

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Metodología simplificada para evaluación de desempeño sísmico  
en edificaciones de marcos de concreto reforzado en Guatemala  
mediante el análisis estático no lineal “Pushover”

Trabajo de graduación presentado por Diego José del Valle Ovalle para  
optar el grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2015

Metodología simplificada para evaluación de desempeño sísmico  
en edificaciones de marcos de concreto reforzado en Guatemala  
mediante el análisis estático no lineal “Pushover”

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



*Excelencia que trasciende*

**DELVALLE**  
GRUPO EDUCATIVO


Metodología simplificada para evaluación de desempeño sísmico  
en edificaciones de marcos de concreto reforzado en Guatemala  
mediante el análisis estático no lineal “Pushover”

Trabajo de graduación presentado por Diego José del Valle Ovalle para  
optar el grado académico de Licenciado Ingeniería Civil


Guatemala


2015

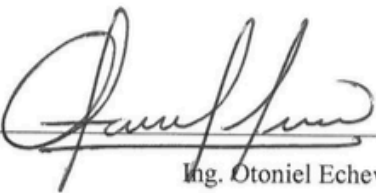
Vo. Bo.

(f):   
Ing. Otoniel Echeverría

Tribunal examinador:

(f):   
Ing. Roberto Godo Levensen

(f):   
Ing. Erik Flores

(f):   
Ing. Otoniel Echeverría

Fecha de Aprobación: Guatemala 8 de diciembre del 2015

## PREFACIO

Entre las características que tiene Guatemala se encuentra la amenaza sísmica de la región. El terremoto de 1976 fue hace 40 años por lo que la mayor parte de estudiantes universitarios no había nacido; sin embargo se conoce la historia, las precauciones que se deben tomar ante los sismos, principalmente en el diseño estructural de las edificaciones.

Los códigos de diseño se actualizan constantemente, por lo que cada estructura debe revisarse para ser rehabilitada para cumplir con los nuevos estándares. Es importante que al ser publicadas las actualizaciones, los diseños estructurales se realicen con las mismas. Pero acompañado al diseño de una edificación debe ir una revisión y rehabilitación de ser necesaria ante las nuevas publicaciones.

En Guatemala es importante crear el hábito de revisar las estructuras, principalmente las que fueron construidas con códigos que ya no se encuentran vigentes. Por lo que en este trabajo se ofrece una opción rápida de revisión para estructuras con configuraciones simples que cumplan con los requisitos de análisis estáticos que se discuten en el presente.

Agradezco profundamente a mis padres por el incondicional apoyo que me brindaron durante mi carrera universitaria. Por el sacrificio que realizaron para darme la oportunidad de estar en una universidad y siempre apoyar mis decisiones a pesar de no ser las que a ellos les parecían las más convenientes. Agradezco a mi madre por su cariño, apoyo y ser la persona capaz de brindar las palabras necesarias de ánimo cuando era necesario. Agradezco a mi padre por sus recomendaciones y su experiencia que me compartió, para tomar las decisiones más adecuadas durante mi proceso de estudio. Agradezco a mi abuela y mi tío por el amor y apoyo que me dieron; la comprensión desde el primer día de universidad que entendieron que gran parte de mi tiempo iba a ser enfocada a la universidad. Agradezco a mi novia por apoyarme y ayudarme a superar esta etapa, además de su constante confianza transmitida.

Agradezco a mis compañeros de año, con los que compartimos cinco años; principalmente a mis compañeros de grupo de estudio con los que pasamos muchas noches de desvelo, fines de semana de estudio; luego de tantas horas logramos formar fuertes lazos de amistad que valen mucho.

Me gustaría agradecer principalmente al ingeniero Roberto Godo, director y docente de la carrera de ingeniería civil. El ingeniero Godo siempre demostró un apoyo incondicional hacia los alumnos y siempre incentivo que participáramos activamente en la vida universitaria, además de ser un director que tuvo la puerta de su oficina siempre abierta para atender cualquier necesidad que tuviéramos los alumnos.

Agradezco también al ingeniero Otoniel Echeverría, docente de la universidad y asesor del presente trabajo por su incondicional apoyo y muestra de interés en trabajar este tema; además de su constante comprensión y disponibilidad para asesorar el presente trabajo.

# CONTENIDO

PREFACIO .....	v
LISTA DE CUADROS .....	ix
LISTA DE GRÁFICOS .....	x
LISTA DE FIGURAS .....	xi
RESUMEN .....	xii
I. INTRODUCCIÓN .....	1
II. JUSTIFICACIÓN .....	2
III. OBJETIVOS .....	3
A. Objetivo general .....	3
B. Objetivos específicos .....	3
IV. MARCO TEÓRICO .....	4
A. Revisión de estructuras .....	4
B. Tipos de rehabilitación de estructuras .....	10
C. Categorías de daños a estructuras según FEMA 273 .....	13
D. Análisis estáticos .....	14
E. Análisis no lineal .....	17
F. Análisis modal pushover .....	18
G. Ventajas y limitantes del análisis pushover .....	22
H. Estructuras a las que aplica el método pushover .....	23
V. MARCO PRÁCTICO .....	24
A. Descripción de la edificación utilizada para hacer el análisis pushover .....	24
B. Ubicación de la edificación y repercusiones sísmicas de la misma .....	25
C. Espectro de diseño para la Ciudad de Guatemala .....	26
D. Cálculo del coeficiente sísmico de la estructura analizada .....	28
E. Integración de peso propio de la estructura .....	31
F. Procedimiento para calcular el cortante basal de la estructura analizada .....	33
G. Cálculo del centro de masa de la estructura .....	35
H. Cálculo del centro de rigidez de la estructura y carga lateral por eje .....	36
VI. RESULTADOS .....	40
VII. CONCLUSIONES .....	45
VIII. RECOMENDACIONES .....	46
IX. BIBLIOGRAFÍA .....	47

X. ANEXOS.....	50
----------------	----

## LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
Cuadro 1 Parámetros iniciales según el mapa de zonificación sísmica de Guatemala .....	28
Cuadro 2 Ajuste de parámetros por clase de sitio .....	28
Cuadro 3 Parámetros de aceleración del suelo para diseño. ....	29
Cuadro 4 Categoría de riesgo de la edificación. ....	29
Cuadro 5 Valores de diseño según el tipo de estructura .....	29
Cuadro 6 Cálculo del coeficiente sísmico.....	30
Cuadro 7 Resumen de resultados de Cs.....	31
Cuadro 8 Integración del peso propio de los elementos estructurales en el primer nivel de la estructura ....	31
Cuadro 9 Integración del peso propio de los elementos estructurales en el segundo nivel de la estructura..	32
Cuadro 10 Integración del peso propio de los elementos estructurales en el tercer nivel de la estructura. ....	32
Cuadro 11 Cálculo de carga sísmica para la edificación calculada. ....	33
Cuadro 12 Cálculo de cortante para el eje x de la estructura analizada.....	33
Cuadro 13 Cálculo de cortante para el eje y de la estructura analizada.....	34
Cuadro 14 Cálculo del centro de masa de la estructura analizada. ....	35
Cuadro 15 Cálculo de rigidez para los marcos del eje x.....	36
Cuadro 16 Cálculo de rigidez para los marcos del eje y.....	36
Cuadro 17 Cálculo de centro de rigidez para el eje x.....	37
Cuadro 18 Cálculo de centro de rigidez para el eje y.....	37
Cuadro 19 Coordenadas del centro de rigidez calculado la estructura analizada.....	37
Cuadro 20 Cálculo de la excentricidad relacionada con el centro de masa y el centro de rigidez .....	37
Cuadro 21 Cálculo de cortante por nivel .....	37
Cuadro 22 Distribución del cortante por eje para el nivel 3 de la estructura para el eje Y .....	38
Cuadro 23 Distribución del cortante por eje para el nivel 3 de la estructura para el eje X .....	38
Cuadro 24 Distribución del cortante por eje para el nivel 2 de la estructura para el eje Y .....	38
Cuadro 25 Distribución del cortante por eje para el nivel 2 de la estructura para el eje X .....	38
Cuadro 26 Distribución del cortante por eje para el nivel 1 de la estructura para el eje Y .....	39
Cuadro 27 Distribución del cortante por eje para el nivel 1 de la estructura para el eje X .....	39
Cuadro 28 Cuadro de fuerzas lateral para aplicar al modelo realizado en SAP 2000 para la estructura modelada.....	39
Cuadro 29 Deformaciones en el nodo de control para el eje x en los distintos pasos de incremento de carga lateral.....	40
Cuadro 30 Deformaciones en el nodo de control para el eje x en los distintos pasos de incremento de carga lateral.....	40

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico	Página
Gráfico 1 Espectro de diseño para la Ciudad de Guatemala.....	27

## LISTA DE FIGURAS

Descripción	Página
Figura 1 Planta General de la edificación analizada.....	25
Figura 2 Gráfica de desplazamiento contra reacción en la base para el eje x de la estructura analizada, obtenida mediante el programa SAP 2000.....	42
Figura 3 Gráfico de linealización de curva pushover mediante FEMA 440 utilizando el espectro para la Ciudad de Guatemala en el eje x de la estructura. ....	42
Figura 4 Gráfico de linealización de curva pushover mediante FEMA 440 utilizando el espectro para la Ciudad de Guatemala en el eje x de la estructura. ....	43
Figura 5 Gráfico de linealización de curva pushover mediante FEMA 440 utilizando el espectro para la Ciudad de Guatemala en el eje y de la estructura. ....	43

## RESUMEN

Este trabajo presenta una metodología para realizar la revisión de edificaciones de marcos de concreto reforzado en Guatemala, utilizando el método de análisis estático no lineal pushover, por medio del cual se podrán obtener los desempeños sísmicos de las mismas edificaciones.

Se incluye una introducción a la rehabilitación de estructuras para tener una idea base de los procedimientos a realizar en caso que el desempeño de la estructura analizada no sea el esperado o no cumpla con las demandas sísmicas que presenta Guatemala.

En Guatemala hay muchas edificaciones de marcos de concreto reforzado que se construyeron en el siglo pasado, con normativas que estaban vigentes durante su construcción, pero han tenido actualizaciones relevantes. En muchos países la actualización a códigos de diseño es tomada en cuenta y se tiene contemplado presupuesto de inversión para realizar revisiones y de ser necesario rehabilitaciones a las estructuras, este procedimiento se puede realizar de varias formas dependiendo del tipo de estructura, los materiales y el uso que tiene la misma. Previo a una rehabilitación se debe realizar una revisión, mediante la cual se estimen los puntos más críticos de la estructura y determinar los puntos iniciales de falla, durante un sismo severo; para prevenir el colapso de la misma.

Es importante que se haga una revisión precisa de las estructuras, para esto se debe conocer el tipo de materiales que se utilizaron, el sistema estructural utilizado, la capacidad de los materiales, las dimensiones de los elementos y el uso de la estructura. Entre más se conoce de la estructura, más se asemeja a la realidad el análisis pushover.

Este análisis es acertado para cierto tipo de edificación, por lo cual es importante que se delimite bien cuáles son las que abarca este método y aplicarlo en las circunstancias en que sea apropiado, ya que al aplicarlo a estructuras que no cuentan con las características para este análisis, se pueden obtener datos erróneos que causen gastos económicos e incluso poner en riesgo vidas.

# I. INTRODUCCIÓN

Los avances tecnológicos del último siglo han permitido innovar en las investigaciones de todas las ramas de la ciencia. La construcción no es la excepción, por lo que muchas instituciones dedicadas a la investigación han descubierto comportamientos en los materiales que han obligado a realizar actualizaciones en los códigos de diseño. Es fundamental realizar el diseño de una estructura con los códigos de diseño vigentes. A pesar de diseñar con códigos vigentes en su momento, las actualizaciones a los mismos obligan a revisar las estructuras para comprobar que cumplan con los requisitos actualizados en los códigos publicados. El método estático no lineal es un método de revisión que es aplicado previo a realizar una rehabilitación para determinar los principales puntos en los que se forman las rótulas plásticas en la edificación al momento de verse expuesta a una carga sísmica.

El análisis estático no lineal es una herramienta simplificada que por medio de la aplicación de una carga lateral que incrementa, determina la formación de rótulas plásticas en la estructura por medio de la redistribución de rigidez en la misma. Este método es una herramienta económica, especialmente si se cuenta con planos finales de la estructura. Para realizar este método de revisión, es necesario hacer el modelado de la estructura, ya sea bidimensional o tridimensional. En ambos casos es necesario contar con toda la información de cómo está construido el edificio. En un edificio de marcos especiales a momento de concreto reforzado es importante conocer datos como la calidad y tipo de materiales, las dimensiones de los elementos, la ubicación y arreglo del refuerzo en elementos estructurales.

El análisis estático no lineal pushover no es aplicable a todas las estructuras y existente distintas variaciones del mismo, desde como se aplica la carga lateral, hasta el software de modelado que se utiliza para realizar el análisis. Las limitantes del análisis se encuentran en las características estructurales de la edificación a analizar. Las edificaciones que se deseen analizar mediante un pushover deben comportarse en su primer modo de vibración y ser estructuras con regularidad tanto horizontal como vertical.

Para estructuras con arquitectura compleja, es necesario que se lleven a cabo otros tipos de análisis, ya que los resultados de un análisis estático no lineal no serán congruentes con los comportamientos reales de la estructura. Uno de los principales requisitos para realizar un análisis estático no lineal es contar con los planos finales de la estructura, para realizar un modelo lo más semejante a la realidad posible; la semejanza del modelo a la realidad repercutirá en la credibilidad de los resultados obtenidos. Es importante destacar que el método estático no lineal pushover es una herramienta para revisión de estructuras, no se utiliza ni recomienda durante el proceso de diseño estructural. Además es aplicado a estructuras nuevas y estructuras en construcción.

## II. JUSTIFICACIÓN

Guatemala es un país que se ubica en una zona sísmica, con la presencia de tres placas tectónicas, cuyos movimientos obligan a tomar en cuenta los eventos sísmicos a la hora de realizar el diseño estructural de una edificación. Existen distintos códigos de diseño utilizados en Guatemala, principalmente originarios de Estados Unidos y adaptaciones que se han realizado al país, que son obligatorias para que el ingeniero a cargo del diseño cuente con herramientas que le permitan trabajar de acuerdo a las necesidades del proyecto.

Muchos de los códigos utilizados para la elaboración de diseños estructurales se actualizan con frecuencia. Esto se debe a que los institutos de investigación que realizan las publicaciones se encuentran realizando frecuentemente nuevos descubrimientos, comportamientos de los materiales y sistemas estructurales utilizados. Por lo que los códigos que ya no se encuentran en vigencia sean erróneos, simplemente las demandas de las estructuras cambian con el paso del tiempo y el avance de descubrimientos y nuevas tecnologías, además que ante la presencia de nuevos eventos sísmicos se pueden realizar investigaciones y para entender mejor el comportamiento de los movimientos sísmicos.

Por lo tanto es de gran importancia que las edificaciones antiguas sean revisadas y rehabilitadas en el caso que su desempeño no cumpla con los requisitos mínimos actuales.

Guatemala cuenta con un alto número de edificaciones realizadas durante las últimas cinco décadas del siglo veinte, cuando se tenían en vigencia códigos que en la actualidad no son utilizados, ni aceptados, por su falta de consideraciones sísmicas a tomar en cuenta para prevenir desastres.

Existen distintos métodos de análisis estático no lineal para estructuras, entre los cuales se encuentran el método "Pushover". El mismo es utilizado principalmente en el proceso de revisión de una estructura. Mediante este método se puede catalogar como se desempeña una estructura al estar sometida a una carga lateral de gran magnitud, como sería un evento sísmico.

Es importante tener en Guatemala una metodología que indique como se debe trabajar este método y cuales son sus limitantes. No solo para conocer la situación y posible riesgo de estructuras que se encuentran ya construidas, sino que también para conocer la respuesta de estructuras que se encuentran en proceso de construcción o están por construirse.

### III. OBJETIVOS

#### A. Objetivo general

1. Plantear una metodología para realizar la revisión de desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado en Guatemala, mediante el método de análisis modal pushover.

#### B. Objetivos específicos

1. Identificar las ventajas y limitantes del análisis pushover.
2. Determinar el método de aplicación de carga lateral para que el análisis pushover brinde los resultados más semejantes al desempeño sísmico real de la estructura.
3. Realizar un ejemplo práctico con una estructura de concreto reforzado.

## IV. MARCO TEÓRICO

### A. Revisión de estructuras

Guatemala es un país en el cual el concreto reforzado es uno de los materiales más utilizados para realizar estructuras de múltiples usos en distintas regiones del país. Según McCormac el concreto reforzado es probablemente el material disponible más importante para la construcción. (McCormac, *et al*, 2011)

Lo anterior se atribuye al hecho que el concreto reforzado cuenta con ventajas entre las que se menciona:

- Una amplia resistencia a la compresión por unidad de costo si se realiza una comparación con otros materiales de construcción. (McCormac, *et al*, 2011)
- Ante la presencia de agua o fuego, cuenta con una gran resistencia. Cuando hay agua presente es el mejor material estructural que existe y si los elementos poseen un recubrimiento adecuado, incendios de intensidad media no deberían generar daños estructurales. (McCormac, *et al*, 2011)
- Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas. La rigidez en las estructuras de concreto permite que las derivas por nivel sean reducidas en comparación con sistemas constructivos más dúctiles como el acero. (McCormac, *et al*, 2011)
- El mantenimiento en estructuras de concreto es menor, comparado a otros materiales estructurales utilizados. (McCormac, *et al*, 2011)
- La vida de servicio de este material es más larga comparada con otros. Esto se debe a que la resistencia del concreto no disminuye con el pasar de los años como sucede con otros materiales, al contrario de estos el concreto incrementa su resistencia con el paso del tiempo. (McCormac, *et al*, 2011)
- Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, muros de sótano, pilares y construcciones similares. (McCormac, *et al*, 2011)

Las estructuras no son permanentes, tienen un número de años de uso, que puede variar dependiendo del mantenimiento que se realice, tipo de estructura, el uso que se le da a la estructura, su ubicación, la recurrencia de eventos sísmicos que le han afectado, entre otros factores. Por esto es importante que se realicen revisiones a las estructuras, principalmente luego de un evento sísmico, para verificar que no haya sufrido daños estructurales que ha simple vista no sean perceptibles para las personas que residen o trabajan en la estructura. (McCormac, *et al*, 2011)

El diseño de estructuras en Guatemala está regido principalmente por su resistencia lateral ante sismos. En la Norma de Seguridad Estructural 3 de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) son definidos los distintos sistemas de resistencia lateral en estructuras recomendados en el país. Los cuales son los siguientes:

- Sistema de Marcos (E1): sistema que utiliza marcos conformados por columnas y vigas que soportan la carga vertical y lateral. Todos los marcos deben estar unidos por diafragmas de piso horizontales. Los marcos pueden ser tanto de concreto reforzado como de acero estructural. Los marcos, dependiendo de la estructura pueden ser especiales, intermedios o en casos de demandas bajas, ordinarios. (AGIES, 2010)
- Sistema de cajón (E2): sistema conformado por losas en el sentido horizontal, sostenidas por muros estructurales. Los muros soportan tanto la carga vertical como la demanda lateral de la estructura. Pueden existir elementos como columnas de concreto o acero que soporten la carga vertical que no carguen los muros, sin embargo estos elementos no forman parte del sistema de resistencia lateral. Los muros estructurales pueden ser, según AGIES, de concreto reforzado o mampostería reforzada. Muros de otro tipo de materiales como paneles livianos de madera, planchas de acero, prefabricados de concreto, entre otros, no son considerados en este sistema; sin embargo podrían ser utilizados si cumplen los requerimientos de ASCE 7-10 y consignándolo así en el informe estructural. (AGIES, 2010)
- Sistema combinado de marcos y muros o marcos arriostrados (E3): este sistema se encuentra conformado por losas que actúan como el diafragma horizontal sostenido por muros estructurales y columnas. En este sistema los muros estructurales y las columnas son los elementos encargados de soportar la demanda horizontal de la estructura, las losas pueden tener vigas o ser planas. La función de las vigas en los marcos es sismoresistente. (AGIES, 2010)
- Sistema dual (E4): el sistema E4 es básicamente igual al sistema E3 en todos los aspectos, con excepción que los marcos especiales deben tener una capacidad que resista al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales considerando el mismo factor R original. Es importante resaltar que no se requiere que los marcos tomen el 25% del cortante basal de diseño cuando los muros estructurales se encuentran funcionando. Se requiere capacidad residual, es decir que se debe verificar que una vez anulada la rigidez horizontal que proveen los muros, los marcos estructurales resistan el 25% del cortante original. (AGIES, 2010)
- Soportes en voladizo (E5-1): son estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las cuales columnas y/o muros soportan las cargas verticales y

horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de marco en las dirección horizontal. (AGIES, 2010)

- Péndulo invertido (E5-2): es un sistema considerado relativamente esbelto en la dirección de la carga horizontal, que soporta la carga vertical. Además, más del 50% de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción de momento. (AGIES, 2010)

La revisión de estructuras no se debe realizar únicamente cuando hay daños en las mismas o después de algún evento sísmico. Es importante realizar revisiones a estructuras que fueron diseñadas con códigos que ya no están vigentes, o monumentos históricos que tienen un gran número de años de estar en funcionamiento. (AGIES, 2010)

Los códigos de diseño son actualizados con el paso del tiempo, esto no se hace únicamente por errores de redacción, también con el avance de la tecnología e investigación se determinan procedimientos más acertados para que las estructuras de concreto tengan un mejor desempeño sísmico. (AGIES, 2010)

Es importante resaltar que las revisiones a estructuras no se realizan únicamente previo a un sismo o cuando hay actualizaciones de códigos. También se deben realizar después de un evento sísmico de importancia, para determinar si la estructura ha sufrido daños significativos o es habitable inmediatamente después del evento. (AGIES, 2010)

