL	-1.94897	-23.22096	0.01769	-36.61545
		% Error	Error	Error	Error	Error
	FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
181	AENL	5.53202	-2.98056	0.93265	39.43774	
	ACNL	-8.37247	-36.1651	-1.11192	-44.73584	
	% Error	Error	92%	Error	Error	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
293	AENL	-76.97346	-32.05982	-20.06455	-12.30597	
	ACNL	-120.03784	-7.49455	-0.07945	-7.4458	
	% Error	36%	Error	Error	65%	
FRAME	ANÁLISIS	AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3	
299	AENL	-184.88865	2.43421	-19.84679	3.51729	
	ACNL	-185.53009	0.138	-0.05651	0.23975	
	% Error	0%	Error	Error	Error	

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-37.99987	67.70649	5.86442	-141.25035
-1.94897	19.18328	0.01769	-25.00647
Error	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-12.16683	50.46501	6.81146	-95.98262
-2.96189	30.456	0.79005	-43.96056
Error	66%	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-57.17346	-32.05982	-20.06455	67.84359
-100.23784	-7.49455	-0.07945	11.29057
43%	Error	Error	Error

AXIAL	SHEAR 2-2	TORSION	MOMENT 3-3
-165.08865	2.43421	-19.84679	-2.56822
-165.73009	0.138	-0.05651	-0.10525
0%	Error	Error	Error

