



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

CAMPUS I

COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
DE UN EDIFICIO DE LOSA RETICULAR
MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO
LINEAL (PUSHOVER)”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CON FORMACIÓN
EN CONSTRUCCIÓN**

PRESENTA:

ING. EDUARDO VÁZQUEZ NÁFATE C060171



DIRECTOR DE TESIS:

M.I. JORGE ALFREDO AGUILAR CARBONEY

TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS; JUNIO DE 2021



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS
FACULTAD DE INGENIERÍA C-I



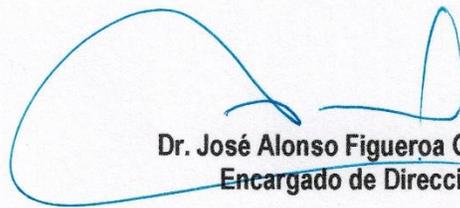
Tuxtla Gutiérrez; Chiapas.
A 31 de mayo del 2021
Oficio. FI. 01/714/2021

C. Eduardo Vázquez Nafate
Maestría en Ingeniería con formación en Construcción
Presente.

Por este medio comunico a usted, que se autoriza la impresión de su trabajo de tesis denominado: "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de losa reticular mediante análisis estático no lineal (PUSHOVER)", para que pueda continuar con los trámites de titulación para la obtención del Grado de la Maestría en Ingeniería con formación en Construcción.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

Atentamente.
"Por la conciencia de la necesidad de servir"



Dr. José Alonso Figueroa Gallegos
Encargado de Dirección



C. c. p. Dra. Daisy Escobar Castillejos. Coordinadora de Investigación y Posgrado. - F.I.
Archivo Minutario.
JAFG/DEC/topg*



Código: FO-113-09-05
Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

El (la) suscrito (a) Eduardo Vázquez Náfate
Autor (a) de la tesis bajo el título de "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de losa reticular mediante análisis estático no lineal (Pushover),"
presentada y aprobada en el año 20 como requisito para obtener el título o grado de Maestría en Ingeniería con Formación en Construcción autorizo a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), a que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para que contribuya a la divulgación del conocimiento científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 9 días del mes de septiembre del año 20 21.


Ing. Eduardo Vázquez Náfate
Nombre y firma del Tesista o Tesistas

Dedicatorias

Dedico este trabajo a mis padres, Tovías Vázquez Hernández y Mariela Náfate Madrigal, por su constante apoyo incondicional y respaldo brindado durante esta etapa de estudios de posgrado.

A mis hermanas Fabiola y Karina, gracias por estar conmigo y apoyarme siempre, las quiero mucho.

A Dios y a ellos dedico este logro, que sin ellos, no hubiese alcanzado una meta más en mi vida profesional.

Agradecimientos

Agradezco a Dios, por guiar mis caminos, darme la salud y sabiduría necesaria para poder lograr esta nueva meta, mi maestría.

A mi familia, quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento, depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento en mi inteligencia y capacidad.

A los maestros Jorge Alfredo Aguilar Carboney y Gabriel Sánchez Rodríguez, por su apoyo y por compartir sus conocimientos conmigo.

A nuestra casa de estudios UNACH por haberme dado la oportunidad de realizar mis estudios de posgrado y cumplir este gran sueño.

Agradezco el apoyo financiero del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, mediante el proyecto FORDECyT No. 297246 “Desarrollo de capacidades nacionales para aumentar la resiliencia sísmica de edificios de concreto y mampostería con un enfoque de diseño por desempeño”.

A todas aquellas personas que creyeron en mí y de alguna u otra forma contribuyeron en el desarrollo de mi carrera profesional.