En la norma NSE 6 de AGIES se establecen los distintos requisitos que se deben cumplir para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes. Según AGIES, la evaluación tiene el propósito de determinar si una estructura existente es segura o no, además de las deficiencias que tiene. Posterior a la evaluación, se procede a diseñar una rehabilitación adecuada en el caso de ser necesario, con el cumplimiento de la NSE 6. (AGIES, 2010)

Es necesario realizar una evaluación e incluso una rehabilitación en los siguientes casos: cuando hay presencia de daños o daños potenciales en una estructura por eventos sísmicos, cambio de uso o de categoría ocupacional de acuerdo a la clasificación del capítulo 3 de NSE 1 de AGIES, adaptación a normas estructurales actuales, más exigentes que las utilizadas en el diseño. AGIES separa la evaluación estructural en dos instancias: posterior a un evento sísmico de magnitud significativa y previa a un evento sísmico de magnitud significativa (riesgo sísmico). (AGIES, 2010)

Para la evaluación estructural posterior a un evento sísmico de magnitud significativa AGIES, categoriza tres niveles de evaluación: el primer nivel es una evaluación rápida de inspección visual en la edificación seleccionada, la segunda es una evaluación detallada y la tercera consiste en una evaluación ingenieril. (AGIES, 2010)

La Evaluación Rápida de inspección visual en la edificación está orientada para que en forma rápida se determine el nivel aparente de seguridad de la edificación. Se realiza la clasificación de la edificación en

tres grandes categorías: seguras, potencialmente peligrosas (de entrada limitada) o inseguras. Esta evaluación es cualitativa de seguridad estructural. Es utilizada para categorizar de forma rápida la edificación y tiene un tiempo estimado por edificación de diez a veinte minutos. El objetivo principal de la Evaluación Rápida es inspeccionar, evaluar y clasificar la edificación en el área de daño de una forma práctica y rápida, luego que ocurriera un evento sísmico de magnitud significativa. (AGIES, 2010)

Para esta evaluación se requiere que esté a cargo un equipo de por lo menos dos personas, siendo al menos una de ellas ingeniero civil. El otro evaluador deberá poseer conocimiento en diseño sísmico de estructuras parecidas a la evaluada, para este evaluador son aceptables estudiantes de ingeniería o arquitectura que hayan completado los cursos del área de estructuras, materiales o arquitectura y tengan práctica en construcción. Todos los evaluadores deberán recibir una capacitación antes de integrar los equipos de evaluación. (AGIES, 2010)

Para este procedimiento se debe iniciar reconociendo el área dañada o un área donde se sospeche que existan daños. Este nivel de revisión se hace únicamente examinando el exterior de la estructura, menos en los casos en los que se tenga sospecha que existe algún daño interno que amerita ser inspeccionado. Es de suma importancia que si una estructura se encuentra en condiciones claramente peligrosas e inseguras, no se debe ingresar a la misma. (AGIES, 2010)

También se debe examinar el suelo en el área general de la estructura, en busca de grietas, combas en el suelo o movimiento de taludes. Para esta evaluación se debe llenar el formato de Evaluación Rápida de la sección 3.5 de la norma NSE 6, anotando claramente la clasificación otorgada. (AGIES, 2010)

Es necesario resaltar que las edificaciones clasificadas como importantes y esenciales, según la clasificación descrita en el capítulo 3 de NSE 1 no estarán sujetas a una Evaluación Rápida y deberán iniciar con una Evaluación Detallada. Además todas las estructuras de adobe, cuenten o no con daño luego de un evento sísmico son categorizadas como inseguras. (AGIES, 2010)

La Evaluación Detallada posterior a un evento sísmico de magnitud significativa se utiliza para evaluar la seguridad en edificios etiquetados como de Entrada Limitada, después que se realizó la Evaluación Rápida descrita anteriormente, excepto para las edificaciones de categorías ocupacionales III y IV, según la clasificación descrita en el capítulo 3 de NSE 1, esta es la evaluación inicial. El objetivo principal de esta revisión es evaluar la seguridad estructural y no estructural de una edificación y determinar si es suficientemente seguro para ser puesto en servicio nuevamente. (AGIES, 2010)

Esta evaluación está a cargo de un equipo de por lo menos dos personas, la evaluación es de tipo general por lo que no es esencial la experiencia de un ingeniero estructural especializado y pueden ser estudiantes de ingeniería o arquitectura que hayan completado los cursos del área de estructuras, materiales y construcción y tengan experiencia práctica en construcción. Al igual que la evaluación anterior los evaluadores deben recibir un entrenamiento previo en la metodología a emplear. (AGIES, 2010)

Para esta evaluación la primera etapa consta de la inspección del exterior de la edificación, en las que según AGIES incluyen los siguientes pasos:

- Caminata alrededor de la edificación.
- Determinar cual es el sistema estructural utilizado. Es importante determinar cual es la edad de la estructura, ya que muchas estructuras antiguas son más susceptibles a daños sísmicos que las construcciones nuevas.
- Examinar las discontinuidades verticales presentes en la estructura, ya que los daños tienden a concentrarse en estos lugares.
- Examinar la estructura para la configuración irregular en planta. El daño tiende a concentrarse en las irregularidades en planta.
- Examinar en la parte exterior la presencia de grietas en paredes, marcos de vidrio, etc., que son efectos de derivas excesivas.
- Examinar los elementos no estructurales, como ventanales, parapetos, letreros y ornamentación para identificar daños antes de entrar a la edificación.
- Buscar fracturas en la cimentación o las paredes bajas expuestas del edificio, ya que suelen concentrarse muchos esfuerzos en estos lugares de la edificación.

La segunda etapa consta de un examen del lugar por riesgos geotécnicos:

- Se debe examinar el suelo por la presencia de grietas, protuberancias en la tierra y movimientos verticales.
- En áreas de laderas, se debe examinar el área para identificar la existencia de deslizamientos y caídas de escombros en el lugar.
- Si se considera que hay riesgos geotécnicos en el lugar, esta evaluación se deberá realizar por un equipo que incluya un ingeniero geotécnico o geólogo.
- Debido a que los riesgos geotécnicos pueden extenderse en un área que incluye varias edificaciones, se podrán etiquetar los edificios ilesos en un área inestable con la etiqueta de Insegura.

La tercera etapa consta de la inspección del sistema estructural por dentro de la edificación el cual se puede dividir en las siguientes etapas:

- Previo al ingreso a la edificación, buscar riesgos de desplomes y considerar el peligro de colapso. No entrar en edificaciones evidentemente inseguras.

- En algunos casos el sistema estructural está oculto por paredes, techo y otros elementos arquitectónicos. El evaluador deberá quitar tableros, de cielo falso para identificar mejor el sistema estructural. Si el propietario lo desea se puede indicar dónde deben quitarse revestimientos y otros elementos arquitectónicos para facilitar el examen del sistema estructural.
- Revisar los módulos de gradas, sótanos, cuartos mecánicos y otras áreas expuestas para identificar el sistema estructural.
- Examinar el sistema que resiste la carga vertical buscando señales de falla o donde el techo ha empezado a apartarse de sus apoyos verticales, la viga ha fallado o ha iniciado la falla.
- Examinar el sistema que resiste la carga lateral. Cualquier piso con deriva residual significa que ha habido algún daño estructural.
- Inspeccionar los elementos expuestos del sistema de cimentación, el sótano o pisos más bajos, para localizar elementos fracturados y asentamientos. Inspeccionar el piso de sótano y paredes exteriores por grietas y protuberancias.
- Examinar cada piso incluyendo el sótano y el techo.
- Los daños severos en paredes y vidrios rotos son evidencia de grandes derivas.

La cuarta etapa se refiere a la inspección por riesgos no-estructurales.

- Revisión de conexiones, divisiones de mampostería, particularmente en edificaciones antiguas, tanques de agua elevados, cielos falsos, divisiones desmontables, etc.

La quinta etapa es la inspección por otros riesgos.

- Evitar el uso de ascensores sin la debida inspección, buscar derrames o fugas en áreas de químicos guardados u otros materiales peligrosos, si se daña el equipo de detección y protección contra incendios, inspeccionar la seguridad estructural de gradas y asegurar que las salidas no estén bloqueadas.

La sexta etapa es completar la lista de revisión y etiquetar la edificación.

- Completar el formato de evaluación detallada 4.9 de AGIES e indicar si es necesario tomar alguna acción, luego se debe realizar el debido etiquetado de la estructura y explicar el significado del mismo a los habitantes de la edificación.

La evaluación de riesgo sísmico tiene como objetivo identificar potenciales fallas en las edificaciones que pueden presentarse ante eventos sísmicos de magnitud significativa, tomando en consideración la zonificación sísmica para la República de Guatemala de acuerdo con la NSE 2. Se aplica a edificaciones

con concreto reforzado, acero estructural y mampostería reforzada. Este tipo de evaluación de riesgo se divide en dos tipos: Evaluación rápida y Evaluación analítica. La evaluación analítica varía dependiendo del tipo de estructuras que se desea analizar.

La evaluación rápida consta de una inspección visual, basada en el reconocimiento e identificación de ciertas características con las que cuenta la estructura, que pueden aumentar la vulnerabilidad de la edificación ante un sismo. Con este método no se espera que sean identificadas todas las posibles fallas, ya que basado en parámetros conservadores.

Para esta evaluación se toman factores de la estructura como el material y el sistema estructural, el número de pisos, año de construcción, área total en planta, esquemas de la edificación, tipo de suelo, tipo de ubicación, amenaza de elementos no estructurales, altura, construcción deficiente, irregularidades en planta, torsión, irregularidad vertical, piso suave o blando, columnas cortas, colisión entre edificios adyacentes, desprendimiento del recubrimiento, diseño sísmico, rehabilitación, fallas cercanas, daño existente.

## B. Tipos de rehabilitación de estructuras

Según AGIES en la NSE 6, la rehabilitación de una edificación se realiza luego que en su evaluación se determina que es necesaria. Para realizar cualquier procedimiento de rehabilitación es necesario contar con la aprobación del propietario de la edificación. Además se indica que el procedimiento debe realizarse por una persona con suficiente conocimiento y experiencia en diseño y análisis estructural. (AGIES, 2010)

Según la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de Estados Unidos en su publicación 273, es importante que una estructura cuente con la mayor redundancia posible, esto para evitar que en los puntos de conexión en elementos donde puede ocurrir una falla local no ocurra un colapso en la estructura o un efecto de inestabilidad. Es posible rehabilitar estructuras de distintas formas, dependiendo de las características y necesidades de cada una.

1. Modificación local de los componentes. Algunas edificaciones de concreto reforzado cuentan con una fuerza y rigidez significativa, sin embargo existen componentes o elementos en las mismas que requieren ser reforzados, debido a que no cuentan con la resistencia o capacidad de deformación para satisfacer los objetivos de la rehabilitación de la estructura. En este tipo de caso es recomendable que se realicen modificaciones locales a estos elementos, manteniendo el sistema de resistencia lateral de la estructura sin cambio alguno. (FEMA, 1997)

Entre los cambios que se pueden realizar de forma local a los elementos de la estructura que lo requieren, se pueden incluir: mejoras en la conexión de los elementos, mejoras en la resistencia de los elementos, mejoras en la capacidad de deformación de los elementos. Estas opciones son las más económicas cuando es un número bajo de elementos los que afectan a la estructura. (FEMA, 1997)

La mejora local de la resistencia a los elementos permite a uno o más elementos cuya capacidad se encuentra por debajo de la demanda de la edificación, resistir a la misma sin afectar la respuesta en general de la estructura. Entre estas medidas de mejora local se encuentra el cubrir las columnas o vigas mediante acero o agregar láminas de plywood a elementos de madera. Medidas como ésta incrementa la resistencia del elemento y permite resistir de mejor forma fuerzas inducidas por terremotos. (FEMA, 1997)

Las rehabilitaciones locales para mejorar capacidad o ductilidad de un elemento permiten que los mismos tengan mayores deformaciones con menor cantidad de daño sin que incremente necesariamente su resistencia. Una de las medidas que se realiza para este tipo de rehabilitaciones es la de hacer un confinamiento alrededor de la columna de concreto que se desea rehabilitar para mejorar su capacidad de deformación. Otra medida es la reducción de la sección transversal de los componentes estructurales para aumentar su capacidad de desplazamiento y flexibilidad. (FEMA, 1997)

2. Eliminación o reducción de Irregularidades y discontinuidades. Para determinar el comportamiento o desempeño sísmico que tiene una edificación al momento de sufrir una aceleración en el suelo durante un sismo, la rigidez, la masa y las irregularidades de resistencias en los elementos son factores importantes a tomar en cuenta. Estas irregularidades pueden ser detectadas al realizar una revisión de los desplazamientos y las relaciones demanda/capacidad. (FEMA, 1997)

Al realizar una revisión en el análisis no lineal, las irregularidades pueden ser detectadas al examinar la distribución de desplazamientos estructurales y demandas de deformaciones inelásticas. Si los valores de desplazamientos, relaciones demanda/capacidad o deformaciones inelásticas resultantes del análisis se encuentran desbalanceadas, con grandes diferencias entre un nivel y otro, se puede establecer que hay presencia de irregularidades o discontinuidades. (FEMA, 1997)

Una de las medidas para solucionar las irregularidades y discontinuidades, es la demolición parcial de la estructura, aunque es recomendable un análisis previo de las ventajas de la demolición planteada, ya que es un gran impacto a la utilidad y aspecto de la estructura, lo cual no lo hace una solución recomendable para edificaciones históricas. (FEMA, 1997)

3. Rigidez global de la estructura. El comportamiento de algunas edificaciones no es el deseado debido a que cuentan con extrema ductilidad, la cual supera los límites de deformación de la estructura. Para este tipo de casos es necesario aumentar la rigidez de las edificaciones, mediante la construcción de muros de corte de concreto o agregar marcos embreizados. (FEMA, 1997)

4. Resistencia global de la estructura. Las estructuras cuentan con un comportamiento inelástico a niveles bajos de aceleración en el suelo provocados por un sismo. Para este tipo de estructuras los marcos embreizados y los muros de corte pueden ser una solución factible, aunque pueden aumentar la rigidez de la estructura en una medida no deseada. Por lo anterior también es recomendado utilizar marcos a momento, ya que pueden ser un poco más flexibles y más compatibles con elementos existentes en la estructura. (FEMA, 1997)

5. Reducción de masa. Dos de los factores que más influyen en el comportamiento de una estructura durante la aceleración del suelo provocada por un sismo son la masa y la rigidez. La reducción de la masa resulta en la reducción de la fuerza y las deformaciones provocadas por el sismo. La masa puede ser reducida por medio de la demolición de los niveles más altos, demolición de fachadas y revestimientos pesados además de reducir las áreas de bodega o equipo pesado. (FEMA, 1997)

6. Aislamiento sísmico. Para que una estructura se encuentre aislada sísmicamente es necesario que se inserten, rodamientos compatibles entre la superestructura y la cimentación de la misma. Este tipo de procedimientos es común en edificaciones históricas, a las cuales se intenta de realizar la menor cantidad de daños estéticos. Estos rodamientos cuentan con disipadores de energía y son especialmente diseñados para resistir las fuerzas inducidas durante el sismo. (FEMA, 1997)

7. Disipación de energía suplementaria. La tecnología actual permite que se realice una disipación de la energía transmitida a la estructura por las fuerzas inerciales provenientes de un sismo. Este tipo de sistemas son aplicables a estructuras flexibles y que cuentan con una mayor capacidad inelástica. Dependiendo de las características del dispositivo disipador, ya sea estático o dinámico, hay rigidez que es inducida a la estructura así como la capacidad de disipar energía mediante amortiguamiento. (FEMA, 1997)

Una vez se determinó la estrategia de rehabilitación, deben adoptarse métodos específicos para lograr las estrategias seleccionadas. Deben tomarse en cuenta además de las características estructurales, los factores que afectan la posibilidad de utilizar una estrategia o sistema de rehabilitación. Existen restricciones en el momento de diseñar, entre las cuales se encuentran: los objetivos de la rehabilitación; límites en costos de construcción; programa del proyecto; preservación histórica; apariencia de la edificación y disposición de espacios.

En estructuras de concreto, las normativas de los años 70, no exigían detalles para proveer ductilidad. Por lo anterior es muy probable que las edificaciones diseñadas anteriores a estos años tengan problemas de anclajes, falta de confinamiento en columnas y nudos, discontinuidades en refuerzos. Debido a que en los códigos de diseño, durante el siglo pasado, se regían por el diseño de resistencia, esencialmente elástico, se puede esperar que las fallas ocurran abruptamente y que la redistribución y degradación de la rigidez y resistencia sea acelerada, comportándose de forma frágil.

AGIES propone dos tipos de rehabilitación en la Norma de Seguridad Estructural 6, las cuales son:

- Método de rehabilitación simplificada.
- Método de rehabilitación sistemática.

La rehabilitación simplificada solo puede ser utilizada en ciertos edificios pequeños. La principal intención de la misma es reducir de una forma eficiente el riesgo sísmico usando objetivos de rehabilitación limitados. Se incluyen en estas técnicas las medidas de rehabilitación parcial, que se enfocan en las deficiencias como parapetos y otros peligros exteriores de desprendimiento. El método de rehabilitación

simplificada hace uso de un análisis con fuerza estática equivalente, que se encuentra en la mayoría de códigos para edificaciones nuevas. (AGIES, 2010)

En este método se deben desarrollar detalles de refuerzo y cambios a la estructura para reducir las deficiencias usando el mismo estilo y materiales de construcción que la edificación original. (AGIES, 2010)

La rehabilitación sistemática puede aplicarse a cualquier edificio y se compone básicamente del análisis y revisión de cada elemento estructural o componente existente, el diseño de nuevos y la verificación de una interacción entre los desplazamientos y fuerzas internas que se espera tenga la estructura. (AGIES, 2010)

Para hacer uso de la rehabilitación sistemática hay cuatro posibles procedimientos que se pueden llevar a cabo:

- Análisis estático lineal.
- Análisis dinámico lineal.
- Análisis estático no lineal.
- Análisis dinámico no lineal.

La selección del método a utilizar entre los anteriores, depende de las características de la estructura. Se puede utilizar un procedimiento estático no lineal como el “Pushover” que hace uso de técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones sísmicas estructurales.

### C. Categorías de daños a estructuras según FEMA 273

El desempeño de una estructura ante un sismo es una combinación tanto de los elementos estructurales como de los no estructurales. FEMA 273 clasifica los niveles de desempeño estructural de una estructura en los siguientes: nivel de ocupación inmediata (S-1), nivel de seguridad de vida (S-3), nivel de prevención de colapso (S-5). (FEMA,1997)

En FEMA 273 se clasifican dos rangos de desempeño estructural los cuales son: rango de control de daño (S-2) y el rango limitado de seguridad (S-4). Los criterios de aceptación, relacionan las fuerzas admisibles inducidas por el sismo y las deformaciones para los elementos en la estructura, tanto de estructuras existentes como estructuras nuevas, están directamente relacionadas con estos niveles y rangos de desempeño estructural. (FEMA,1997)

Cuando ha ocurrido, luego de un sismo, un daño estructural bastante limitado se obtiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1). El sistema vertical y el sistema de resistencia lateral de la estructura mantienen en su totalidad o cercano a la misma, su resistencia y rigidez. El riesgo de perder

vidas como resultado de daño estructural es bastante bajo y a pesar que se podría realizar alguna reparación al sistema estructural, esto no evitaría la reocupación de la estructura. (FEMA,1997)

En el nivel de seguridad de vida (S-3), se tiene un daño significativo en la estructura, luego de un sismo, pero queda un margen entre los daños que ocurren en la estructura y el colapso de la misma. En este nivel algunos de los elementos estructurales se encuentran severamente dañados, pero estos no repercuten en la caída de escombros tanto en el interior como exterior de la estructura. En este nivel es necesario analizar la viabilidad de realizar una rehabilitación a la estructura, ya que el daño puede ser tan severo que no sea económicamente viable. A pesar que en este nivel la estructura no cuenta con un riesgo inminente de colapsar, se recomienda la instalación temporal de refuerzos de metal como puntales o embreizados temporales para el beneficio de la administración. (FEMA,1997)

El nivel de prevención de colapso (S-5) se utiliza cuando la estructura puede experimentar un colapso parcial o total. En este nivel un daño sustancial se ha causado al sistema estructural debido al sismo, incluyendo probablemente un daño en la resistencia y rigidez de los elementos que componen el sistema de resistencia lateral. En este nivel se espera observar también una deformación permanente de la estructura y una reducción en la capacidad de carga vertical. Sin embargo, en este nivel se espera que incluso después del sismo, los elementos del sistema de resistencia lateral, continúen soportando sus demandas de carga gravitacional. Existe un alto riesgo de la caída de escombros, tanto en el interior como en exterior de la estructura. (FEMA,1997)

El rango de control de daño (S-2) se utiliza cuando el daño es menor al mencionado en el nivel de seguridad de vida, pero mayor al nivel de ocupación inmediata. Este rango puede ser utilizado para realizar un diseño de control de daños para minimizar el tiempo de reparación y las interrupciones en operaciones, así como la protección de equipo valioso y contenido de importancia. Es utilizado también cuando se desean conservar ciertos aspectos históricos de una estructura y la rehabilitación utilizando un nivel de ocupación inmediata es demasiado costosa. (FEMA,1997)

Se encuentra el rango limitado de seguridad (S-4), el cual se encuentra entre el nivel de seguridad de vida y el de prevención de colapso. Para los parámetros de diseño de este rango se deben interpolar los valores obtenidos en los niveles de seguridad de vida y el de prevención de colapso. (FEMA,1997)

En algunas ocasiones, dueños deciden realizar cierta rehabilitación a vulnerabilidades no estructurales. Este método en ocasiones resulta ser adecuado ya que consigue un aumento en el desempeño sísmico de la estructura a costos regularmente más bajos.

## D. Análisis estáticos

En la actualidad, existen muchas herramientas y programas para realizar el cálculo y revisión estructural de edificaciones, hay distintos métodos para analizar principalmente la respuesta de los edificios ante

sismos ya que la comunidad científica no ha podido determinar un solo procedimiento que aplique a todo tipo de estructuras.