ANEXO B. Estado de rotulación de los elementos

TABLE: Frame Hinge States													
Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
Text	Text	Text	Unitless	Text	Unitless	m	m	m	Radians	Radians	Radians	Text	Text
25	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0.000046	0	0	0	-7.404E-06	0.000282	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0.000066	0	0	0	-7.404E-06	0.000409	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0.000357	0	0	0	-0.000043	0.00222	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0.000575	0	0	0	-0.000043	0.003557	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0.000999	0	0	0	-0.000043	0.006164	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0.001451	0	0	0	0.000028	0.008947	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0.000955	0	0	0	9.139E-09	0.005862	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0.000952	0	0	0	9.114E-09	0.005846	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0.000954	0	0	0	9.131E-09	0.005857	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0.000956	0	0	0	9.147E-09	0.005868	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0.000952	0	0	0	9.107E-09	0.005842	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0.000957	0	0	0	9.159E-09	0.005875	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0.000945	0	0	0	9.045E-09	0.005802	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0.000948	0	0	0	9.075E-09	0.005821	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0.000946	0	0	0	9.049E-09	0.005804	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0.000947	0	0	0	9.066E-09	0.005816	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0.000953	0	0	0	9.119E-09	0.005849	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0.00095	0	0	0	9.091E-09	0.005832	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
25	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0.000952	0	0	0	9.108E-09	0.005842	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO
25	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0.00096	0	0	0	9.188E-09	0.005894	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	4.147E-06	0	0	0	5.738E-06	0.000026	B to C	A to IO
25	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0.000969	0	0	0	9.271E-09	0.005947	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	9.506E-06	0	0	0	0.000013	0.000061	B to C	A to IO
25	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0.000945	0	0	0	9.046E-09	0.005802	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	4.918E-06	0	0	0	6.804E-06	0.000031	B to C	A to IO
25	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0.000949	0	0	0	9.08E-09	0.005824	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	4.936E-06	0	0	0	6.829E-06	0.000031	B to C	A to IO
25	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0.000951	0	0	0	9.104E-09	0.00584	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	4.953E-06	0	0	0	6.853E-06	0.000032	B to C	A to IO
25	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	B to C	>CP
25	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
31	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	4.193E-06	0	0	0	-0.000013	0.000041	B to C	A to IO
31	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0.000169	0	0	0	8.527E-07	0.00165	B to C	A to IO
31	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0.000288	0	0	0	-0.000017	0.002818	B to C	A to IO
31	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0.000521	0	0	0	0.000343	0.005101	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0.000885	0	0	0	-0.000189	0.007705	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0.000548	0	0	0	0.000759	0.003498	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0.000547	0	0	0	0.000756	0.003487	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0.000548	0	0	0	0.000758	0.003494	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0.000549	0	0	0	0.000759	0.0035	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0.000551	0	0	0	0.000763	0.003516	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0.000554	0	0	0	0.000767	0.003537	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0.000548	0	0	0	0.000758	0.003493	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0.000549	0	0	0	0.00076	0.003504	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0.000548	0	0	0	0.000758	0.003493	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0.000549	0	0	0	0.000759	0.0035	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0.000552	0	0	0	0.000764	0.00352	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0.00055	0	0	0	0.000761	0.003506	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0.000551	0	0	0	0.000762	0.003513	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0.000555	0	0	0	0.000769	0.003543	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0.000561	0	0	0	0.000776	0.003575	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0.000545	0	0	0	0.000754	0.003476	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0.000547	0	0	0	0.000757	0.00349	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0.000549	0	0	0	0.000759	0.003499	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
31	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	B to C	IO to LS
31	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
257	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0.000148	0	0	0	-0.000205	0.000944	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0.000149	0	0	0	-0.000206	0.000951	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0.000149	0	0	0	-0.000207	0.000953	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0.00015	0	0	0	-0.000207	0.000955	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0.000152	0	0	0	-0.00021	0.000969	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0.000153	0	0	0	-0.000212	0.000975	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0.000155	0	0	0	-0.000215	0.00099	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0.000156	0	0	0	-0.000215	0.000993	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0.000157	0	0	0	-0.000217	0.001	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0.000157	0	0	0	-0.000217	0.001002	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0.000158	0	0	0	-0.000219	0.001008	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0.000159	0	0	0	-0.00022	0.001015	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0.000159	0	0	0	-0.000221	0.001017	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0.00016	0	0	0	-0.000221	0.001021	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0.000161	0	0	0	-0.000223	0.001027	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0.000163	0	0	0	-0.000225	0.001038	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0.000163	0	0	0	-0.000226	0.001041	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0.000164	0	0	0	-0.000227	0.001045	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
257	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	B to C	>CP
257	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
263	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0.000029	0	0	0	0.000087	0.000285	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0.000029	0	0	0	0.000088	0.000288	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0.000029	0	0	0	0.000088	0.000289	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0.00003	0	0	0	0.000089	0.000289	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0.00003	0	0	0	0.00009	0.000295	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0.00003	0	0	0	0.000091	0.000297	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0.000031	0	0	0	0.000094	0.000307	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0.000031	0	0	0	0.000094	0.000308	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0.000032	0	0	0	0.000095	0.000311	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0.000032	0	0	0	0.000095	0.000311	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0.000032	0	0	0	0.000096	0.000313	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0.000031	0	0	0	0.000094	0.000307	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0.000031	0	0	0	0.000094	0.000307	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0.000032	0	0	0	0.000095	0.00031	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0.000032	0	0	0	0.000097	0.000315	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0.000032	0	0	0	0.000097	0.000318	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0.000033	0	0	0	0.000098	0.000319	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0.000033	0	0	0	0.000098	0.00032	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
263	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO
263	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
269	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	1.283E-06	0	0	0	1.775E-06	-8.181E-06	B to C	A to IO
269	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	1.283E-06	0	0	0	1.775E-06	-8.181E-06	B to C	A to IO
269	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	6.02E-07	0	0	0	8.329E-07	-0.00000384	B to C	A to IO
269	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	6.058E-07	0	0	0	8.382E-07	-3.864E-06	B to C	A to IO
269	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	6.068E-07	0	0	0	8.396E-07	-3.871E-06	B to C	A to IO
269	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
269	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
281	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0.000046	0	0	0	0.000016	-0.000287	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0.000413	0	0	0	0.000016	-0.002537	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0.000726	0	0	0	0.000016	-0.004457	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0.000341	0	0	0	-3.26E-09	-0.002091	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0.000341	0	0	0	-3.26E-09	-0.002091	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0.000342	0	0	0	-3.26E-09	-0.002096	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0.000342	0	0	0	-3.27E-09	-0.0021	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0.000342	0	0	0	-3.27E-09	-0.002102	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0.000345	0	0	0	-3.3E-09	-0.002117	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0.000343	0	0	0	-3.28E-09	-0.002107	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0.000344	0	0	0	-3.29E-09	-0.002112	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0.000345	0	0	0	-3.29E-09	-0.002116	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0.000345	0	0	0	-3.3E-09	-0.002117	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0.000347	0	0	0	-3.32E-09	-0.002132	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0.000348	0	0	0	-3.32E-09	-0.002134	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0.000348	0	0	0	-3.33E-09	-0.002136	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	0.000352	0	0	0	-3.371E-09	-0.002163	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	0.000352	0	0	0	-3.369E-09	-0.002161	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	0.000362	0	0	0	-3.463E-09	-0.002221	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	0.000364	0	0	0	-3.482E-09	-0.002234	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	0.000365	0	0	0	-3.492E-09	-0.00224	B to C	A to IO
281	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
281	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
287	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0.000071	0	0	0	0.00007	-0.00045	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0.000431	0	0	0	0.00007	-0.002657	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0.000722	0	0	0	0.000094	-0.004463	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0.000308	0	0	0	-2.949E-09	-0.001891	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0.000308	0	0	0	-2.946E-09	-0.00189	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0.000308	0	0	0	-2.951E-09	-0.001893	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0.000309	0	0	0	-2.956E-09	-0.001896	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0.000309	0	0	0	-2.96E-09	-0.001899	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0.000312	0	0	0	-2.981E-09	-0.001912	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0.000311	0	0	0	-2.973E-09	-0.001907	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0.000312	0	0	0	-2.981E-09	-0.001912	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0.000312	0	0	0	-2.983E-09	-0.001913	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0.000312	0	0	0	-2.986E-09	-0.001915	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0.000314	0	0	0	-3.006E-09	-0.001928	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0.000315	0	0	0	-3.015E-09	-0.001934	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0.000316	0	0	0	-3.02E-09	-0.001937	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	0.000319	0	0	0	-3.058E-09	-0.001961	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	0.000319	0	0	0	-3.056E-09	-0.00196	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	0.000327	0	0	0	-3.131E-09	-0.002008	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	0.000329	0	0	0	-3.146E-09	-0.002018	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	0.000329	0	0	0	-3.152E-09	-0.002022	B to C	A to IO
287	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
287	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO

Frame	OutputCase	StepType	StepNum	AssignHinge	RelDist	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
299	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	0	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	1	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	2	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	3	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	4	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	5	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	6	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	7	Auto P-M2-M	0.93	0.000062	0	0	0	-5.891E-10	-0.000378	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	8	Auto P-M2-M	0.93	0.000288	0	0	0	-2.759E-09	-0.00177	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	9	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.387E-09	-0.00089	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	10	Auto P-M2-M	0.93	0.000144	0	0	0	-1.382E-09	-0.000886	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	11	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.384E-09	-0.000888	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	12	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.388E-09	-0.00089	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	13	Auto P-M2-M	0.93	0.000144	0	0	0	-1.38E-09	-0.000885	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	14	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.386E-09	-0.000889	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	15	Auto P-M2-M	0.93	0.000143	0	0	0	-1.368E-09	-0.000877	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	16	Auto P-M2-M	0.93	0.000143	0	0	0	-1.371E-09	-0.00088	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	17	Auto P-M2-M	0.93	0.000143	0	0	0	-1.367E-09	-0.000877	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	18	Auto P-M2-M	0.93	0.000143	0	0	0	-1.369E-09	-0.000878	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	19	Auto P-M2-M	0.93	0.000144	0	0	0	-1.377E-09	-0.000884	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	20	Auto P-M2-M	0.93	0.000144	0	0	0	-1.374E-09	-0.000882	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	21	Auto P-M2-M	0.93	0.000144	0	0	0	-1.376E-09	-0.000883	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	22	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.392E-09	-0.000893	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	23	Auto P-M2-M	0.93	0.000146	0	0	0	-1.394E-09	-0.000894	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	24	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.384E-09	-0.000888	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	25	Auto P-M2-M	0.93	0.000145	0	0	0	-1.388E-09	-0.00089	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	26	Auto P-M2-M	0.93	0.000146	0	0	0	-1.395E-09	-0.000895	B to C	A to IO
299	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.07	0	0	0	0	0	0	A to B	A to IO
299	ACNLX	Time	27	Auto P-M2-M	0.93	0	0	0	0	0	0	B to C	A to IO