Tabla de contenido

Dedicatorias	i
Agradecimientos	ii
Índice de Tablas	vi
Índice de Figuras	vii
Introducción.....	xi
Objetivos.....	xii
Objetivo general	xii
Objetivos específicos	xii
Capítulo 1. Bases teóricas.....	1
1.1 Análisis estructural	1
1.2 Análisis lineal	1
1.3 Análisis no lineal	2
1.3.1 No linealidad geométrica.....	3
1.3.2 No linealidad física o del material.....	3
1.4 Análisis estático no lineal “Pushover”	4
1.4.1 Procedimiento de análisis Pushover	5
1.5 Curva de capacidad.....	6
1.5.1 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.....	7
1.5.1.1 Representación bilineal del espectro de capacidad.....	9
1.6 Demanda sísmica.....	10
1.7. Diagrama Momento curvatura.....	11
1.8 Rótulas plásticas	11
1.9 Desempeño sísmico estructural	12
1.9.1 Niveles de desempeño sísmico	13
1.9.1.1 Propuesta del comité VISION 2000	13

1.9.1.2 Propuesta del ATC-40	15
1.9.2 Niveles de amenaza sísmica	19
1.9.2.1 Propuesta del Comité VISION 2000	19
1.9.2.2 Propuesta del ATC-40	20
1.9.3 Objetivos de desempeño	20
1.9.3.1 Propuesta del comité VISION 2000	21
1.9.3.2 Propuesta del ATC-40	22
1.10 Métodos para estimar el punto de desempeño	23
1.10.1 Método del espectro de capacidad (MEC)	23
1.10.2 Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)	25
Capítulo 2. Antecedentes del edificio de rectoría de la UNACH	30
2.1. Descripción de la estructura original	30
2.2 Daños provocados por el sismo del 20 de octubre de 1995	34
2.3 Proyecto de rehabilitación estructural	36
2.4 Estudios previos realizados al edificio de Rectoría de la UNACH	41
Capítulo 3. Modelación matemática	45
3.1 Materiales	46
3.2 Secciones	49
3.2.1 Columnas	49
3.2.2 Losa aligerada	50
3.3 Cargas y acciones	52
3.4 Asignación de diafragma	55
3.5 Aplicación de cargas horizontales incrementales	55
3.6 No linealidad para el análisis estático no lineal	57
3.6.1 No linealidad del material	57
3.6.2 No linealidad del elemento	58

3.7 Creación de casos de carga (load cases) no lineales.....	62
3.8 Asignación de rótula plástica.....	65
3.8.1 Modelamiento de las vigas	65
3.8.2 Modelamiento de columnas.....	67
3.9 Respuesta sísmica de la estructura.....	69
3.9.1 Representación de las demandas sísmicas.....	69
Capítulo 4 Desempeño sísmico de la estructura.....	74
4.1 Curva de capacidad de la estructura	74
4.2 Punto de desempeño de la estructura.....	77
4.3 Nivel de desempeño de la estructura	80
Conclusiones.....	82
Referencias	83

Índice de Tablas

Tabla 1 Estados de daño y niveles de desempeño según SEAOC, 1995.....	14
Tabla 2. Niveles de desempeño según ATC-40, 1999	17
Tabla 3. Niveles de movimiento sísmico SEAOC, 1995	20
Tabla 4. Objetivos de desempeño sísmico recomendados VISION 2000 (SEAOC,1995)	22
Tabla 5. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996).....	22
Tabla 6 Valores para el factor de modificación.....	28
Tabla 7. Periodos naturales de vibración obtenidos antes del refuerzo.....	43
Tabla 8. Periodos naturales de vibración obtenidos después del refuerzo	43
Tabla 9 Propiedades del concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$	46
Tabla 10 Propiedades del acero de refuerzo.....	46
Tabla 11 Propiedades del concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$	47
Tabla 12 Propiedades del acero de refuerzo.....	47
Tabla 13 Cargas gravitacionales permanentes en nivel azotea.....	52
Tabla 14 Cargas vivas variables para la azotea	53
Tabla 15 Resumen de cargas gravitacionales	54
Tabla 16 Momento curvatura para la columna C1 80x80 cm	60
Tabla 17 Parámetros para la determinación del espectro de diseño	69
Tabla 18 Niveles de demanda sísmica.....	71
Tabla 19 Base shear vs monitored displacement dirección X.....	76
Tabla 20 Base shear vs monitored displacement dirección Y	77
Tabla 21 Resultados para diferentes niveles de amenaza sísmica.....	80
Tabla 22 Desempeño esperado de la edificación.....	81