Dentro de los factores más importantes a tomar en cuenta para decidir cuál de los métodos de análisis se utiliza en cada proyecto, se encuentra el diseño arquitectónico. Es importante determinar cuál es el sistema de resistencia lateral, la geometría de la estructura, la redundancia de la estructura, relaciones de rigidez entre niveles similares y distribución de masa en la estructura, entre otros para determinar mediante un juicio crítico cual será el análisis que corresponde para cada estructura.

Las estructuras a las cuales se puede realizar un procedimiento de análisis estático son principalmente aquellas que se comportan en el primer modo de vibración. Para que una estructura se comporte al menos en un 90% en el primer modo de vibración es necesario que sea una edificación que tienda a ser simétrico, tanto horizontal como vertical, una distribución de masa y rigidez constante en todos los niveles, que no haya una configuración estructural que represente algún tipo de torsión a la estructura, entre otros.

Si una edificación no se comporta en el primer modo de vibración, es necesario anular la opción de realizar un análisis estático y estudiar las posibilidades de realizar un análisis dinámico. Esta decisión es importante al momento del diseño, ya que si el encargado realiza un análisis estático en lugar de un análisis dinámico, para una estructura que no responda de esta forma, se estaría realizando un diseño teórico completamente alejado del comportamiento real que tendrá la estructura en el momento de un sismo.

Según FEMA 273 el uso de análisis estáticos no lineales no debe ser aplicado en estructuras en las cuales los modos de vibración altos son significativos, a menos que se realice un procedimiento dinámico en paralelo al estático. Para determinar si los modos de vibración altos son significativos se debe realizar un análisis modal del espectro de respuesta con los suficientes modos de vibración para alcanzar un 90% de la participación de la masa de la estructura. Además se debe realizar un análisis modal del espectro de respuesta considerando únicamente el primer modo de respuesta. Se considera una participación significativa de los modos de vibración altos si el cortante en cualquier nivel calculado para el análisis con múltiples modos de vibración excede en un 130% el cortante correspondiente en el mismo nivel con el análisis modal con un solo modo de vibración. (FEMA,1997)

Las estructuras pueden ser modeladas como partes o componentes que se encuentran combinados en cierta forma, para cumplir con funciones dadas. Estas pueden ser por ejemplo: salvar claros, como el caso de los puentes; encerrar espacios, como es el caso de edificios; contener empujes, como en los muros de contención, tanques y silos. Todas las estructuras, independientemente de su función, deben cumplir con la misma, además de satisfacer otros requisitos, como los límites económicos y demandas estéticas.

Los procedimientos generales que se realizan para el diseño y construcción de una obra pueden incluir los estudios geotécnicos, diseño arquitectónico, estructuración, análisis, dimensionamiento, etc. La importancia de cada uno de los trabajos anteriores dependerá del tipo de obra. Si se trata de una edificación urbana, el diseño arquitectónico resulta en el mayor de los casos determinante. A diferencia del caso de un

puente, en el que es de mayor importancia algún estudio de suelos acompañado de un estudio hidráulico e hidrológico, mientras que el diseño arquitectónico es realizado en base al tipo de puente seleccionado.

Luego de contar con un diseño arquitectónico, se realiza una estructuración, en donde se definen materiales, los claros de las vigas, la altura de las columnas, etc. Luego de realizar la estructuración se procede con el análisis. La definición general de análisis es: “distinción y separación de las partes de un todo hasta llegar a conocer sus principios o elementos” (Diccionario de la Lengua Española, Real Academia Española, 2014).

Aplicando la idea anterior a una estructura, el análisis significa la separación de la estructura en los elementos constitutivos y como se ven afectados por las cargas aplicadas a la estructura en cada elemento. Cada estructura es un conjunto unificado de partes, pero para cuestiones de análisis se puede dividir en distintos miembros como las vigas, columnas y losas en una estructura de edificio o como serían las pilas, estribos y sistema de piso en un puente. (Rodríguez, 2010)

Una vez se encuentra dividida la estructura en todos sus miembros, es importante estudiar el efecto de las cargas sobre sus distintos miembros y los esfuerzos que producen las mismas. En resumen se deben observar las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, y momentos torsionales en cada miembro, así como las deformaciones de los mismos y de la estructura completa. (Rodríguez, 2010)

Si son utilizados métodos aproximados de análisis, se obtendrán acciones internas parecidas a las de las soluciones completas, que pueden aceptarse según su grado de aproximación. Sin embargo, que existan soluciones únicas teóricas, no significa que en la estructura real se tengan acciones exactamente iguales a las obtenidas en los cálculos, ya que siempre se asumen comportamientos hipotéticos sobre la forma ideal de la estructura, del comportamiento de los materiales, de la distribución de las cargas y otros factores similares que implican que se trabaje sobre una representación de la estructura que no es idéntica a la estructura real. Por esta razón es que no se justifica hacer cálculos excesivamente precisos, aunque la solución teórica sea única. (Rodríguez, 2010)

A partir de las acciones internas observadas en el análisis previo se dimensionan miembros que resistan dichas acciones dentro de condiciones de servicio aceptables. Las condiciones de servicio se refieren, a que las condiciones de la estructura que no interfieran con la seguridad tanto de las personas que se encuentra en el interior, como de miembros no estructurales que sufran daño excesivo durante algún evento sísmico. Cuando se realiza una revisión de estructura, como es el caso del pushover, se puede observar el comportamiento de la misma al aplicar cargas de diseño y determinar si las dimensiones de los miembros son las adecuadas o si pueden causar algún efecto negativo en la estructura. (Rodríguez, 2010)

En la realidad, prácticamente todas las estructuras son tridimensionales, otras pueden parecer planas pero están ligadas a otros miembros o estructuras perpendiculares a ellas de tal forma que trabajan tridimensionalmente. Una estructura de marcos de concreto por ejemplo puede tener ejes de columnas y vigas que trabajan, pero se encuentran ligadas por una losa que hace que funcionen en conjunto, pero para

finés de análisis estructuras más sencillas o redundantes pueden considerarse planas o contenidas en un plano. (Rodríguez, 2010)

La suposición que el material de las estructuras es lineal y elástico permite efectuar importantes análisis. Todos los efectos de las cargas aplicadas varían linealmente. Esta suposición se puede eliminar dependiendo del análisis utilizado, en el método pushover, se asume que los elementos sobrepasaran comportamiento lineal y se comportaran como elementos no lineales. Esto significa que los esfuerzos a los que se encuentran sometidos durante el sismo provocan una redistribución de rigidez en la estructura debido a la sobrecarga que se aplica a la misma durante el evento. (Rodríguez, 2010)

Algunas cargas que se aplican a la estructura no varían con el tiempo. El peso de los elementos estructurales, el peso de los muros y tabiques e incluso la carga viva que no se mantiene constante en todo momento, se asume que cambian en periodos largos y por lo tanto se asumen constantes. Cuando el análisis se realiza con estas cargas permanentes, se realiza un análisis estático. (Rodríguez, 2010)

## E. Análisis no lineal

El análisis global de una estructura se puede realizar mediante diferentes metodologías en las cuales se puede incluir: análisis lineal, no lineal, lineal con redistribución limitada y plástico. (Rodríguez, 2010)

El análisis lineal es el más simple de los anteriores, se basa en la proporcionalidad entre efectos como consecuencia de la linealidad de las hipótesis de partida. Este tipo de análisis considera adecuado cuando los efectos de segundo orden son despreciables y se obtienen estados límite de servicio. Es aceptada cierta redistribución de esfuerzos sin que se produzcan roturas locales y por ende se acepta cierta ductilidad en los elementos. (Rodríguez, 2010)

El análisis no lineal contempla dos efectos que rompen con la relación de proporcionalidad: la no linealidad del material y la no linealidad geométrica. La primera contempla la posibilidad que el concreto sufra fisuras y el acero sobrepase el límite plástico. La segunda se refiere a estructuras esbeltas que sufren importantes esfuerzos de compresión y generan esfuerzos de segundo orden. (Rodríguez, 2010)

El comportamiento no lineal exige una definición completa de la estructura, tanto de la geometría como de las armaduras de todas las secciones e implica el uso de un tratamiento de seguridad diferente. Es un análisis más complejo que el análisis lineal y permite que la estructura teórica se comporte de una forma más cercana a la realidad. Es importante resaltar que sin importar el análisis seleccionado, no hay que olvidar el estudio de zonas locales que pudiera ser que no se comporte como el resto de la estructura y hay que presarle mayor atención y dedicarle mayor tiempo de análisis. (Rodríguez, 2010)

Los análisis no lineales son recomendados especialmente para realizar análisis de edificios que cuentan con irregularidades como muros de corte con agujeros o no continuos, este tipo de análisis es utilizado

principalmente en edificaciones sin respuestas modales altas. El análisis no lineal es recomendado principalmente para edificaciones en las que no es factible realizar un análisis lineal. (FEMA, 1997)

Los análisis estáticos no lineales son utilizados para estructuras en las cuales los modos de vibración altos no son significativos. Para determinar lo anterior es necesario realizar un análisis modal con el espectro de respuesta, utilizando suficientes modos de vibración para capturar el 90% de la masa en la participación. (FEMA, 1997)

A pesar que un análisis elástico puede brindar información acerca de la capacidad elástica de una estructura e indica en donde ocurre la primera deformación plástica, no es capaz de predecir el mecanismo de falla de la misma, al igual que la redistribución de esfuerzos durante el incremento progresivo de las deformaciones plásticas. Los análisis inelásticos permiten acercarse más a la realidad del verdadero comportamiento de las estructuras, al identificar modos de falla y el potencial para que ocurran colapsos progresivos. (FEMA, 1997)

Los análisis inelásticos se realizan para el diseño y revisión de estructuras en un intento para ayudar a los diseñadores e ingenieros a comprender de mejor forma como las estructuras se comportarán al estar sujetas a fuerzas sísmicas mayores, en situaciones en las que se asume que la capacidad elástica de la estructura será sobrepasada. (FEMA, 1997)

En la actualidad el método más básico para realizar un análisis no lineal es el análisis no lineal en el historial de tiempo, este método es considerado complejo y su uso no es práctico. Existen otros métodos de análisis no lineal simplificados que permiten obtener resultados aceptables y no tienen un nivel de complejidad tan alto como el último método mencionado. (ATC-40, 1996)

A pesar que un análisis elástico brinda buenos indicadores de la capacidad elástica de estructuras y es capaz de indicar donde ocurre la primera rótulo plástica mas no puede predecir el mecanismo de falla y tampoco toma en cuenta la redistribución de fuerzas durante la deformación progresiva de la estructura. El análisis inelástico ayuda a demostrar como funciona en realidad una estructura al identificar modos de falla y el potencial que hay para un colapso progresivo. El uso de procedimientos inelásticos en el proceso de revisión de estructuras es un esfuerzo que permite a los ingenieros comprender de mejor forma como las estructuras se comportarían durante un sismo, en donde se asume que la capacidad elástica será sobrepasada. (ATC-40, 1996)

## F. Análisis modal pushover

Chopra y Goel en 2001 realizaron la publicación de “A modal pushover procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation” la cual presenta una combinación entre las metodologías de análisis estático no lineal y dinámico no lineal. En un principio del procedimiento se realiza un análisis estático no lineal para evaluar la capacidad por modo, posteriormente a todo el sistema de N grados de libertad se le realiza una reducción a N sistemas de un solo grado de libertad, a los cuales se

les aplica una acción sísmica, para luego encontrar un desempeño de la estructural total mediante la combinación de todos los aportes modales. (Chopra,2001)

La estimación de demandas sísmicas a niveles de desempeño bajo como lo son el nivel de prevención de colapso o seguridad de vida, requiere de consideraciones explícitas del comportamiento inelástico de una estructura. Las demandas sísmicas de la estructura son obtenidas por un análisis estático no lineal de la misma, sujeta a incrementos periódicos de la carga lateral sin variar la distribución por nivel de las mismas cargas. (Chopra,2001)

Tanto la fuerza de distribución como el desplazamiento que está siendo registrado se basan en asumir que la respuesta es controlada por el modo de vibración fundamental y que la forma modal de la estructura permanece igual, incluso después de alcanzar una deformación significativas. (Chopra,2001)

El comportamiento mencionado en el párrafo anterior se basa en aproximaciones, pero son aceptables según investigaciones realizadas con anterioridad. Estas predicciones al comportamiento de estructuras son más aplicables a estructuras de baja o mediana altura, ya que la acción inelástica de la estructura es distribuida a lo largo de toda la altura del edificio. (Chopra,2001)

Ninguna de las fuerzas que no varían de distribución, puede contar con la contribución de mayores modos de vibración o a la redistribución de esfuerzos en la estructura debido a las deformaciones en distintos elementos y los cambios que causan a las propiedades en la vibración de la estructura. (Chopra,2001)

Debido a estas limitantes, muchos investigadores han propuesto distribuciones de fuerzas que se adaptan de una forma más cercana al comportamiento real de la estructura y la variación entre las distribuciones de fuerzas inerciales y el tiempo. Estas estimaciones puede que permitan evaluar un desempeño sísmico de una forma más certera, pero son complicadas conceptualmente y a nivel computacional requiere de una demandante práctica en la rutina de ingeniería estructural. (Chopra,2001)

La base de este procedimiento se encuentra en seleccionar un desplazamiento objetivo, el cual representa el máximo desplazamiento que puede experimentar la estructura durante el sismo de diseño. Debido a que el modelo matemático utilizado cuenta efectos en el material para su estado inelástico, los esfuerzos internos calculados son aproximados a los esfuerzos esperados durante el sismo de diseño. (FEMA, 2000)

La selección del nodo de control, patrón de la fuerza de carga lateral, la determinación del periodo aproximado de la estructura y el procedimiento de análisis deben cumplir con la sección 3.3.3.2 de "*FEMA 356 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings.*". (FEMA, 2000)

La relación entre el corte basal en la base y los desplazamientos laterales del nodo de control deben ser establecidos para desplazamientos del nodo de control en el rango de 0% a 150% del desplazamiento en el nodo objetivo. (FEMA, 2000)

La componente de cargas gravitacionales debe ser incluido en el modelo matemático como parte de la combinación de cargas laterales como es especificado en la sección 3.2.8 de “*FEMA 356 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings.*”. Las cargas laterales deben ser aplicadas tanto en la dirección positiva como en la dirección negativa, y lo máximos efectos sísmicos deben ser utilizados para el diseño. El modelo de diseño debe ser discretizado para representar la respuesta entre la respuesta carga-deformación de cada componente en todo lo largo de la estructura para identificar la acción inelástica. (FEMA, 2000)

Todos los elementos primarios y secundarios del sistema constructivo, clasificados en la sección 2.4.4.2 de “*FEMA 356 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings.*”. Deben ser incluidos en el modelo tal y como es especificado en la sección 3.2.2.3 de la misma publicación. El comportamiento entre la fuerza y el desplazamiento de todos los componentes debe ser incluido explícitamente en el modelo incluyendo curvas con la degradación de la fuerza y resistencia residual, en el caso de existir. (FEMA, 2000)

Según la sección de “*FEMA 356 Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings.*” los elementos y componentes primarios deben ser evaluados para fuerza inducidas por sismo y deformaciones en combinación con los efectos de la carga gravitacional. Los elementos y componentes secundarios deben ser evaluados para deformaciones inducidas por el sismo en combinación con las fuerzas de carga gravitacional. (FEMA, 2000)

Los modelos matemáticos realizados para el análisis lineal deben incluir la rigidez y resistencia únicamente de los componentes y elementos primarios. En el caso que el total de la resistencia lateral de los elementos y componentes secundarios exceda el 25% de la rigidez inicial de los elementos primarios, algunos de los elementos secundarios pueden ser reclasificados como primarios para reducir el valor por debajo del 25%. Si la exclusión de los elementos secundarios reduce las demandas de fuerza o deformación en los elementos primarios, los elementos secundarios deberán incluirse en el modelo. (FEMA, 2000)

El modelo matemático en el uso de procedimientos no lineales debe incluir la rigidez y resistencia tanto de los elementos y componentes primarios y secundarios. La degradación en la fuerza y rigidez de elementos primarios y secundarios debe ser modelada explícitamente. Según la sección 3.3.3.2.1 de *FEMA 256* únicamente los elementos y componentes primarios deben ser incluidos en el modelo y la degradación no debe ser modelada. (FEMA, 2000)

Elementos no estructurales deben ser incluidos en modelos matemáticos si su rigidez lateral excede el 10% de la inercia lateral del nivel. Los componentes y elementos no deben ser designados como primarios o secundarios para cambiar la configuración de un edificio de irregular a regular. (FEMA, 2000)

También puede ser utilizado un sistema simplificado de análisis estático no lineal. El cual incluye un modelado únicamente de los elementos primarios del sistema de resistencia lateral, la relación fuerza-desplazamiento de tales elementos es bilineal. (FEMA, 2000)

Es importante que al ser utilizado el método simplificado de análisis estático no lineal se preste atención para evitar que al remover elementos secundarios del modelo, no se altere la regularidad de la estructura, alterando de esta forma su respuesta dinámica. En el orden de obtener las deformaciones de elementos secundarios, se recomienda incluirlos en el modelo con una rigidez despreciable, para obtener las demandas de las deformaciones sin alterar significativamente la respuesta general de la estructura. (FEMA, 2000)

El nodo de control para el desplazamiento de la estructura debe estar localizado en el centro de masa del nivel de techo. Para estructuras que cuentan con penthouse, el nodo de control se deberá ubicar en este nivel. El desplazamiento en el nodo de control se deberá calcular con las cargas laterales aplicadas en la estructura. (FEMA, 2000)

Las cargas laterales deberán ser aplicadas a la estructural de una forma proporcional a la distribución de fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma por nivel. Las cargas laterales en la estructura sufren variaciones continuas durante el sismo, debido a los cambios en la rigidez y deformación de los elementos que componen la estructura. El uso de más de una carga lateral se aplica para simular con mayor precisión un efecto dinámico en la estructura. (FEMA, 2000)

Las cargas laterales deben ser aplicadas en el modelo en proporción a cada nivel como se mencionó en el párrafo anterior, para todos los análisis se deben escoger al menos dos de los siguientes patrones. Uno de cada uno de los grupos:

1. Un patrón modal seleccionado de los siguientes:

1.1 Una distribución vertical proporcional a los valores de  $C_{vx}$  dados en la siguiente ecuación. Esta distribución es permitida únicamente cuando más del 75% del total de la masa participa en el primer de vibración en la dirección que se está considerando, y la distribución uniforme es también utilizada. (FEMA, 2000)

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

1.2 Una distribución vertical proporcional a la forma del primer modo de vibración en la dirección bajo consideración. Esta distribución únicamente puede ser utilizada únicamente cuando más del 75% del total de la masa participa en este modo de vibración. (FEMA, 2000)

1.3 Una distribución vertical proporcional a la distribución de corte por nivel calculada combinando las respuestas modales de un análisis de respuesta espectral del edificio, incluyendo los suficientes modos de vibración para capturar el 90% del total de la masa de la estructura y usando el espectro del suelo apropiado. Esta distribución debe ser utilizada cuando el periodo del modo principal de vibración sea mayor a un segundo. (FEMA, 2000)

2. Un segundo patrón debe ser seleccionado de los siguientes:

- 2.1 Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada nivel. (FEMA, 2000)
- 2.2 Una distribución adaptable que cambia con respecto al desplazamiento de la estructura. La distribución adaptable debe ser modificada de la distribución original de carga usando un procedimiento que considera las propiedades de ductilidad de la estructura. (FEMA, 2000)

En resumen son dos los elementos esenciales en el momento de realizar un análisis pushover, la demanda y la capacidad. La demanda es la representación de la aceleración sísmica del suelo y la capacidad es la representación de la estructura para resistir esta demanda sísmica. El desempeño de la estructura se encuentra al determinar la relación que hay entre la capacidad y la demanda, en otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas sísmicas mediante su capacidad. (FEMA, 2000)

La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los elementos individuales que la componen. El método pushover utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales sobrepuestos para estimar un diagrama de capacidad fuerza contra desplazamiento para la estructura general. (FEMA, 2000)

La demanda de la estructura se refiere a los desplazamientos de la misma. Las aceleraciones en el suelo durante un sismo producen desplazamientos horizontales que pueden variar con el tiempo. (FEMA, 2000)

El desempeño se obtiene una vez que se cuenta con la curva de capacidad y los desplazamientos. El chequeo de desempeño verifica que los elementos tanto estructurales como no estructurales no se encuentren dañados más allá de los límites. (FEMA, 2000)

## G. Ventajas y limitantes del análisis pushover

El análisis modal pushover cuenta con beneficios para ser considerado al momento de realizar una revisión a una estructura, ya sea para conocer únicamente la condición de la misma o si es necesario realizar una rehabilitación debido a alguna falla puntual en la estructura.

Entre las ventajas se cuenta con que es un método relativamente simple de realizar, no requiere de un espacio de tiempo de meses para realizarse, ya que con las herramientas, conocimientos necesarios y planos de la estructura se puede realizar en un periodo de tiempo reducido a comparación de otros análisis.

Se debe conocer cuál es la condición actual de la estructura y contar con un juego de planos final, para realizar el modelado de la estructura lo más similar a la realidad, ya que este análisis requiere de lo anterior para brindar resultados realistas.

Este método de análisis se debe aplicar únicamente a estructuras que cuenten con una distribución geométrica redundante, tanto horizontal como vertical, debe ser una estructura con una distribución de masa y de rigidez regular, que cumpla con las características para ser realizado un análisis estático. Para

obtener resultados significativos es necesario que el 90% de la masa participe en el primer modo de vibración, de esta forma se podrá catalogar la estructura como apta para realizar el análisis pushover.

Es necesario realizar ensayos para determinar la resistencia del concreto en la estructura, como se ha mencionado no son relevantes los datos del diseño de la estructura, sino los datos de la situación actual de la misma. En el caso que la edificación fuera objeto en el pasado de remodelaciones o de ampliaciones, es necesario contar con la información de los trabajos realizados para que sean tomados en cuenta en el momento del modelado de la estructura.

La aplicación del método pushover se debe descartar en caso que la estructura no cuente con planos finales o modificaciones que se hayan realizado sin quedar registro. Se pueden realizar ensayos para determinar la situación de la estructura, pero el costo puede incrementarse significativamente, por lo que en caso la estructura cuente con un riesgo se recomienda investigar otros métodos para llevar a cabo una rehabilitación.

## H. Estructuras a las que aplica el método pushover

El método de revisión de estructuras pushover es aplicable para realizar la revisión de edificaciones, a las cuales se quiere realizar una rehabilitación, para determinar cuales son los principales puntos de riesgo en la estructura. Además puede ser utilizado como un complemento durante el procedimiento de diseño, a pesar de no ser un procedimiento de diseño como tal.

Por ser un método estático, tiene limitantes en el tipo de estructuras a las cuales se puede aplicar. Para aplicar el método de revisión pushover la estructura debe tener una forma regular, con una distribución de masa y de carga que no tenga excentricidades altas, la estructura debe contar con redundancia tanto vertical como horizontal, tener una geometría que tienda a ser rectangular sin ser esbelta, es decir que la relación entre el ancho y largo de la estructura no sea mayor de tres a uno.

Se requiere para obtener resultados aplicables, que la estructura involucre en su comportamiento el 90% de la masa en su primer modo de vibración, de esta forma podrá ser catalogada como una estructura a la que es aplicable el análisis estático y por lo tanto un análisis pushover es factible.

## V. MARCO PRÁCTICO

### A. Descripción de la edificación utilizada para hacer el análisis pushover

Se realizó la prueba pushover en una estructura de marcos de concreto reforzado de tres niveles, el primero con una altura de 3.5m, el segundo y tercero con una altura de 3m. La estructura se encuentra localizada en la Ciudad de Guatemala, fue construida en los años 90's y se utiliza actualmente como parqueo de vehículos livianos. La estructura cuenta con regularidad geométrica tanto vertical como horizontalmente, es decir que es simétrica en ambos sentidos, además su distribución de masa también es regular y cuenta con las características necesarias para realizar el análisis mencionado anteriormente.

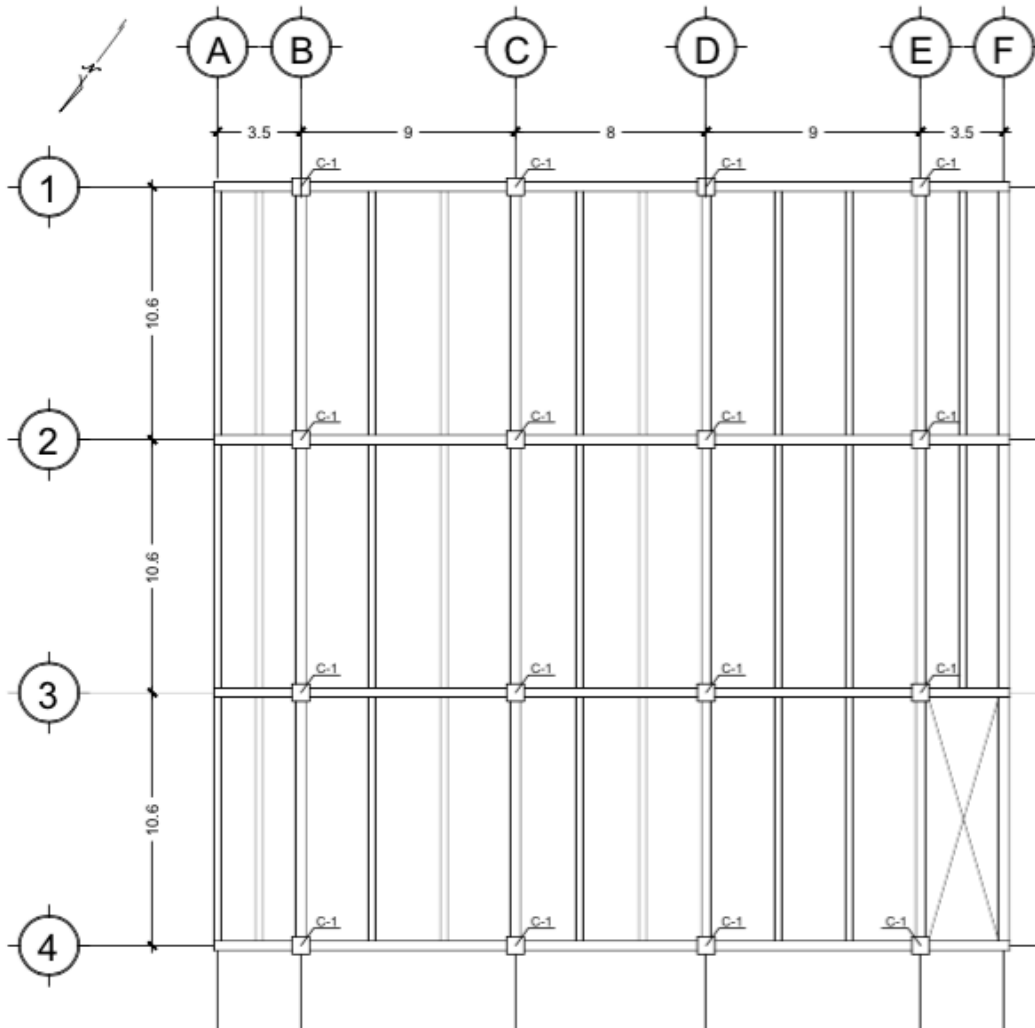
Se cuenta con la información acerca de la estructura actual de la edificación. Es decir, con el diseño de columnas, vigas y materiales utilizados en la construcción de la misma. Es importante resaltar que a pesar de contar con la información de diseño, puede que durante la construcción se hayan realizado cambios que no quedaron registrados en planos luego de la construcción.

La estructura cuenta con seis ejes en el sentido x y cuatro ejes en el sentido y. En el sentido "x" los ejes son letras y en el sentido "y" los ejes son números. Se realizó un pushover en dos dimensiones, aplicando el procedimiento a un eje en el sentido "x" y un eje en el sentido "y". La selección de los ejes con los que se trabajó, fueron los ejes con mayor demanda en la estructura. En el sentido de ejes letra se seleccionó el eje "D" y en el sentido de ejes número se seleccionó el eje "2".

La estructura se encuentra aislada en la actualidad de otras estructuras. Es decir que no cuenta con la presencia de edificios alrededor de la misma. Tampoco cuenta con taludes que pongan en riesgo a la edificación. En el sentido de ejes letra se cuenta con voladizos de ambos lados de 3.5m.

Se cuenta con información proveniente de los planos de la estructura, en donde se hace mención a los materiales utilizados. Como es común en construcciones de edificios, los materiales no siempre cuentan con la misma uniformidad en toda la estructura. Por lo anterior y al no realizar ensayos de materiales en la estructura, se asume que todos los materiales de la edificación cuentan con las características que se mencionan en los planos las cuales son: resistencia del concreto de 4,000 psi y acero de refuerzo de 60 ksi.

Figura 1 Planta general de la edificación analizada



## B. Ubicación de la edificación y repercusiones sísmicas de la misma

La edificación diseñada se encuentra en la Ciudad de Guatemala, la figura 4-1 de AGIES en la Norma de Seguridad Estructural 2 permite identificar  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  los cuales son respectivamente la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo de sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés, es decir sin tomar en cuenta la influencia del suelo que se encuentra en el basamento. Es importante la ubicación de la estructura debido a que esta ubicación tendrá influencia en el espectro de demanda que será utilizado en el análisis pushover.

Se asume que el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura es “D”, el cual es clasificado como suelo firme y rígido. Esta clasificación de suelo es utilizada cuando no se tiene detalle suficiente para clasificar el suelo y se desconocen parcialmente las propiedades del perfil del suelo.

## C. Espectro de diseño para la Ciudad de Guatemala

Ya que la edificación que fue analizada se encuentra en la Ciudad de Guatemala, es necesario contar con el espectro de diseño de la misma. De esta forma determinar cual será la demanda a la que se someterá la estructura en el momento de ser afectada por un sismo. Este espectro de diseño es aplicado en el programa SAP2000 para obtener el punto de desempeño de la estructura. Esto recordando que el análisis pushover es un análisis que devuelve como resultado un punto de desempeño; el cual representa la relación que hay entre la demanda y la capacidad de la estructura.

Se ubica en el mapa de Zonificación Sísmica para la República de Guatemala (Figura 4-1 de AGIES NSE 2) la zona en la cual está presente la estructura. En este caso la estructura se encuentra localizada en la Ciudad de Guatemala, por lo que los valores seleccionados son los siguientes:

$$S_{cr} = 1.50g$$

$$S_{1r} = 0.55g$$

Luego se clasifica del suelo según la tabla para la “Guía para clasificación de Sitio” (Tabla 4-4 de AGIES NSE 2) . Para la estructura trabajada se seleccionó un suelo tipo D, el cual está presente en la mayor parte del casco urbano de la Ciudad de Guatemala.

Determinación de los parámetros de aceleración.  $F_a$  es el coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos y se obtuvo de la tabla 4-2 de AGIES.  $F_v$  es el coeficiente de sitio para periodos largos y se obtuvo de la tabla 4-3 de AGIES.

$$F_a = 1.00$$

$$F_v = 1.50$$

Los factores por proximidad de las amenazas especiales  $F_a$  y  $F_v$  se determinan como 1.0 debido a que por la información con la que se cuenta, la estructura se encuentra a más de 10km de distancia de una falla de importancia, considerada especial. Lo cual da como resultado la siguiente información:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a = 1.5$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v = 0.83$$

Para un sismo ordinario, el factor de escala utilizado para el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años fue de  $K_d = 0.66$ . Por lo que el ajuste del espectro calibrado al nivel de diseño requerido dio como resultado:

$$S_{cd} = S_{cs} * K_d = 1.00$$

$$S_{d1} = S_{1s} * K_d = 0.55$$

Se calcula el periodo de transición según la ecuación 4-3 de AGIES NSE 2:

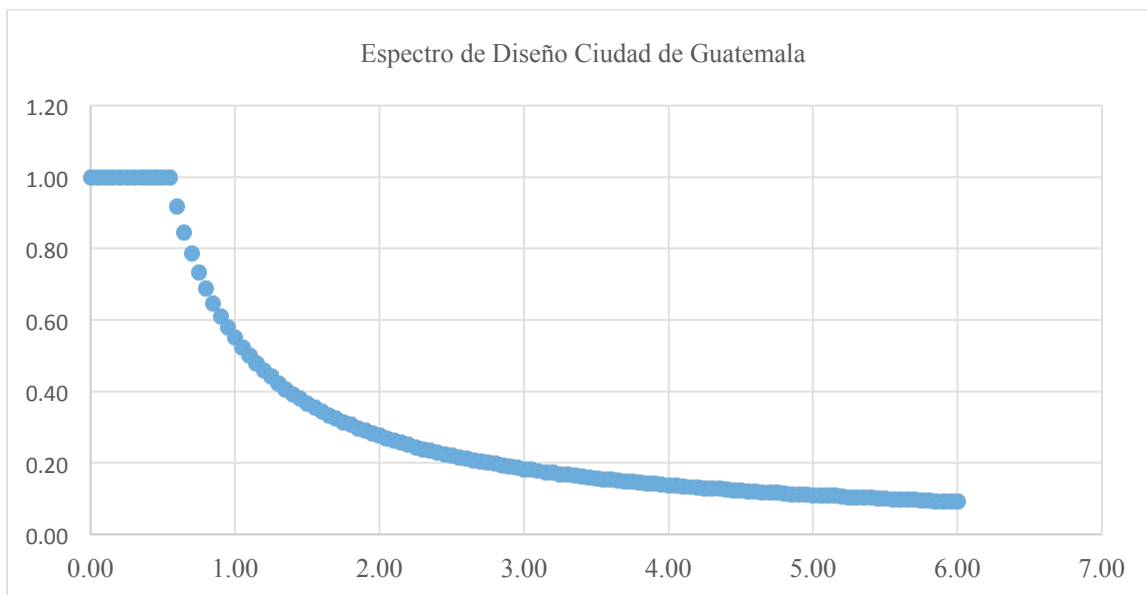
$$T = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.55$$

Para el espectro de diseño se realiza una gráfica de periodo contra aceleración, en la cual el valor de aceleración varía dependiendo del tiempo del periodo y su relación con el periodo de transición, en el inciso 4.3.4.2 de la NSE 2 de AGIES se establece lo siguiente:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T < T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \quad \text{si } T > T_s$$

**Gráfico 1 Espectro de diseño para la Ciudad de Guatemala**



## D. Cálculo del coeficiente sísmico de la estructura analizada

Es necesario calcular el cortante sísmico de la estructura para determinar, ya que de este factor depende la carga horizontal que se aplica a la edificación debido a un sismo.

**Cuadro 1 Parámetros iniciales según el mapa de zonificación sísmica de Guatemala**

<b>PASO 1</b>	<b>PARÁMETROS INICIALES SEGÚN EL MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE GUATEMALA</b>	
	Departamento:	<b>Guatemala</b>
	Municipio:	<b>Guatemala</b>
	$S_{CR} =$	<b>1.5</b>
	$S_{1R} =$	<b>0.55</b>

Según el mapa de zonificación sísmica ubicado en AGIES NSE 2 (Figura 4-1), los valores de la ordenada espectral y la ordenada espectral con periodo de 1 segundo de sismo extremo para la Ciudad de Guatemala se obtuvieron los valores de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  representados en el cuadro anterior.

**Cuadro 2 Ajuste de parámetros por clase de sitio.**

<b>PASO 2</b>	<b>AJUSTE DE PARÁMETROS POR CLASE DE SITIO</b>	
	$F_a =$	<b>1</b>
	$F_v =$	<b>1.5</b>
	$S_{MS} = S_{cr} * F_a$	<b>1.5</b>
	$S_{1S} = S_{1r} * F_v$	<b>0.825</b>

Los factores  $F_a$  y  $F_v$  se obtuvieron de la tabla 4-2 y 4-3 respectivamente de la Norma de Seguridad Estructural 2 de AGIES. Estos factores indican el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y el coeficiente de sitio para períodos de vibración largos.

**Cuadro 3 Parámetros de aceleración del suelo para diseño.**

<b>PASO 3</b>	<b>PARÁMETROS DE ACELARACIÓN DEL SUELO PARA DISEÑO</b>				
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center;"><math>S_{DS} = 0.66 * S_{ms}</math></td> <td style="text-align: center;"><b>1</b></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>S_{1D} = 0.66 * S_{1S}</math></td> <td style="text-align: center;"><b>0.55</b></td> </tr> </table>	$S_{DS} = 0.66 * S_{ms}$	<b>1</b>	$S_{1D} = 0.66 * S_{1S}$	<b>0.55</b>
$S_{DS} = 0.66 * S_{ms}$	<b>1</b>				
$S_{1D} = 0.66 * S_{1S}$	<b>0.55</b>				

Se aplicó un factor de escala ( $K_D$ ) el cual es de sismo ordinario, que se refiere a un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Los calores del Cuadro 3, son los valores del espectro calibrado al nivel de diseño.

**Cuadro 4 Categoría de riesgo de la edificación.**

<b>PASO 4</b>	<b>CATEGORÍA DE RIESGO</b>						
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center;">Importancia de la obra:</td> <td style="text-align: center;"><b>III</b></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Ie =</td> <td style="text-align: center;"><b>1.25</b></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Categoría de Riesgo =</td> <td style="text-align: center;"><b>D</b></td> </tr> </table>	Importancia de la obra:	<b>III</b>	Ie =	<b>1.25</b>	Categoría de Riesgo =	<b>D</b>
Importancia de la obra:	<b>III</b>						
Ie =	<b>1.25</b>						
Categoría de Riesgo =	<b>D</b>						

**Cuadro 5 Valores de diseño según el tipo de estructura**

<b>PASO 5</b>	<b>VALORES DE DISEÑO SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA</b>	
<b>EJE X</b>	Sistema de Resistencia Lateral	<b>D. SISTEMA DE MARCOS A MOMENTO</b>
	<b>3. Marcos especiales a momento de concreto reforzado</b>	
	R	<b>8</b>
	$\Omega_r$	<b>3</b>
	Cd	<b>5.5</b>

<b>EJE Y</b>	Sistema de Resistencia Lateral	<b>D. SISTEMA DE MARCOS A MOMENTO</b>	
	<b>3. Marcos especiales a momento de concreto reforzado</b>		
	R	<b>8</b>	
	$\Omega_r$	<b>3</b>	
	$C_d$	<b>5.5</b>	

El valor R se refiere al factor genérico de reducción de respuesta sísmica, el cual se encuentra localizado en la tabla 1-1 de la Norma de Seguridad Estructural 3 de AGIES, acompañado de  $\Omega_r$  que es el factor de sobre-resistencia utilizado para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura y  $C_D$  que es el factor de amplificación de desplazamiento post-elástico.

**Cuadro 6 Cálculo del coeficiente sísmico**

<b>PASO 6</b>	<b>CÁLCULO DEL COEFICIENTE SISMICO</b>
-------------------	--

	X	Y
$C_s = SDS/(R/I_e) =$	0.156	0.156
SDS =	1	1
R =	8	8
$I_e =$	1.25	1.25

Cálculo del $C_s$ mínimo
--------------------------

	X	Y
$C_s \text{ min} =$	0.055	0.055
$0.044 * SDS * I_e =$	0.055	0.055
$0.5 * S1D / (R/I_e) =$	0.04296875	0.04296875

Cálculo del $C_s$ máximo
--------------------------

$T_L =$	<b>8</b>	s
---------	----------	---

	X	Y
$T_a = C_u * C1 * h^x =$	0.4949	0.4949
$C_u =$	<b>1.4</b>	<b>1.4</b>
$C1 =$	<b>0.016</b>	<b>0.016</b>
$h \text{ (ft)} =$	<b>31.16</b>	<b>31.16</b>
$x =$	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>

	X	Y
Cs max =	0.174	0.174
S1D/(T*(R/Ie)) =	0.174	0.174
S1D*T <sub>L</sub> /(T <sup>2</sup> *(R/Ie)) =	2.807	2.807

Se establecen los valores de Cs máximo y mínimo, además de calcular el valor de Cs con las características particulares de la estructura. Esto se realizó utilizando el código ASCE 7-10.

**Cuadro 7 Resumen de resultados de Cs.**

Coeficiente	EJE X	EJE Y
Cs	0.156	0.156
Cs min	0.055	0.055
Cs max	0.174	0.174
<b>Cs</b>	<b>0.15625</b>	<b>0.1563</b>

Con los valores mínimos, máximos y calculados de Cs se determina el uso del Cs calculado para ambos ejes, ya que el valor de Cs se encuentra entre el mínimo y máximo.

## E. Integración de peso propio de la estructura

**Cuadro 8 Integración del peso propio de los elementos estructurales en el primer nivel de la estructura**

INTEGRACIÓN DE CARGA MUERTA						NIVEL 1		
						<b>h</b>	<b>3.5</b>	
No.	Elemento	Descripción	Área	ML Elemento	Peso (Kg)	WDL TON	TOTAL (Ton)	%
1	Losa	t=0.12m	1,049	0	302,227	302		0.40
2	Viga Secundaria	0.3mx0.76m	0	307	168,209	168		0.22
3	Viga Principal 0.9	0.4mx0.9m	0	127	109,901	110	754	0.15
4	Viga Principal 0.85	0.4mx0.85m	0	132	107,712	108		0.14
5	Columnas	0.7mx0.7m	0	56	65,856	66		0.09

El peso de los elementos repercute directamente en la carga lateral que se aplica a la estructura, por lo que es necesario obtener el peso propio de los elementos. Este se obtiene asumiendo que el concreto tiene una densidad de 2400kg/m<sup>3</sup> y conociendo las dimensiones de los mismos. Como se observa en el cuadro 8., se trabaja la losa por medio de su área, mientras que los elementos de vigas y columnas por medio de su longitud. El peso varía en el primer nivel a diferencia del segundo y tercero, debido a que la altura del primer nivel es de 3.5m mientras que en los otros niveles es de 3m.

**Cuadro 9 Integración del peso propio de los elementos estructurales en el segundo nivel de la estructura.**

INTEGRACIÓN DE CARGA MUERTA							NIVEL 2	
							h	3
No.	Elemento	Descripción	Área	ML Elemento	Peso (Kg)	WDL TON	TOTAL (Ton)	%
1	Losa	t=0.12m	1,049	0	302,227	302		0.41
2	Viga Secundaria	0.3mx0.76m	0	307	168,209	168		0.23
3	Viga Principal 0.9	0.4mx0.9m	0	127	109,901	110	744	0.15
4	Viga Principal 0.85	0.4mx0.85m	0	132	107,712	108		0.14
5	Columnas	0.7mx0.7m	0	48	56,448	56		0.08

**Cuadro 10 Integración del peso propio de los elementos estructurales en el tercer nivel de la estructura.**

INTEGRACIÓN DE CARGA MUERTA							NIVEL 3	
							h	3
No.	Elemento	Descripción	Área	ML Elemento	Peso (Kg)	WDL TON	TOTAL (Ton)	%
1	Losa	t=0.12m	1,049	0	302,227	302		0.41
2	Viga Secundaria	0.3mx0.76m	0	307	168,209	168		0.23
3	Viga Principal 0.9	0.4mx0.9m	0	127	109,901	110	744	0.15
4	Viga Principal 0.85	0.4mx0.85m	0	132	107,712	108		0.14
6	Columnas	0.7mx0.7m	0	48	56,448	56		0.08

Se realiza al igual que en el primer nivel el cálculo del peso del segundo y tercer nivel, el cual es el mismo, debido a contar con la misma arquitectura. Es importante tomar en cuenta que este es únicamente el cálculo del peso propio de la estructura, no se toma en cuenta la carga muerta sobrepuesta ni la carga viva en este proceso.

## F. Procedimiento para calcular el cortante basal de la estructura analizada

Cuadro 11 Cálculo de carga sísmica para la edificación calculada.