Índice de Figuras

Figura 1. Efecto P-Delta	3
Figura 2 Diagrama esfuerzo deformación típica del acero.....	4
Figura 3. Secuencia de análisis Pushover	5
Figura 4. Descripción de la técnica del Pushover y curva de capacidad sísmica resistente	6
Figura 5. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad	9
Figura 6. Representación bilineal del espectro de capacidad	10
Figura 7 Diagrama típico de Momento Curvatura.....	11
Figura 8 Momento curvatura en vigas. (FEMA 356, 2000)	12
Figura 9. Obtención del punto de desempeño	25
Figura 10 Curva de capacidad idealizada fuerza-desplazamiento.....	26
Figura 11. Ubicación del edificio en estudio.....	30
Figura 12. Vista panorámica del edificio en estudio	31
Figura 13. Dimensiones generales del edificio.....	31
Figura 14. Detalle del refuerzo en zapatas	32
Figura 15. Detalle de cimentación original	32
Figura 16. Armados en columnas	33
Figura 17. Planta y elevación del sistema de piso	33
Figura 18. Daños en columna con pretil superior.....	35
Figura 19. Daños en columnas	35
Figura 20. Distribución de daños en las columnas	36
Figura 21. Inyección de grietas en columnas	38
Figura 22. Refuerzo en columnas y contratrabes mediante encamisado	38
Figura 23. Refuerzo en zona de ábacos propuesto por Narcía López y Tovilla Zuart, 1999. ...	39
Figura 24. Refuerzo en nervaduras propuesto por Narcía López y Tovilla Zuart, 1999.....	39
Figura 25. Refuerzo superior en ábacos	40
Figura 26. Detalle del refuerzo en unión columna con contratabe.....	40
Figura 27. Localización de los sensores en la estructura.....	41
Figura 28 Registro de la vibración ambiental en la azotea del edificio reforzado	42
Figura 29 Vista del arreglo del equipo durante el registro de la vibración ambiental.....	42

Figura 30 Modelo tridimensional del programa SAP 2000.....	44
Figura 31. Vista en planta del modelo.....	45
Figura 32. Vista 3d del modelo	46
Figura 33. Propiedades del concreto $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$	47
Figura 34. Propiedades del concreto $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$	48
Figura 35. Propiedades del acero $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	48
Figura 36. Sección de columna reforzada	49
Figura 37. Propiedades de la nervadura sección N1.....	50
Figura 38. Propiedades de la nervadura sección Ne.....	50
Figura 39. Propiedades del firme de losa	51
Figura 40. Modelado del reforzamiento en zona de ábacos	51
Figura 41. Modelado del peso del faldón perimetral.....	53
Figura 42 Asignación de cargas a la losa	54
Figura 43 Definición de masas	54
Figura 44 Asignación de diafragma semi rígido	55
Figura 45 Carga lateral incremental en la dirección X.....	56
Figura 46 Carga lateral incremental en la dirección Y.....	56
Figura 47 Aplicación de carga lateral en la dirección X	56
Figura 48 Aplicación de carga lateral en la dirección Y	56
Figura 49 Características de la no linealidad del concreto $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$	57
Figura 50 Características de no linealidad del acero	57
Figura 51 Curva esfuerzo deformación del acero.....	58
Figura 52 Sección columna C1.....	59
Figura 53 Diagrama de interacción para M3-3.....	59
Figura 54 Diagrama de interacción para M2-2.....	59
Figura 55 Diagrama momento curvatura para columna C1	60
Figura 56 Rigidez efectiva en columnas según ASCE 41-17.....	61
Figura 57 Rigidez efectiva en vigas según ASCE 41-17.....	61
Figura 58 Definición del caso de carga gravitacional no lineal CGNL.....	62
Figura 59 Definición del caso de carga no lineal Pushover en la dirección X.....	62
Figura 60 Definición del caso de carga no lineal Pushover en la dirección Y	63