CÁLCULO DE CARGA SÍSMICA										
Nivel	OCUPACIÓN	PP Ton	DL Ton/ m <sup>2</sup>	LL Ton/ m <sup>2</sup>	Área m <sup>2</sup>	DL Ton	%LL	%LL Ton	WS Ton	WS Kips
Nivel 3	PARQUE O	753.9 1	0.020	0.200	1049. 40	20.9 88	25.00 %	52.47	806.38	1612.750 56
Nivel 2	PARQUE O	744.5 0	0.020	0.200	1049. 40	20.9 88	25.00 %	62.96 4	807.4612	1614.922 56
Nivel 1	PARQUE O	744.5 0	0.020	0.200	1049. 40	20.9 88	25.00 %	52.47	796.9672	1593.934 56
<b>Σ WS</b>									<b>2410.803</b>	<b>4821.607</b>
=									<b>84</b>	<b>68</b>

Mediante el cálculo del peso propio se procede a realizar el cálculo de la carga sísmica, el cual se obtuvo mediante la suma de las cargas en la estructura, asumiendo en este caso que se encuentra un 25% de la carga viva en el momento del sismo en la estructura, ya que asumir un 100% castigaría mucho a la misma.

Cuadro 12 Cálculo de cortante para el eje x de la estructura analizada.

Coeficiente K	
<b>K =</b>	<b>1.00</b>
T =	0.37
K <sub>calc</sub> =	0.93

CORTANTE PARA EL EJE X											
Nivel	h <sub>i</sub> m	h <sub>b</sub> m	h <sub>i</sub> ft	h <sub>b</sub> ft	W kips	W h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	C <sub>v</sub>	V <sub>nivel</sub> KIPS	V <sub>acnive</sub> 1 KIPS	V <sub>nivel</sub> Ton	V <sub>acnive</sub> 1 Ton
Nivel 3	9.	5	11.4	31.1	1612.7505	50253.3	0.5	175.6		193.7	
	3	5	8	6	6	1	1	5	175.65	2	193.72
Nivel 2	6.	5		19.6	1614.9225	31781.6	0.3	111.0		122.5	
	3	5	9.84	8	6	8	3	9	286.74	1	316.23
Nivel 1	3.	5		9.84	1593.9345	15684.3	0.1				
	5	5	9.84	9.84	6	2	6	54.82	341.56	60.46	376.69
<b>Σ =</b>					<b>97719.3</b>	<b>1.0</b>	<b>0</b>	<b>341.5</b>		<b>376.6</b>	<b>9</b>

Mediante el peso sísmico que se obtuvo en el paso anterior, se realiza una distribución del cortante basal para cada uno de los niveles del eje x. Se utiliza el valor  $K=1$ , debido a que es el valor mínimo, el cual es más grande que el  $K_{calc}$  que tuvo como resultado 0.93.

**Cuadro 13 Cálculo de cortante para el eje y de la estructura analizada**

<b>Coefficiente K</b>
-----------------------

<b>K =</b>	<b>1.00</b>
T =	0.37
$K_{calc}$	0.93

<b>CORTANTE PARA EL EJE Y</b>
-------------------------------

Nivel	$h_i$ m	$h_b$ m	W kips	$W h_i^k$	$C_v$	$V_{nivel}$ KIPS	$V_{ac_{nivel}}$ KIPS	$V_{nivel}$ Ton	$V_{ac_{nivel}}$ Ton
Nivel 3	3	9.5	1612.75056	15321.130	0.514	175.65	175.65	193.72	193.72
Nivel 2	3	6.5	1614.92256	9689.535	0.325	111.09	286.74	122.51	316.23
Nivel 1	3.5	3.5	1593.93456	4781.804	0.161	54.82	341.56	60.46	376.69
			$\Sigma =$	<b>29792.47</b>	1.00	<b>341.56</b>		<b>376.69</b>	

Se realiza el mismo procedimiento para determinar la distribución de cortante por nivel en la estructura en el eje y.

## G. Cálculo del centro de masa de la estructura

Cuadro 14 Cálculo del centro de masa de la estructura analizada.

ELEMENTO	Wi Kg	X m	Y m	X*Wi m	Y*Wi m
Losa	533,400.0	16.5	15.9	8,801,100.0	8,481,060.0
Viga Secundaria Eje A	17,401.0	0.0	15.9	0.0	276,675.3
Viga Secundaria Eje A'	17,401.0	1.8	15.9	30,451.7	276,675.3
Viga Secundaria Eje B'	17,401.0	6.5	15.9	113,106.2	276,675.3
Viga Secundaria Eje B''	17,401.0	9.5	15.9	165,309.1	276,675.3
Viga Secundaria Eje C'	17,401.0	15.2	15.9	263,798.6	276,675.3
Viga Secundaria Eje C''	17,401.0	17.8	15.9	310,259.1	276,675.3
Viga Secundaria Eje D'	17,401.0	23.5	15.9	408,922.6	276,675.3
Viga Secundaria Eje D''	17,401.0	26.5	15.9	461,125.4	276,675.3
Viga Secundaria Eje E'	11,600.6	31.3	21.2	362,520.0	245,933.6
Viga Secundaria Eje F	17,401.0	33.0	15.9	574,231.7	276,675.3
Viga Principal B	27,475.2	3.5	15.9	96,163.2	436,855.7
Viga Principal C	27,475.2	12.5	15.9	343,440.0	436,855.7
Viga Principal D	27,475.2	20.5	15.9	563,241.6	436,855.7
Viga Principal E	27,475.2	29.5	15.9	810,518.4	436,855.7
Viga Principal 1	26,928.0	16.5	31.8	444,312.0	856,310.4
Viga Principal 2	26,928.0	16.5	21.2	444,312.0	570,873.6
Viga Principal 3	26,928.0	16.5	10.6	444,312.0	285,436.8
Viga Principal 4	26,928.0	16.5	0.0	444,312.0	0.0
Columnas B	16,464.0	3.5	15.9	57,624.0	261,777.6
Columnas C	16,464.0	12.5	15.9	205,800.0	261,777.6
Columnas D	16,464.0	20.5	15.9	337,512.0	261,777.6
Columnas E	16,464.0	29.5	15.9	485,688.0	261,777.6
$\Sigma=$	<b>985,078.1</b>			<b>16,168,059.6</b>	<b>15,724,224.9</b>

$X_{CM} =$	<b>16.4</b>	<b>m</b>
$Y_{CM} =$	<b>16.0</b>	<b>m</b>

La edificación analizada cuenta con una arquitectura igual en los tres niveles, por lo que su centro de masa es el mismo en los tres casos. Los puntos que se obtuvieron como coordenadas en x y y del centro de masa se encuentran referenciados desde la parte inferior izquierda de la estructura, es decir en la intersección del eje "4" y eje "A".

## H. Cálculo del centro de rigidez de la estructura y carga lateral por eje.

Cuadro 15 Cálculo de rigidez para los marcos del eje x

EJE X		
<b>K1 =</b>	<b>291,424.52</b>	<b>lb/in</b>
Ec =	3,611,321.09	psi
hi =	137.80	in
COLUMNA		
<b>∑Kc =</b>	<b>976.79</b>	<b>lb/in</b>
kc =		
Ic/Lc =	244.20	lb/in
Ic =	33,649.15	in <sup>4</sup>
Lc =	137.80	in
VIGA		
<b>∑Kb =</b>	<b>146.89</b>	<b>lb/in</b>
Ib =	20,433.34	in <sup>4</sup>
L1b =	417.32	in <sup>4</sup>

Cuadro 16 Cálculo de rigidez para los marcos del eje y

EJE Y		
<b>K3 =</b>	<b>299,880.55</b>	<b>lb/in</b>
Ec =	3,611,321.09	psi
hi =	137.80	in
COLUMNA		
<b>∑Kc =</b>	<b>976.79</b>	<b>lb/in</b>
kc =		
Ic/Lc =	244.20	lb/in
Ic =	33,649.15	in <sup>4</sup>
Lc =	137.80	in
VIGA		
<b>∑Kb =</b>	<b>151.81</b>	<b>lb/in</b>
Ib =	17,213.48	in <sup>4</sup>
L1b =	314.96	in <sup>4</sup>
L2b =	354.33	in <sup>4</sup>

Cuadro 17 Cálculo de centro de rigidez para el eje x

Eje	$k_{eje}$ lb/in	$X_i$ ft	$k_{eje} * X_i$ lb	$X_I$ ft	$k_{eje} * X_I^2$ lb
B	291,424.52	11.48	3,345,553.54	-42.64	529,859,210.42
C	291,424.52	41.00	11,948,405.49	-13.12	50,164,185.60
D	291,424.52	67.24	19,595,385.00	13.12	50,164,185.60
E	291,424.52	96.76	28,198,236.95	42.64	529,859,210.42
$\Sigma =$	<b>1,165,698.10</b>		<b>63,087,580.98</b>		<b>1,160,046,792.04</b>

Cuadro 18 Cálculo de centro de rigidez para el eje y

Eje	$k_{eje}$ lb/in	$Y_i$ ft	$k_{eje} * Y_i$ lb	$Y_I$ ft	$k_{eje} * Y_I$ lb
1.00	299,880.55	104.30	31,278,741.16	52.15	815,624,454.60
2.00	299,880.55	69.54	20,852,494.11	17.38	90,624,939.40
3.00	299,880.55	34.77	10,426,247.05	-17.38	90,624,939.40
4.00	299,880.55	0.00	0.00	-52.15	815,624,454.60
$\Sigma =$	<b>1,199,522.21</b>		<b>62,557,482.33</b>		<b>1,812,498,788.00</b>

Cuadro 19 Coordenadas del centro de rigidez calculado la estructura analizada

$X_k =$	<b>54.12 ft</b>
$Y_k =$	<b>52.15 ft</b>

Mediante el procedimiento anterior se obtuvo las coordenadas del centro de rigidez del nivel, el cual fue utilizado para determinar la excentricidad con el centro de masa.

Cuadro 20 Cálculo de la excentricidad relacionada con el centro de masa y el centro de rigidez

<b>Longitud X =</b>	<b>108.27</b>	<b>ft</b>
<b>Longitud Y =</b>	<b>104.33</b>	<b>ft</b>
<b>Excentricidad X =</b>	<b>5.69</b>	<b>ft</b>
<b>Excentricidad Y =</b>	<b>5.00</b>	<b>ft</b>

Cuadro 21 Cálculo de cortante por nivel

Nivel	OCUPACIÓN	$V_x$ Kips	$M_{Tx}$ Kips-ft	$V_y$ Kips	$M_{Ty}$ Kips-ft
Nivel 3	PARQUEO	<b>175.65</b>	<b>878.08</b>	<b>175.65</b>	<b>998.70</b>
Nivel 2	PARQUEO	<b>111.09</b>	<b>555.33</b>	<b>111.09</b>	<b>631.61</b>
Nivel 1	PARQUEO	<b>54.82</b>	<b>274.05</b>	<b>54.82</b>	<b>311.70</b>
	$\Sigma =$	<b>341.56</b>		<b>341.56</b>	

Cuadro 22 Distribución del cortante por eje para el nivel 3 de la estructura para el eje Y

Dirección	EJE	$k_i$ lb/in	$k_i/\sum k_i$	$V_D$ kips	$X_i * k_i / J$	$V_T$ kips	$V_{eje}$ kips
Y	B	291,424.52	25%	43.91	-0.00418	-4.17	39.74
	C	291,424.52	25%	43.91	-0.00129	-1.28	42.63
	D	291,424.52	25%	43.91	0.00129	1.28	45.20
	E	291,424.52	25%	43.91	0.00418	4.17	48.09
$\Sigma =$		1,165,698.10		<b>175.65</b>	$M_{TY} =$	<b>998.70</b>	<b>kips-ft</b>

Cuadro 23 Distribución del cortante por eje para el nivel 3 de la estructura para el eje X

Dirección	EJE	$k_i$ lb/in	$k_i/\sum k_i$	$V_D$ kips	$Y_i * k_i / J$	$V_T$ kips	$V_{eje}$ kips
X	1	299,880.55	25%	43.91	0.00526	4.62	48.53
	2	299,880.55	25%	43.91	0.00175	1.54	45.45
	3	299,880.55	25%	43.91	-0.00175	-1.54	42.37
	4	299,880.55	25%	43.91	-0.00526	-4.62	39.29
$\Sigma =$		1,199,522.21		<b>175.65</b>	$M_{TX} =$	<b>878.08</b>	<b>kips-ft</b>

Cuadro 24 Distribución del cortante por eje para el nivel 2 de la estructura para el eje Y

Dirección	EJE	$k_i$ lb/in	$k_i/\sum k_i$	$V_D$ kips	$X_i * k_i / J$	$V_T$ kips	$V_{eje}$ kips
Y	B	291,424.52	25%	27.77	-0.00418	-2.64	25.13
	C	291,424.52	25%	27.77	-0.00129	-0.81	26.96
	D	291,424.52	25%	27.77	0.00129	0.81	28.58
	E	291,424.52	25%	27.77	0.00418	2.64	30.41
$\Sigma =$		1,165,698.10		<b>111.09</b>	$M_{TY} =$	<b>631.61</b>	<b>kips-ft</b>

Cuadro 25 Distribución del cortante por eje para el nivel 2 de la estructura para el eje X

Dirección	EJE	$k_i$ lb/in	$k_i/\sum k_i$	$V_D$ kips	$Y_i * k_i / J$	$V_T$ kips	$V_{eje}$ kips
X	1	299,880.55	25%	27.77	0.00526	2.92	30.69
	2	299,880.55	25%	27.77	0.00175	0.97	28.75
	3	299,880.55	25%	27.77	-0.00175	-0.97	26.80
	4	299,880.55	25%	27.77	-0.00526	-2.92	24.85
$\Sigma =$		1,199,522.21		<b>111.09</b>	$M_{TX} =$	<b>555.33</b>	<b>kips-ft</b>

Cuadro 26 Distribución del cortante por eje para el nivel 1 de la estructura para el eje Y

Dirección	EJE	$k_i$ lb/in	$k_i/\sum k_i$	$V_D$ kips	$X_i * k_i / J$	$V_T$ kips	$V_{eje}$ kips
Y	B	291,424.52	25%	13.71	-0.00418	-1.30	12.40
	C	291,424.52	25%	13.71	-0.00129	-0.40	13.30
	D	291,424.52	25%	13.71	0.00129	0.40	14.11
	E	291,424.52	25%	13.71	0.00418	1.30	15.01
	$\Sigma =$	1,165,698.10		<b>54.82</b>	$M_{TY} =$	<b>311.70</b>	<b>kips-ft</b>

Cuadro 27 Distribución del cortante por eje para el nivel 1 de la estructura para el eje X

Dirección	EJE	$k_i$ lb/in	$k_i/\sum k_i$	$V_D$ kips	$Y_i * k_i / J$	$V_T$ kips	$V_{eje}$ kips
X	1	299,880.55	25%	13.71	0.00526	1.44	15.15
	2	299,880.55	25%	13.71	0.00175	0.48	14.19
	3	299,880.55	25%	13.71	-0.00175	-0.48	13.22
	4	299,880.55	25%	13.71	-0.00526	-1.44	12.26
	$\Sigma =$	1,199,522.21		<b>54.82</b>	$M_{TX} =$	<b>274.05</b>	<b>kips-ft</b>

Cuadro 28 Cuadro de fuerzas lateral para aplicar al modelo realizado en SAP 2000 para la estructura modelada.

Eje	Nivel	$V_{eje}$ (kips)	$V_{eje}$ (ton)
D	Nivel 3	45.20	19.70
2	Nivel 3	45.45	19.81
D	Nivel 2	28.58	12.46
2	Nivel 2	28.75	12.53
D	Nivel 1	14.11	6.15
2	Nivel 1	14.19	6.18

Estas fuerzas laterales distribuidas en cada uno de los niveles para cada eje de análisis son los que se introdujeron en el modelo realizado en SAP 2000. Es importante resaltar que este no es el único software disponible para realizar este tipo de análisis, por lo que queda a discreción del encargado de realizar el análisis el uso de software que desee.

## VI. RESULTADOS

Cuadro 29 Deformaciones en el nodo de control para el eje x en los distintos pasos de incremento de carga lateral.

EJE X	
PASO	DEFORMACIÓN NODO 16
PASO 1	1.4 cm
PASO 2	2.8 cm
PASO 3	2.9 cm
PASO 4	4.8 cm
PASO 5	5.9 cm
PASO 6	6.7 cm
PASO 7	8.1 cm
PASO 8	9.5 cm
PASO 9	10.6 cm
PASO 10	10.6 cm
PASO 11	13 cm
PASO 12	14 cm

Cuadro 30 Deformaciones en el nodo de control para el eje x en los distintos pasos de incremento de carga lateral.

EJE Y	
PASO	DEFORMACIÓN NODO 16
PASO 1	1.4 cm
PASO 2	1.5 cm
PASO 3	2.6 cm
PASO 4	3.6 cm
PASO 5	4.0 cm
PASO 6	5.9 cm
PASO 7	6.0 cm
PASO 8	7.4 cm
PASO 9	8.8 cm
PASO 10	10.2 cm
PASO 11	11.6 cm
PASO 12	13.0 cm
PASO 13	14.0 cm

La estructura analizada se comportó mejor en el eje “y” que en el eje “x”, se llega a esta conclusión ya que las rótulas plásticas se forman en las vigas y no en las columnas, comportamiento que es el deseado para cumplir con el principio de columna fuerte y viga débil. En el sistema de marcos especiales a momento, las vigas son el fusil de la estructura. Es decir que se espera que las vigas entren en el rango inelástico antes que las columnas, debido a que la falla de las vigas no representa el colapso de la estructura.

Este comportamiento se atribuye a que las vigas en el sentido del eje y tienen mayor longitud, por lo que se encuentran bajo una demanda mayor que en el eje “x”, lo cual permite que se formen las rótulas plásticas en las mismas previo a formarse en las columnas. Este análisis se realizó de forma bidimensional, por lo que sería recomendable realizarlo en un modelo tridimensional para analizar como se comporta la estructura en conjunto ambos ejes. Puede que el comportamiento de la misma cambie en alguno de los dos sentidos y que las vigas si alcancen el comportamiento deseado, pero para poder concluir lo anterior es necesario realizar un análisis más profundo y específico de la estructura.

Luego de realizar el análisis estático no lineal, es recomendable que se preste atención a las columnas de la estructura. Al observar la dimensión de las columnas (0.7m x 0.7m) se deduce que tienen una inercia menor que las vigas (0.85m x 0.4m), lo cual no facilita que se alcance el comportamiento deseado. Sería recomendable para esta estructura en particular realizar un análisis más detallado para llegar a una conclusión certera. De entrada se sugiere una rehabilitación a las columnas para incrementar su sección y de esta forma repercutir en el aumento de capacidad de las mismas, para que se alcance el principio de viga débil y columna fuerte.

Figura 2 Gráfica de desplazamiento contra reacción en la base para el eje x de la estructura analizada, obtenida mediante el programa SAP 2000.

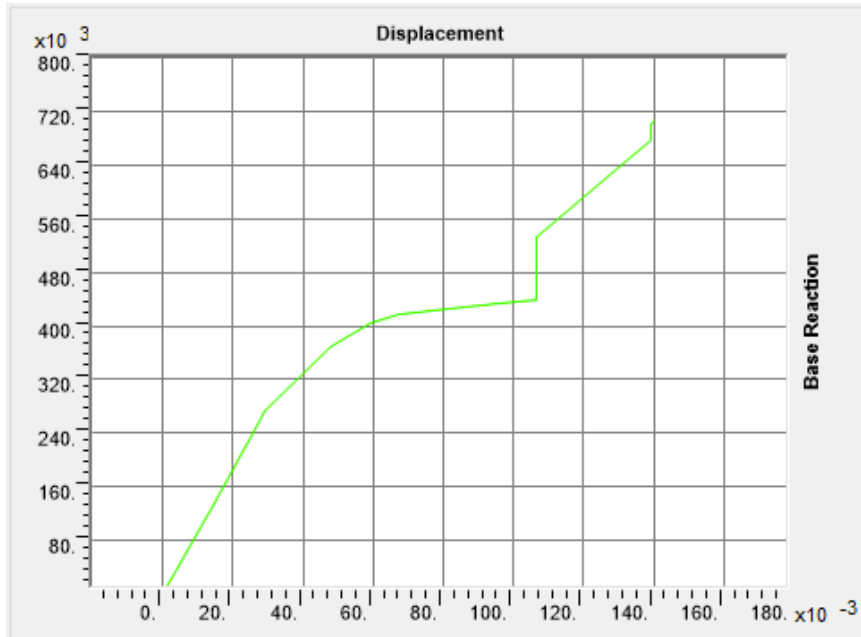


Figura 3 Gráfico de linealización de curva pushover mediante FEMA 440 utilizando el espectro para la Ciudad de Guatemala en el eje x de la estructura.

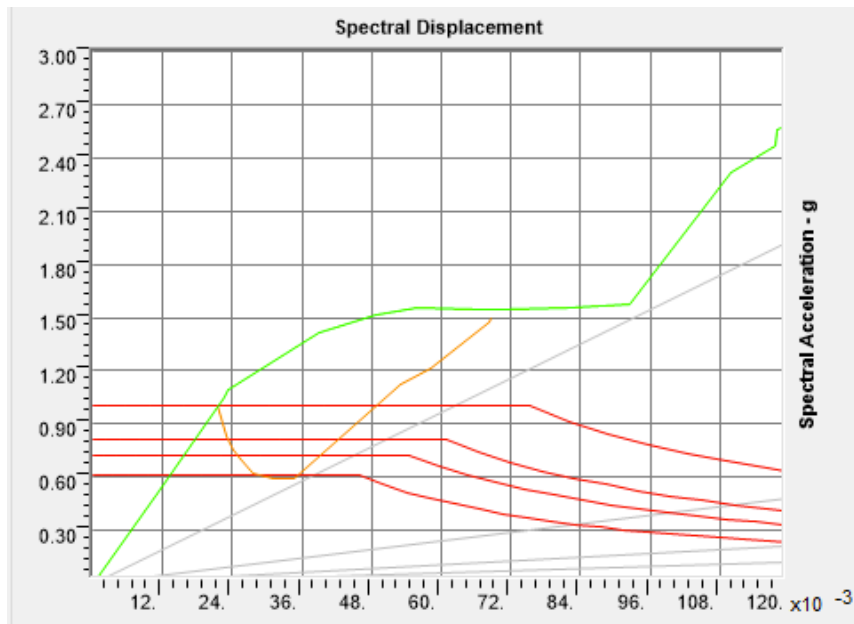


Figura 4 Gráfico de linealización de curva pushover mediante FEMA 440 utilizando el espectro para la Ciudad de Guatemala en el eje x de la estructura.

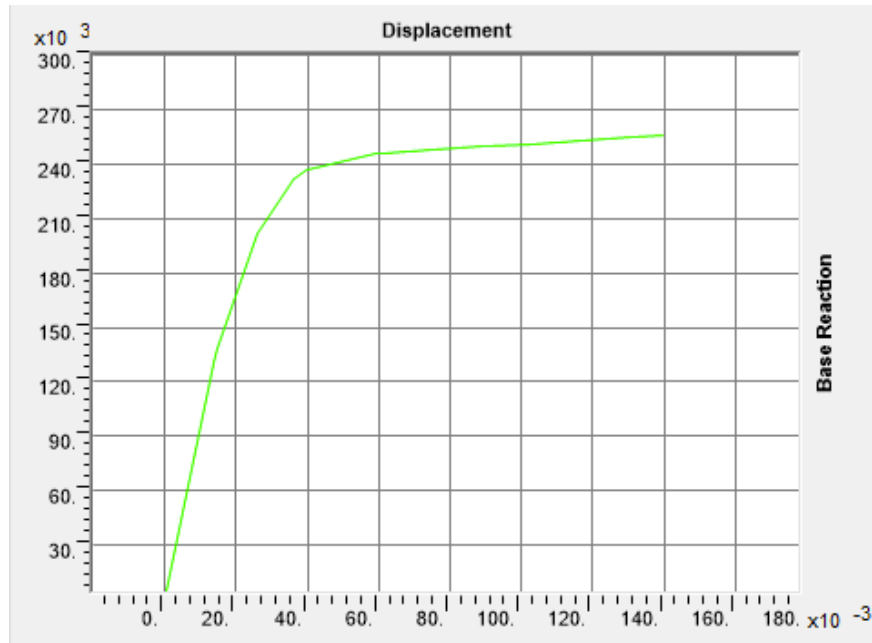
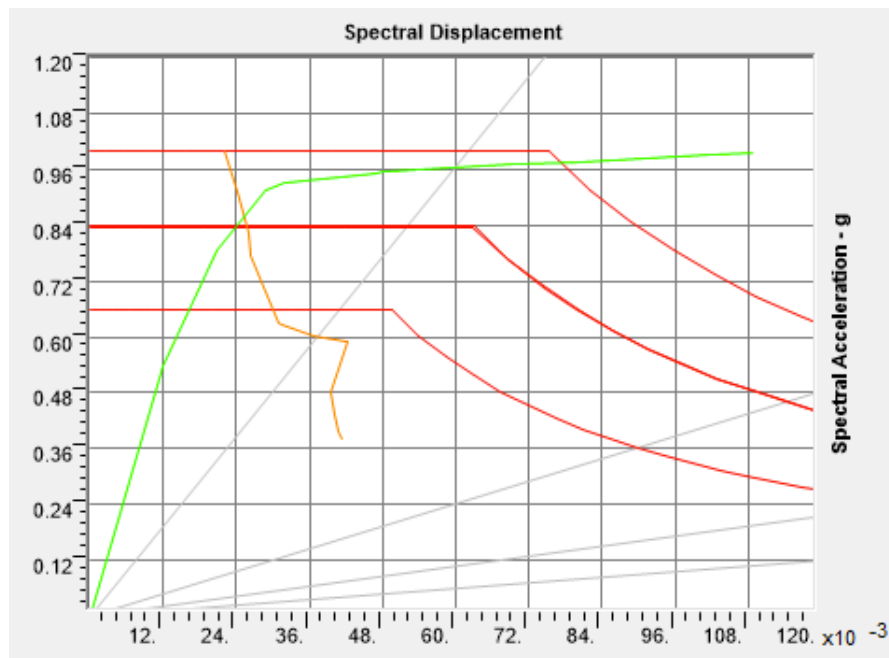


Figura 5 Gráfico de linealización de curva pushover mediante FEMA 440 utilizando el espectro para la Ciudad de Guatemala en el eje y de la estructura.



Al observar las figuras 3 y 5 se identifica como el punto de desempeño del eje “x” es más reducido que el del eje “y”. Esto confirma el pobre comportamiento de la estructura en el sentido de “x”, para el cual la estructura incursiona en el rango inelástico desde temprano a comparación del comportamiento en el eje

“y”, en el cual se logra alcanzar el rango inelástico luego que el material pase su rango elástico. La demanda del sismo para la Ciudad de Guatemala, obliga a la estructura a comportarse en el eje “x” desde antes de alcanzar el final del comportamiento lineal.

El principal resultado que se obtiene en el análisis estático no lineal pushover es el punto de desempeño de la estructura. Este dato indica el punto en el cual la estructura incursiona en su comportamiento plástico. Se observa en la figura 3 y 5 al compararlas como el punto de desempeño es menor en el eje “x”, que en el eje “y”, lo cual corrobora el comportamiento que se observa en la estructura.

Del anexo 2 al anexo 12 se puede observar los pasos en los que se forman las rótulas plásticas en el eje “x” de la estructura. El código de colores que se observa en el lado derecho de los anexos representa un nivel de seguridad ocupacional según FEMA que va desde el nivel de ocupación inmediata hasta el de prevención de colapso. Como se ha comentado las primeras rótulas se forman en las columnas del primer nivel, el cual es el comportamiento menos deseado. Además se observa cómo mientras se incrementa la carga lateral las rótulas plásticas nunca se llegan a formar en las vigas, otra señal que el comportamiento del eje es inadecuado.

En el anexo 12 al anexo 24 se observa el comportamiento de la estructura en el eje “y”. En este eje el comportamiento de la estructura es más adecuado, ya que a pesar de formarse rótulas plásticas en las columnas del primer nivel, todas las vigas tiene formación de rótulas plásticas a comparación de las columnas. Las rótulas plásticas son comunes en las columnas del primer nivel en la parte inferior de las mismas debido a la gran cantidad de esfuerzo que se encuentra en esta parte del elemento. Por lo que es aceptable la formación de rótulas en la base de las columnas del primer nivel.

Como la estructura analizada no fue construida con los códigos que se encuentran en vigencia, es comprensible que no se encuentre regida por el principio de viga débil y columna fuerte. Sin embargo es importante prestar atención al comportamiento de la misma para tomar medidas de seguridad y analizar detenidamente si se debe realizar una rehabilitación para reforzar las columnas. Además la idea de incrementar o ampliar la estructura no sería conveniente debido a que se someterían a mayores esfuerzos las columnas que no cuentan con las dimensiones necesarias para garantizar la seguridad de los ocupantes de la edificación.

## VII. CONCLUSIONES

- El análisis estático no lineal es una herramienta económica de utilizar para revisar edificaciones, sin embargo no aplica para todo tipo de estructuras, principalmente estructuras con irregularidades horizontales o verticales, que no se comporten en su primer modo de vibración.
- En la actualidad el análisis estático no lineal no es aplicable a muchas estructuras modernas, debido a la compleja arquitectura con la que cuentan que hace que las edificaciones no se comporten en el primer modo de vibración.
- Puede que el análisis estático no lineal no se pueda utilizar en alguna estructura, pese a ser simétrica en su arquitectura, por contar con torsión debido a la mala distribución de elementos rígidos como muros a corte.
- La aplicación de una carga triangular inversa para aplicar la carga lateral es la distribución que más se asemeja al comportamiento de la distribución de cortante sísmico en la realidad.
- La estructura analizada cuenta con un comportamiento aceptable en el eje “y”, se da el comportamiento de viga débil/columna fuerte.
- La estructura analizada en el eje “x” no cuenta con las características de desempeño deseadas para estructuras de marcos especiales a momento.
- Para realizar el modelado de la estructura es preferible utilizar como referencia planos entregados posterior a la construcción de la edificación para tener la información real de la misma.
- Las estructuras deben tener el comportamiento de viga débil y columna fuerte en ambas direcciones para funcionar de forma adecuada ante las fuerzas inducidas por un sismo.
- Las estructuras deben tener su punto de desempeño después de atravesar el rango lineal elástico para tener un comportamiento adecuado ante un sismo.
- Es fundamental realizar el espectro del área en la que se encuentra la edificación para realizar el análisis estático no lineal, para obtener la demanda particular del área y obtener resultados más cercanos a la realidad.

## VIII. RECOMENDACIONES

- Investigar en los códigos de construcción usados en Europa el uso de procedimientos para revisión de estructuras. Principalmente en Italia, que es un país con amenaza sísmica.
- Es necesario que se realicen procedimientos de revisión de estructuras en Guatemala, principalmente en estructuras que se han diseñado con códigos que ya no se encuentran vigentes.
- Se recomienda investigar cuales son los procedimientos de revisión de estructuras para edificaciones más complejas, que no cuentan con las características para realizar un análisis estático no lineal.
- Investigar los procedimientos de revisión de edificaciones en Estados Unidos y cuales son las entidades encargadas de realizarlos.
- Realizar el análisis estático no lineal en otro software para comparar resultados y determinar si hay alguna variación entre los comportamientos no lineales de la estructura.
- Investigar la aplicación de análisis estático no lineal a edificaciones de acero y también de mampostería reforzada de cinco niveles o menos, ya que este tipo de edificación es muy común en Guatemala.
- Realizar un modelado en tres dimensiones de una estructura similar a la presentada, para identificar si hay variación en los resultados y comportamiento de la estructura.
- Previo a realizar un análisis pushover se recomienda contar con un juego de planos finales, de preferencia los planos luego de haberse realizado la construcción de la edificación.
- Realizar un recuento de las edificaciones realizadas luego del terremoto del 1976 en la Ciudad de Guatemala, que utilizaran para el diseño códigos que ya no se encuentran vigentes y luego verificar cuales cuentan con las características mínimas para realizar un análisis estático no lineal.

## IX. BIBLIOGRAFÍA

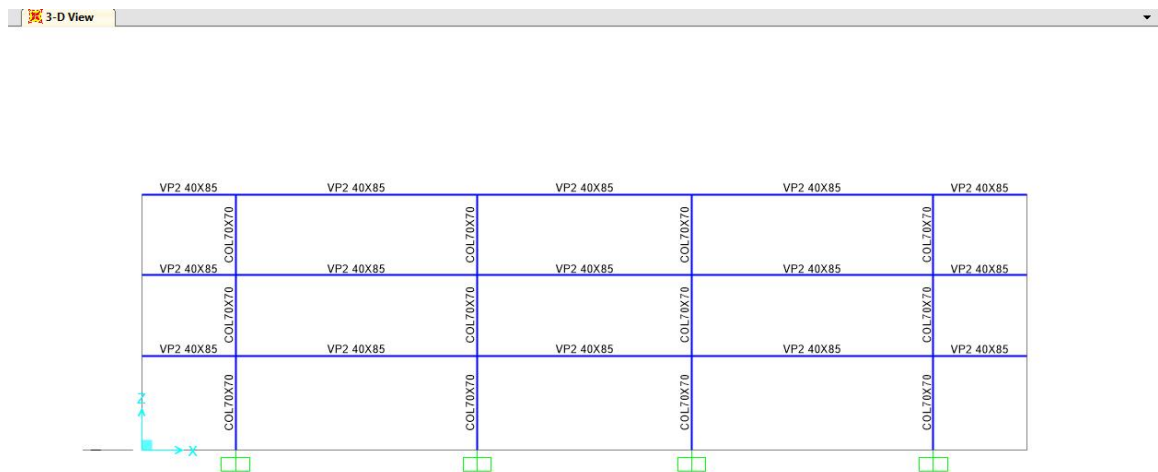
- AGIES. (2010). AGIES NSE 2-10 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección. Guatemala.
- AGIES. (2010). AGIES NSE 3-10 Diseño estructural de edificaciones. Guatemala: AGIES.
- American Society of Civil Engineering. (2000). FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Reston, Virginia, USA.
- Applied Technology Council. (1996). *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. USA.
- Applied Technology Council. (2005). FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. 391. Washington D.C., USA.
- ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. Redwood City: Applied Technology Council.
- Building Seismic Safety Council. (1997). FEMA 273 *Neerph Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. 435. BSSC.
- Chopra, A. G. (2001). *A modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings Theory and Preliminary Evaluation*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Colajanni, P. P. (2008). *Influence of Lateral Load Distributions on Pushover Analysis Effectiveness*. Universita di Messina, Dipartimento di Ingegneria Civile.
- Daei, B. A. (2009). *Assessment of Nonlinear Static Procedures for Determination of Target Displacement in Asymmetric Buildings*. Tarbiat Modares University. Tehran: Tarbiat Modares University.
- Faramarz, K. M. (2009). *Evaluation of Proposed Lateral Load Pattern for Estimating Seismic Demands on RC-Tall Buildings with Shear Walls in Pushover Analysis*. Amirkabir University of Technology, Department of Civil Engineering, Tehran.

- FEMA 273. (1997). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA Publication 273). Washington D.C.: FEMA.
- FEMA 356. (2000). PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. WASHINGTON D.C.: FEMA.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C.: FEMA.
- Gavrioloia, C. B. (2012). *Calibration of a COmputation Model for a Reinforced Concrete Structure Against the Experimentally Determined Dynamic Characteristics*. Universitatea Tehnica Gheorghe Asachi .
- Humar, J. M. (2006). Effect of second.order forces on seismic response. *Canadian Journal of Civil Engineering* , 33, 692-706.
- Luévanos, A. (2012). A Comparative Study of two Models for the Seismic Analysis of Buldings. *Ingeniería e Investigación* , 37-41.
- McCormac, J. B. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega Grupo Editor S.A.
- Mora, A. V. (2006). *Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal*. Medellín, Colombia: Universidad de Medellín.
- Ruiz, D. B. (2012). Estimación de los niveles de desempeño estructural y de la deriva inelástica de pórticos de concreto considerando la variabilidad de los materiales de Bogotá. *Ingeniería y Competitividad* , 14, 165-183.
- Sharif, M. Q. (2011). Analytical Post Earthquake Damage Assesment of RC Building and its Retrofitting: A Case of Study. *Pakistan Journal of Science* , 11.
- Sheikh, A. (1982). A Comparative Study of Confinement Models. *Journal of the American Concrete Institute* , 79, 296-206.
- Shibata, A. S. (1976). Substitute Structure Method for Seismic Design in RC. *Journal of the Structural Division ASCE* , 102, 18.

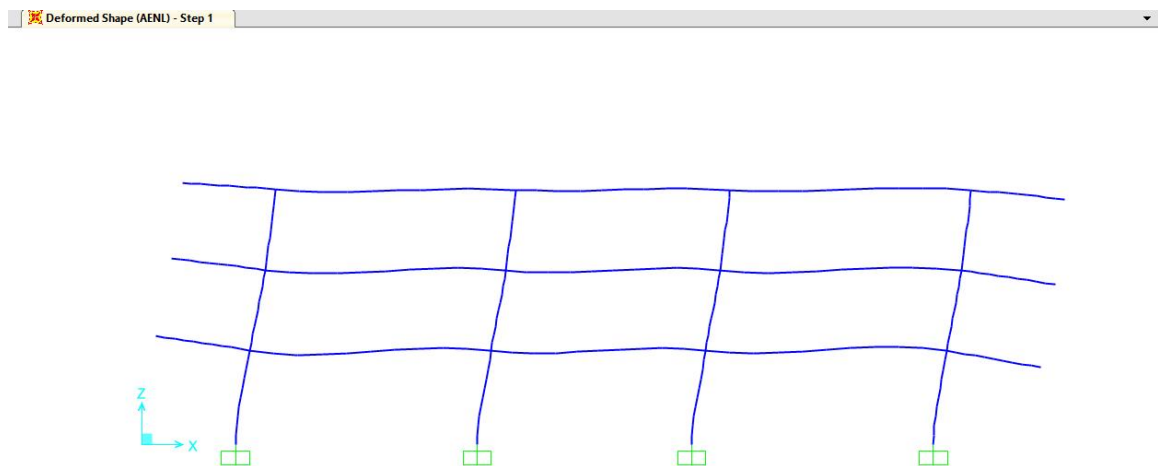
- Sundar, N. E. (2008). Evaluation of Inelastic Response of Reinforced Concrete Frames using Pushover Analysis. *International Journal of Applied Engineering Research* , 3, 1461-1480.
- Varadharajan, S. S. (2014). Inelastic Seismic Response of RC Setback Frames Designed as per EC 8 and IS 456 Provisions. 22.
- Vasanwala, S. N. (2011). A Comparative Analytical Study of Seismic Response of Steel Concrete and Composite Buildings. *The IUP Journal of Structural Engineering* , 32.
- Wai, J. L. (2008). *Evaluation of Seismic Damage of Multi-Storey RC Frames with Damage-Based Inelastic Spectra*. Nanyang Technological University. Nanyang: Nanyang Technological University.
- Zhang, Q. G. (2012). *Lateral-Load Behavior Prediction and Pushover Analysis of Reinforced Concrete COlumns Including Shear Effects*. Dalian University of Technology, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian.

## X. ANEXOS

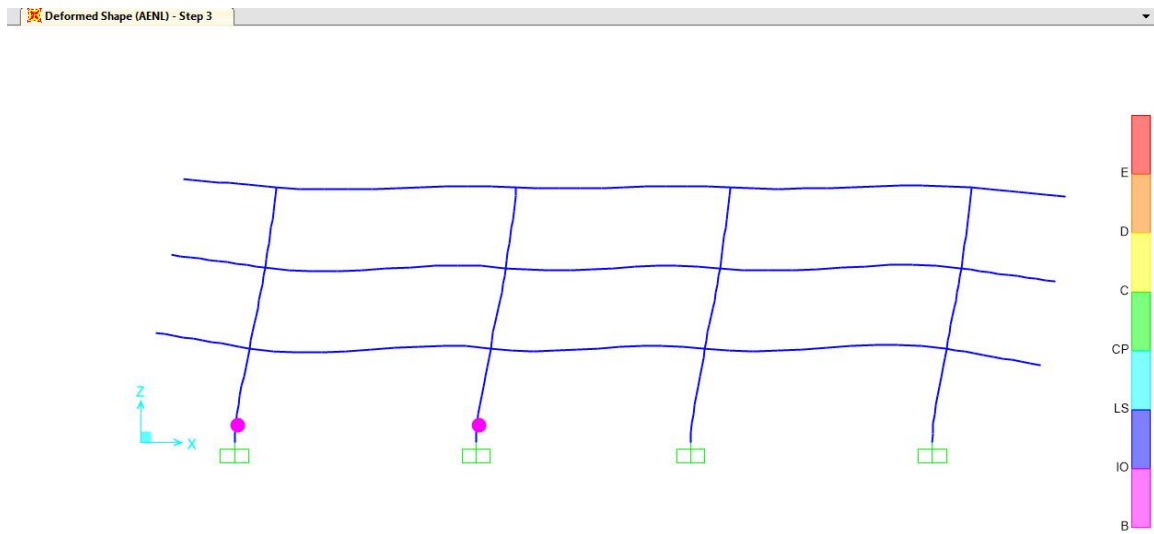
Anexo 1 Secciones de elementos en el eje x utilizadas en el modelado de la edificación analizada utilizando el programa SAP 2000



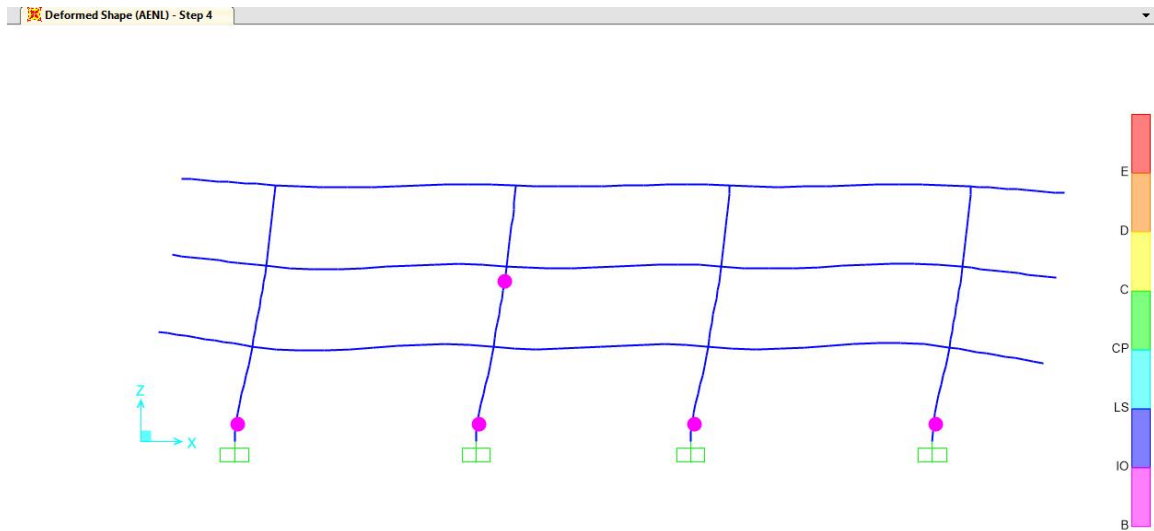
Anexo 2 Incremento de carga lateral en el paso 1, previo a la formación de rótulas plásticas en el eje x.



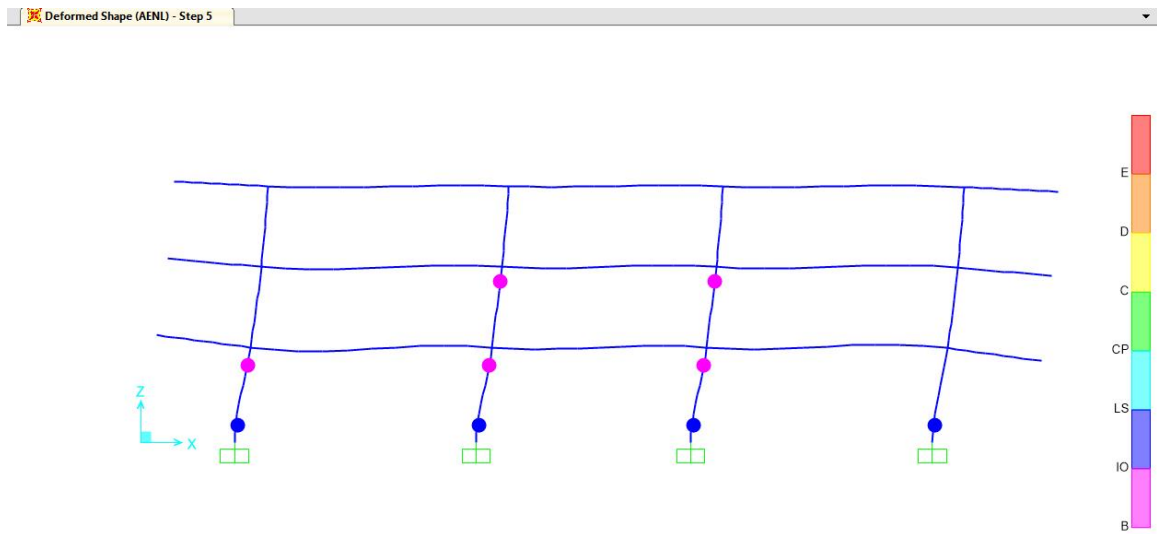
Anexo 3 Incremento de carga lateral en paso 3, se observa la formación de rótulas plásticas en dos bases de columnas en el primer nivel del eje x.



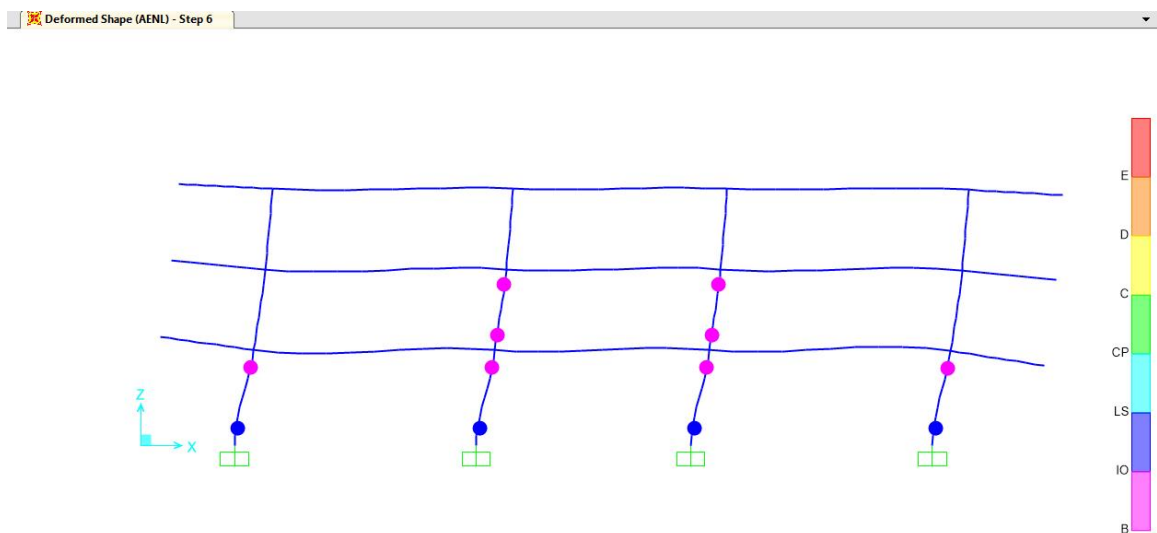
Anexo 4 Incremento de carga lateral en paso 4, formación de rótulas plásticas en todas las columnas del primer nivel y en una columna del segundo nivel del eje x.



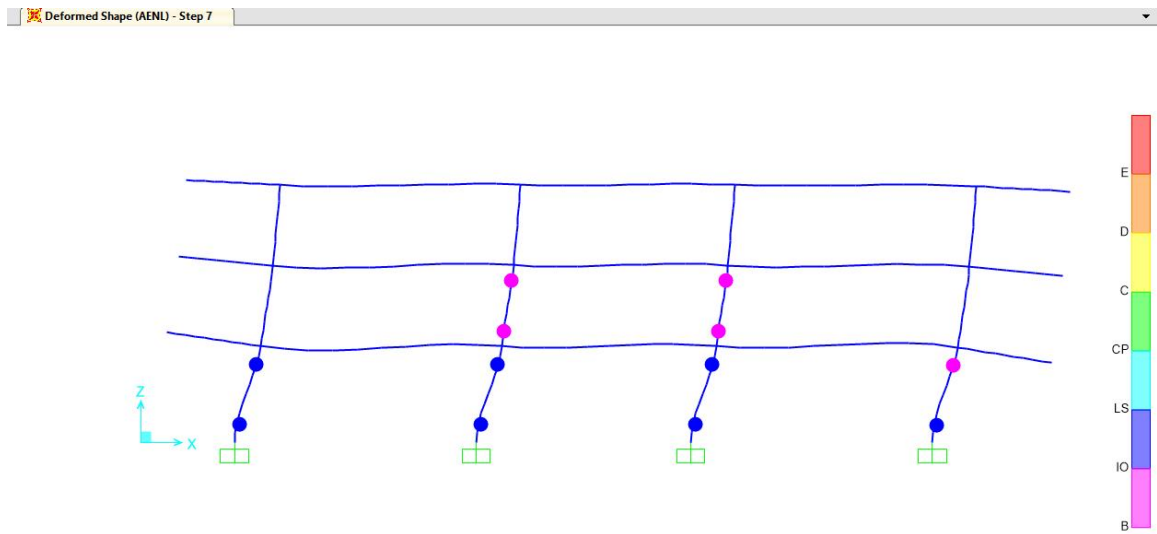
Anexo 5 Incremento de carga lateral en paso 5, formación de rótulas plásticas en la parte superior de las columnas del primer nivel y en las columnas del segundo nivel del eje x.



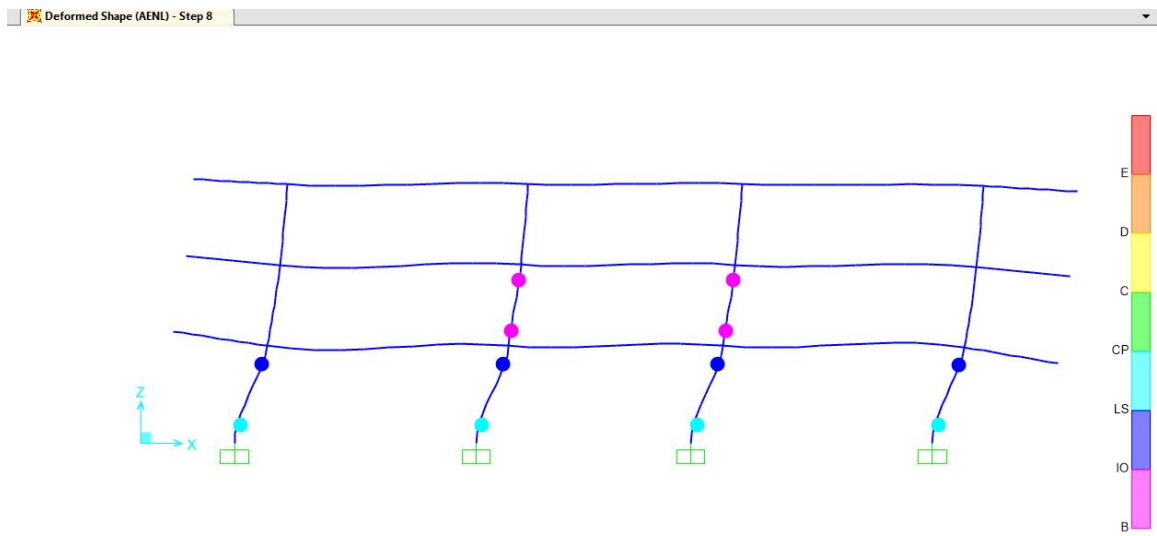
Anexo 6 Incremento de carga lateral en paso 6, formación de rótulas plásticas en la parte superior e inferior de dos columnas en el segundo nivel y todas las columnas del primer nivel con formación de rótulas plásticas en el eje x.



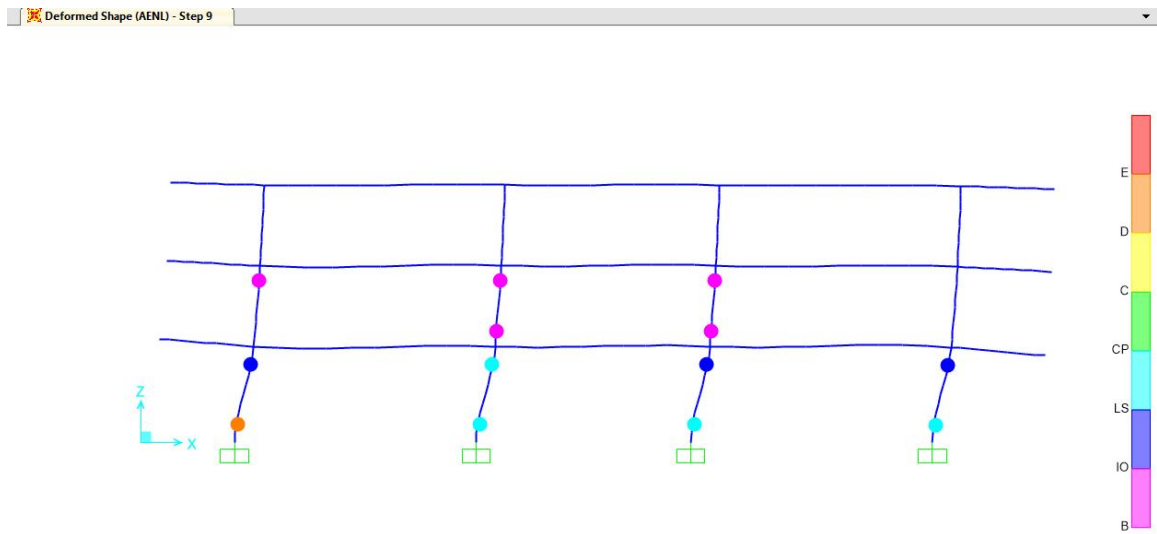
Anexo 7 Incremento de carga lateral en el paso 7, con una formación de rótulas plásticas en las columnas del primer nivel con una categoría operacional en el eje x.



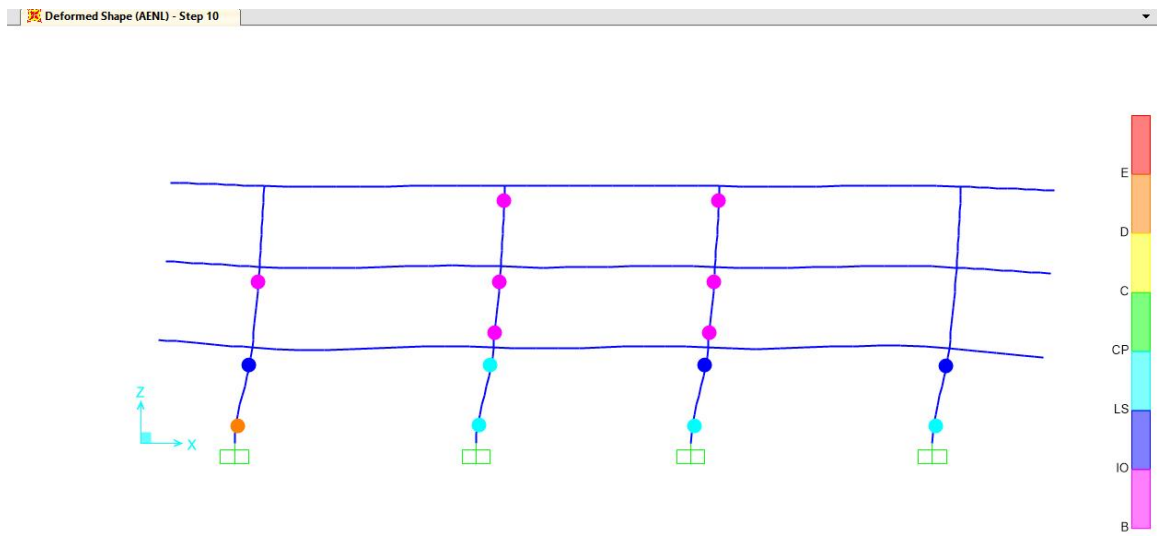
Anexo 8 Incremento de carga lateral en el paso 8, con incremento de deformación plástica en las bases de las columnas del primer nivel del eje x.



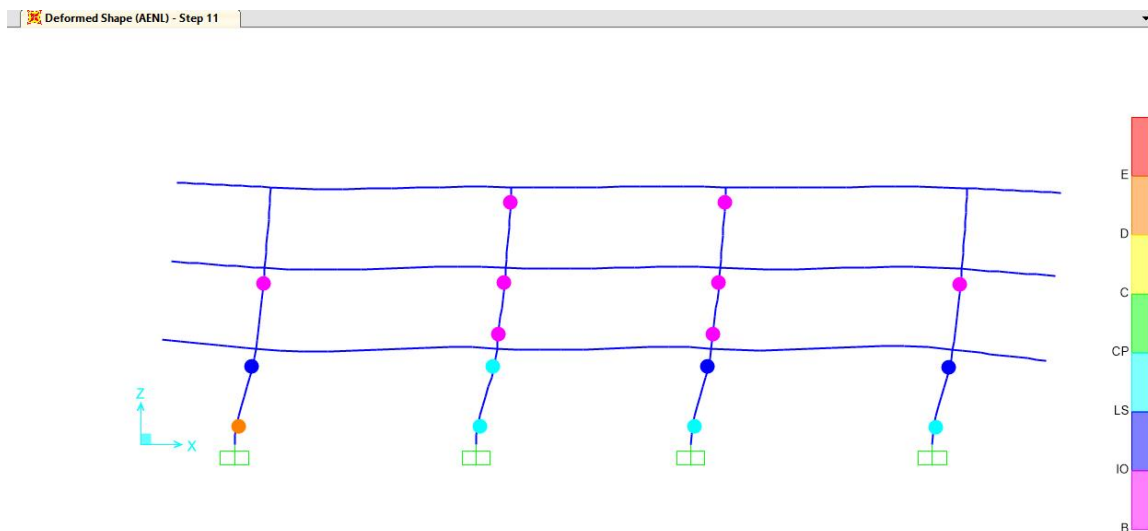
Anexo 9 Incremento de carga lateral en el paso 9, con formación de rótulas plásticas en la tercera columna del segundo nivel del eje x.



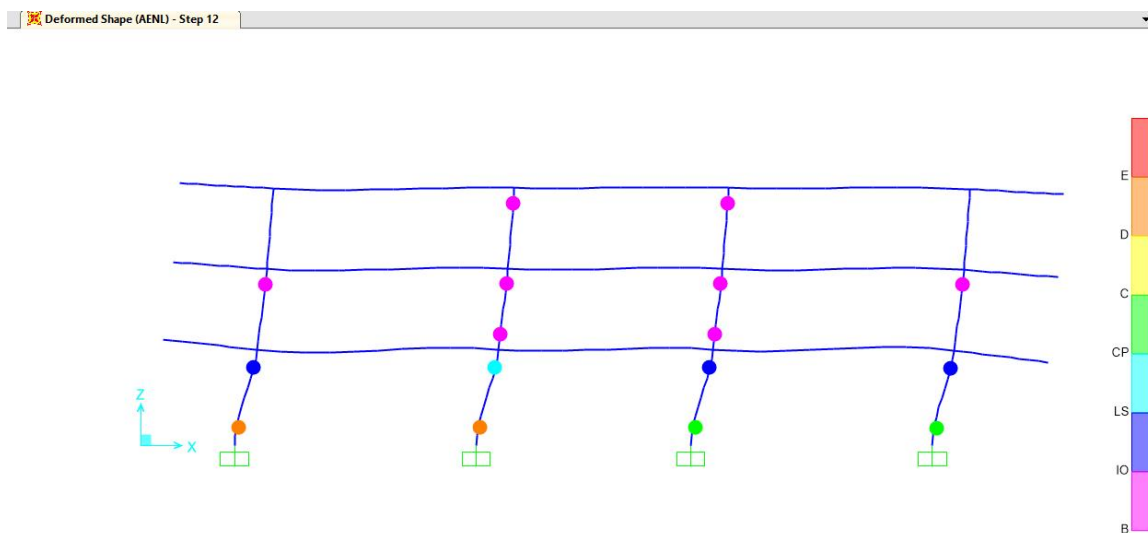
Anexo 10 Incremento de carga lateral en el paso 10, con las primeras rótulas plásticas formadas en el tercer nivel en el eje x.



Anexo 11 Incremento de carga lateral en el paso 11, se encuentra presencia de rótulas plásticas en todas las columnas del segundo nivel en el eje x.

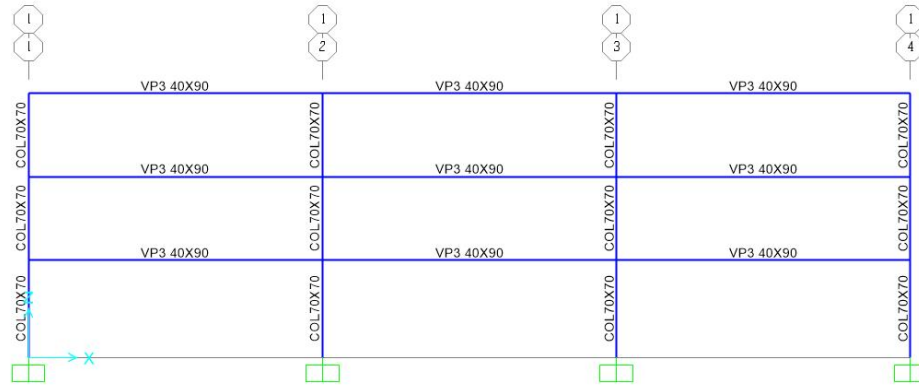


Anexo 12 Incremento de carga lateral en el paso 12, se incrementa la deformación plástica en una segunda columna del primer nivel del eje x. No se llega a formar ninguna rótula plástica en las vigas al analizar este eje.



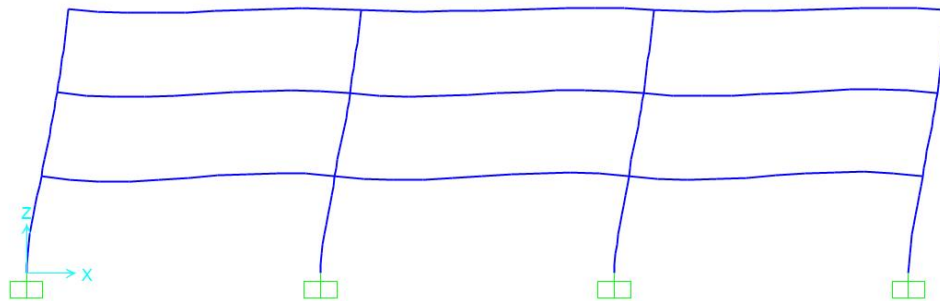
Anexo 13 Secciones de elementos en el eje y utilizadas en el modelado de la edificación analizada utilizando el programa SAP 2000

X-Z Plane @ Y=0

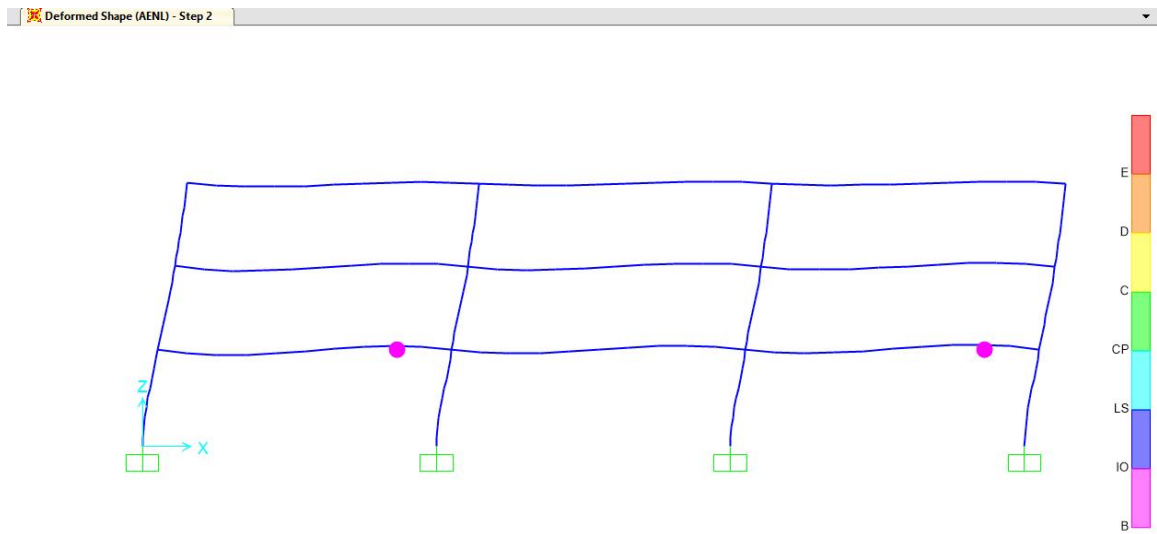


Anexo 14 Incremento de carga lateral en el paso 1, se observa la estructura sin la formación de rótulas plásticas en ninguno de los elementos del eje y.

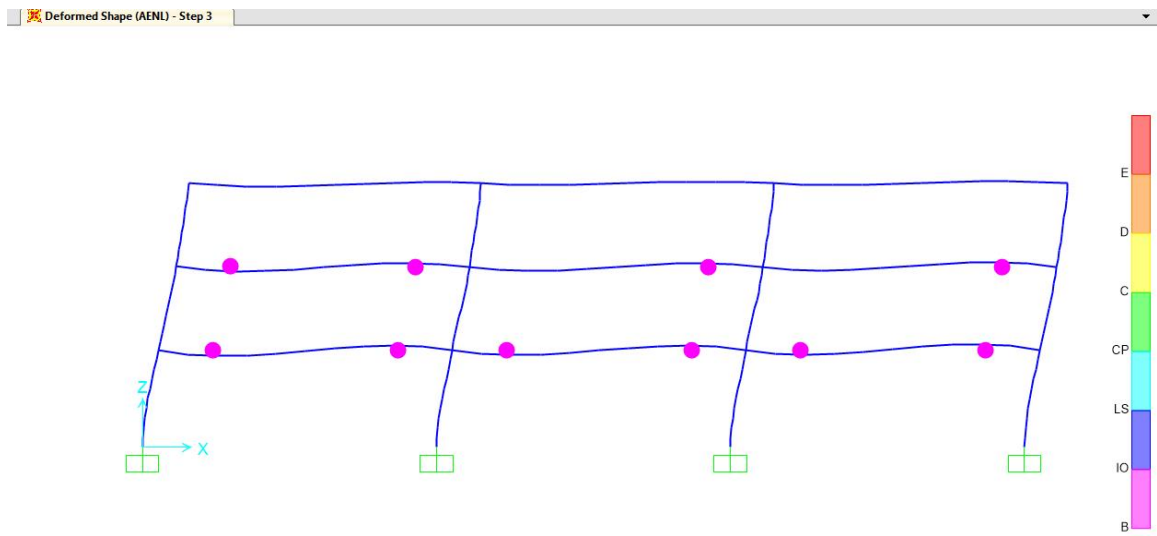
Deformed Shape (AENL) - Step 1



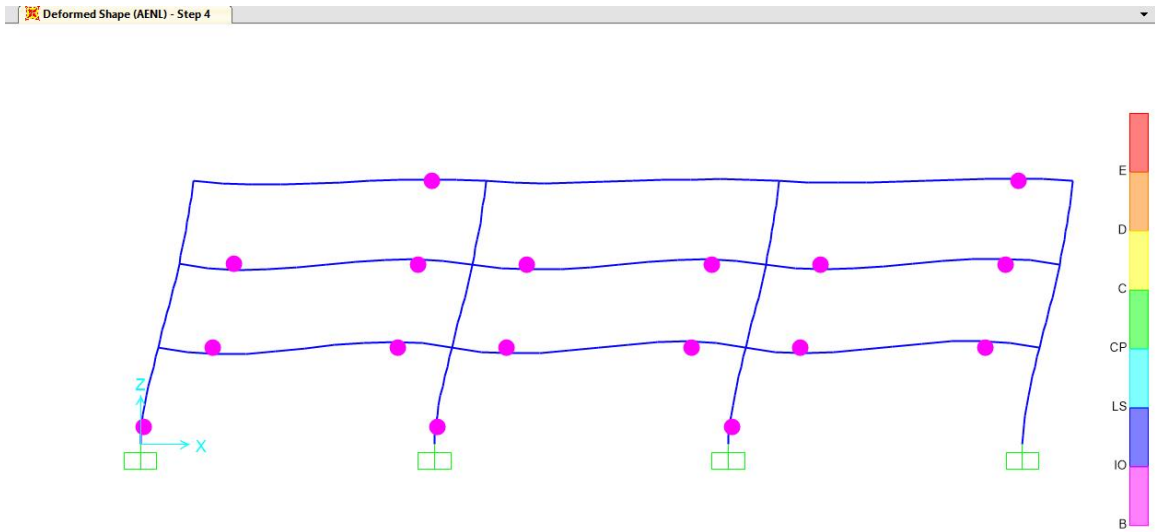
Anexo 15 Incremento de carga lateral en el paso 2, se observa la primera formación de rótulas plásticas en las vigas del primer nivel del eje y.



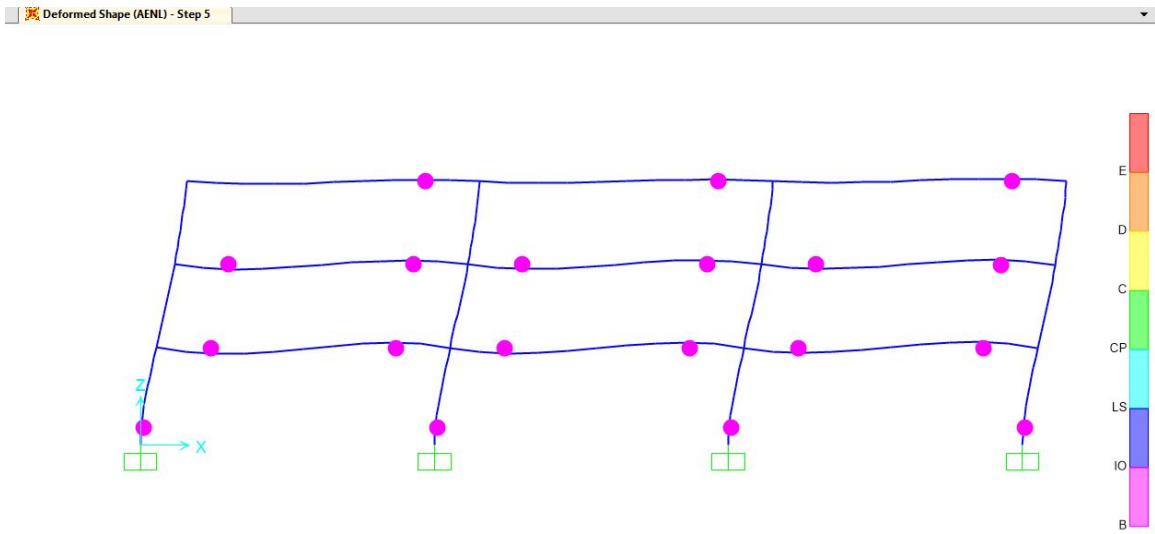
Anexo 16 Incremento de carga lateral en el paso 3, se forman rótulas plásticas en todas las vigas del primer nivel, además aparecen rótulas plásticas en el segundo nivel del eje y.



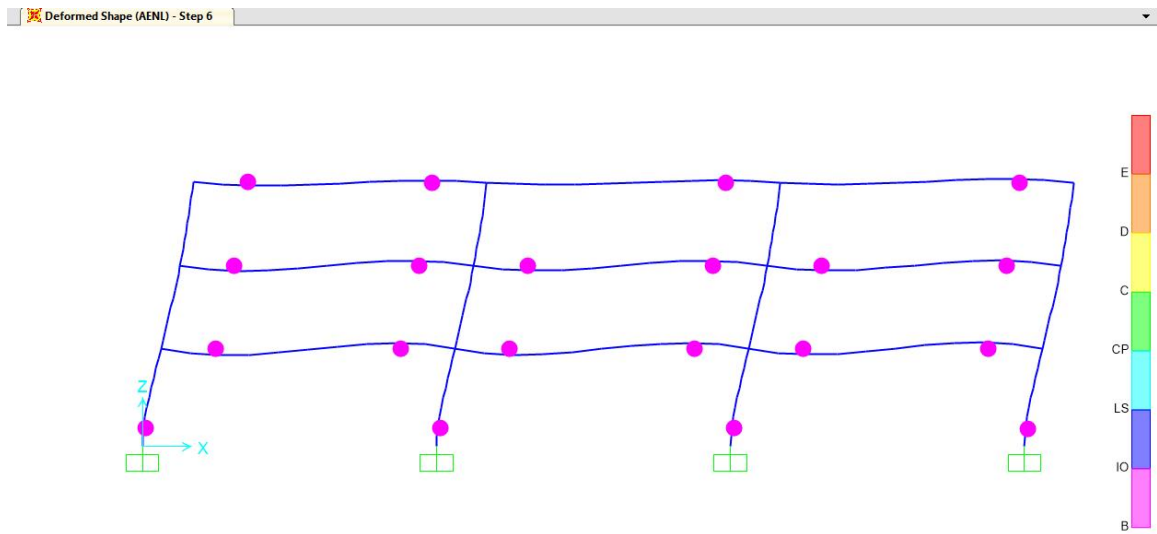
Anexo 17 Incremento de carga lateral en el paso 4, se forman las primeras rótulas plásticas en columnas y todas las vigas de los primeros dos niveles, además de dos vigas en el tercer nivel del eje y.



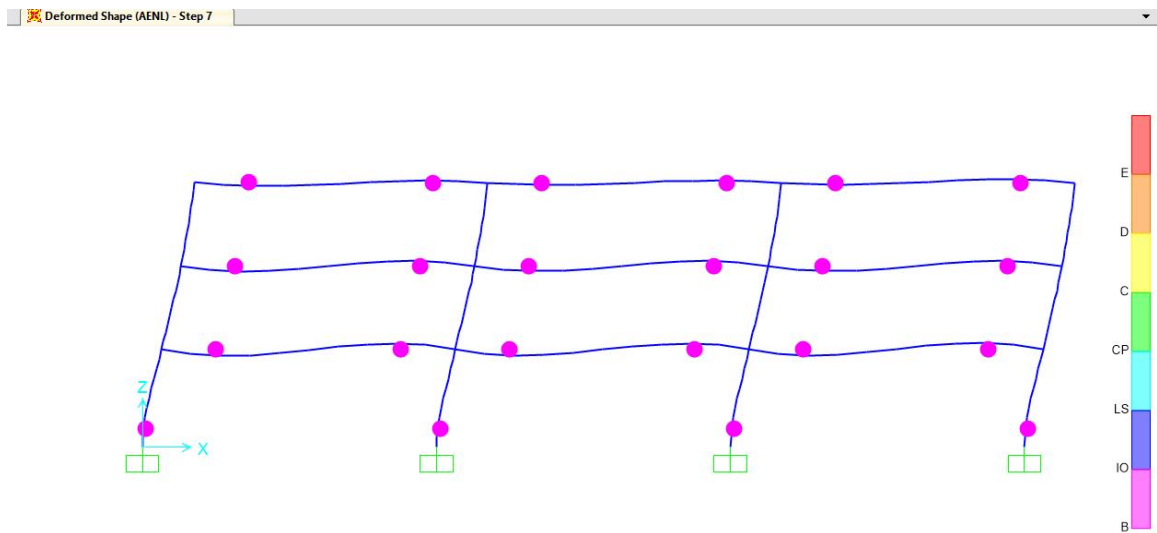
Anexo 18 Incremento de carga lateral en el paso 5, se forma una rótula plástica en la única viga de la estructura en donde no había presencia de la misma en el paso anterior en el tercer nivel del eje y.



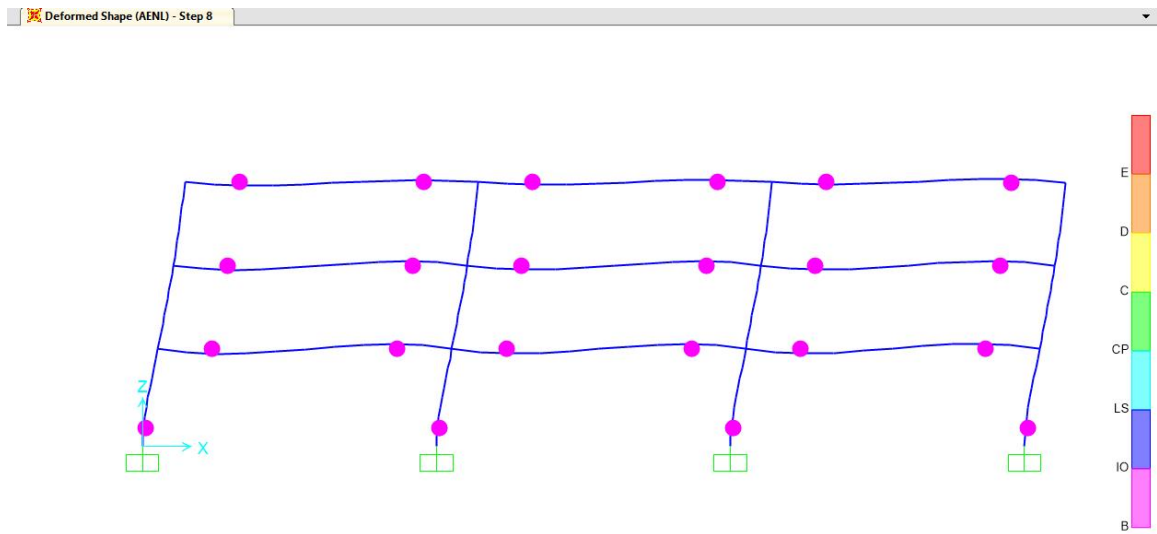
Anexo 19 Incremento de carga lateral en el paso 6, una viga del tercer nivel cuenta con rótulas plásticas en sus extremo.



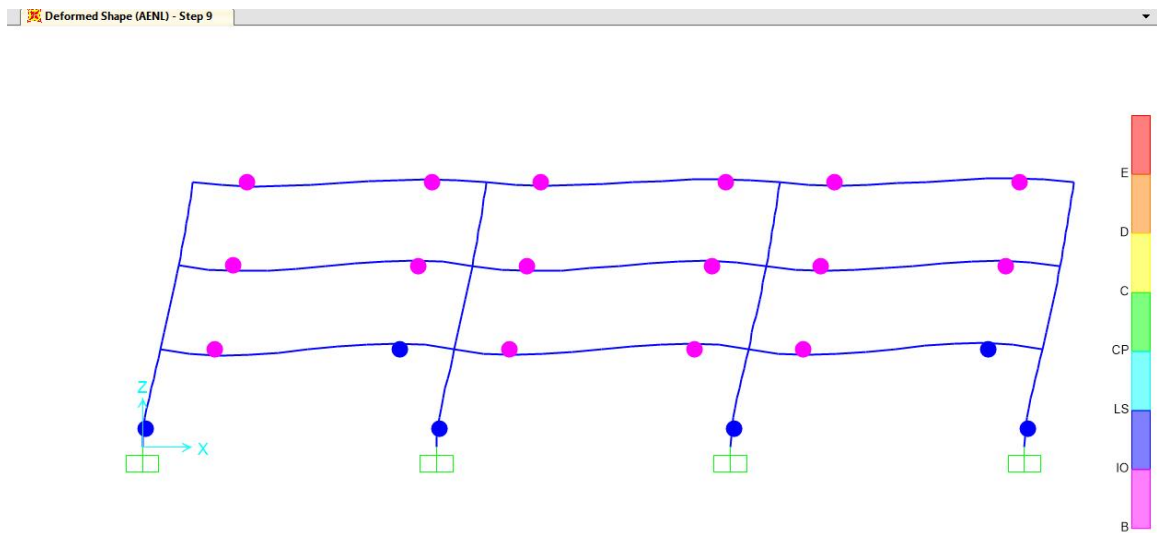
Anexo 20 Incremento de carga lateral en el paso 7, todas las vigas de la estructura cuentan con rótulas plásticas en sus extremos en el eje y.



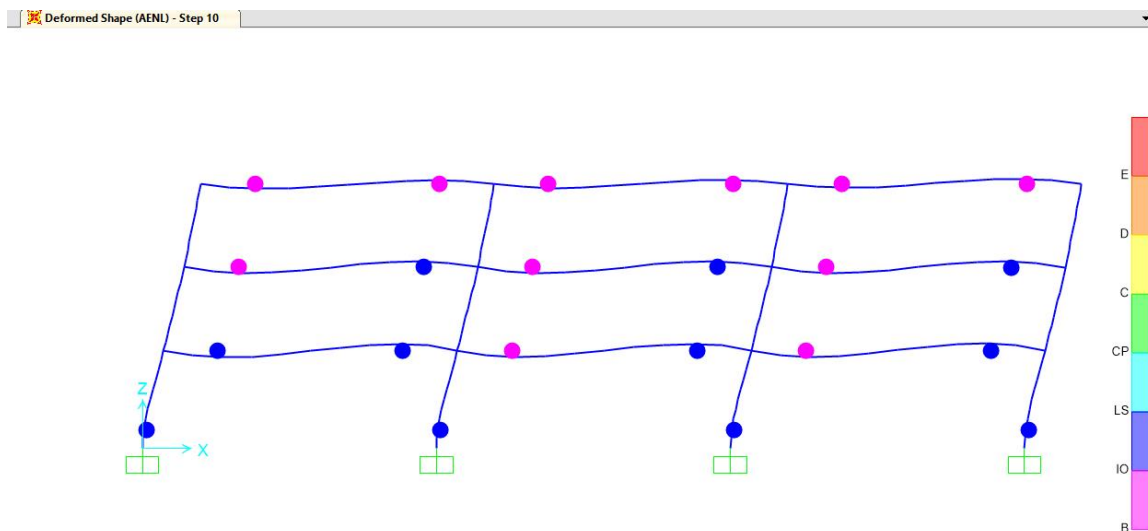
Anexo 21 Incremento de carga lateral en el paso 8, no se observa incremento de plasticidad en rótulas con respecto al paso anterior.



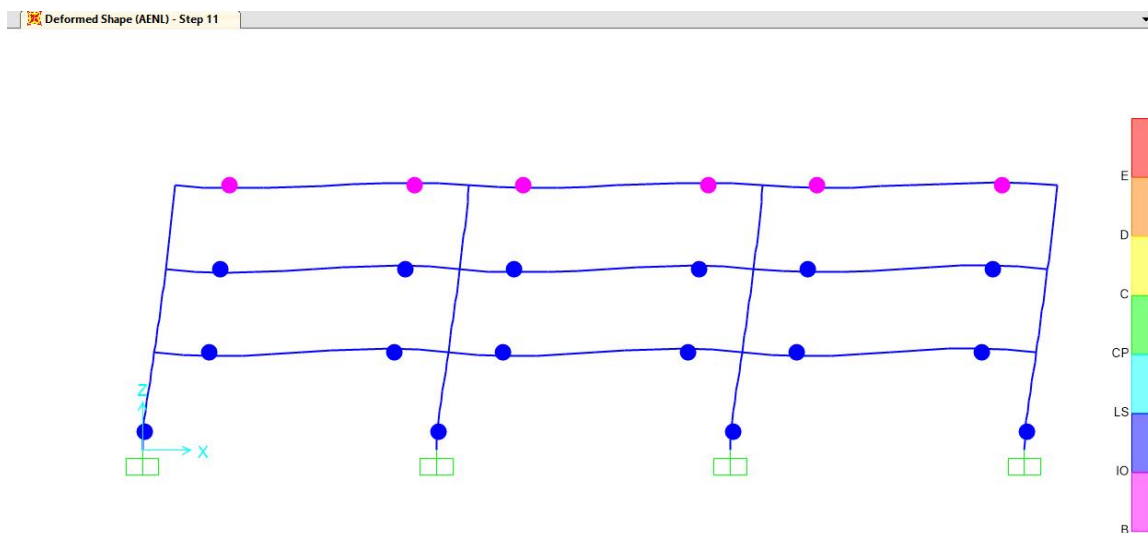
Anexo 22 Incremento de carga lateral en el paso 9, incrementa la deformación plástica en las bases de las columnas del primer nivel y en un extremo de una viga en el primer nivel del eje y.



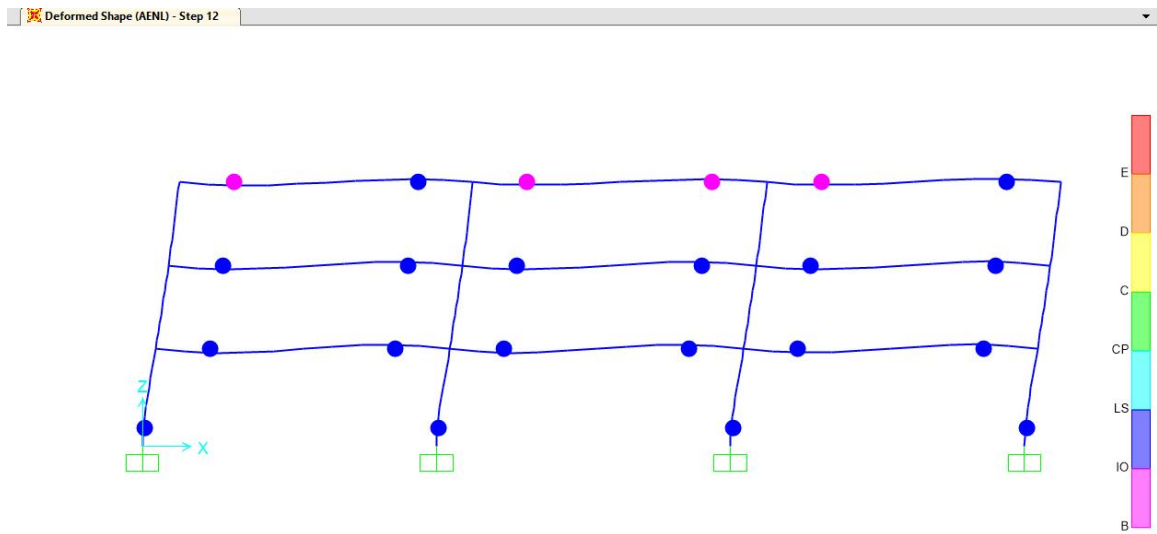
Anexo 23 Incremento de carga lateral en el paso 10, la deformación plástica de las vigas en el primer nivel incrementa en varios puntos, al igual que las vigas del segundo nivel del eje y.



Anexo 24 Incremento de carga lateral en el paso 11, todas las rótulas plásticas formadas en las vigas de los primeros dos niveles en el eje y tienen una categorías de nivel operacional.



Anexo 25 Incremento de carga lateral en el paso 12, incrementa la plasticidad de algunas rótulas en el tercer nivel del eje y.



Anexo 26 Incremento de la carga lateral en paso 13, hay presencia de más rótulas plásticas en el nivel de categoría operacional en el nivel tres del eje y.