Figura 61 Asignación de control de desplazamiento para el análisis estático no lineal en la dirección X	63
Figura 62 Asignación de control de desplazamiento para el análisis estático no lineal en la dirección Y	64
Figura 63 Asignación de múltiples estados	64
Figura 64 Parámetros no lineales.....	65
Figura 65 Asignación de rótulas plásticas a las vigas	66
Figura 66 Parámetros de asignación de rótulas plásticas a vigas	66
Figura 67 Asignación de rótulas plásticas en vigas de forma automática	67
Figura 68 Cálculo de la longitud de rótulas en columnas	67
Figura 69 Parámetros de asignación de rótulas plásticas a columnas	67
Figura 70 Asignación de rótulas plásticas en columnas de forma automática en la dirección X	68
Figura 71 Vista en 3d de las rótulas plásticas.....	68
Figura 72 Vista en elevación de las rótulas plásticas	69
Figura 73 Uso del programa de diseño sísmico PRODISIS v4.1	70
Figura 74 Espectro para sismo de diseño	70
Figura 75 Espectro para sismo de servicio	71
Figura 76 Espectro para un sismo máximo	71
Figura 77 Caso de carga para espectro de servicio en la dirección Y	72
Figura 78 Caso de carga para espectro de diseño en la dirección X	72
Figura 79 Caso de carga para espectro máximo en la dirección X.....	73
Figura 80 Modelo con rótulas plásticas generadas en la dirección X	74
Figura 81 Curva de capacidad de la estructura en la dirección X	75
Figura 82 Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y	75
Figura 83 Punto de desempeño para el caso Pushover X según el ASCE 41-13 para un sismo de servicio.....	77
Figura 84 Punto de desempeño para el caso Pushover Y según el ASCE 41-13 para un sismo de servicio.....	77
Figura 85 Punto de desempeño para el caso Pushover X según el ASCE 41-13 para un sismo de diseño.....	78

Figura 86 Punto de desempeño para el caso Pushover Y según el ASCE 41-13 para un sismo de diseño	78
Figura 87 Punto de desempeño para el caso Pushover X según el ASCE 41-13 para un sismo máximo	79
Figura 88 Punto de desempeño para el caso Pushover Y según el ASCE 41-13 para un sismo máximo	79

Introducción

Tuxtla Gutiérrez, capital del estado de Chiapas, está catalogada de acuerdo a la zonificación sísmica de la Comisión Federal de Electricidad como zona C, de importante amenaza sísmica. La ciudad está ubicada en una región cercana donde se presenta el fenómeno de subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica y, junto con el sistema de fallas Polochic-Motagua-Jocotan-Chamelecon representa el origen de casi toda la energía sísmica liberada en la región, causante de la actividad sísmica al que la ciudad está sujeta.

El caso de estudio es el edificio de Rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas (UNACH), que se encuentra ubicado en la denominada “Colina Universitaria” del Campus I, en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. Está conformado de un solo nivel, construido a base de zapatas aisladas, columnas y losa reticular de concreto armado.

Dicho inmueble sufrió daños severos en columnas y muros de mampostería, provocados por el sismo ocurrido el 20 de octubre de 1995, de magnitud de momento $M_w=7.2$ en escala de Richter, localizado en las coordenadas 16.795° N y 93.649° W, conocido como el sismo de Villaflores, lo que ocasionó que el edificio estuviera fuera de servicio. A raíz de los daños, Narcía López & Tovilla Zuart, desarrollaron el proyecto de reparación y refuerzo estructural, propuesto en 1999, en ese mismo año se iniciaron las obras de rehabilitación estructural, que fueron concluidas en el año 2000.

Con la finalidad de determinar teóricamente la capacidad sísmica del edificio de Rectoría, en este trabajo se busca determinar el nivel de desempeño sísmico ante distintos niveles de amenaza, por medio de herramientas que tiene su base en el análisis estático no lineal.

La presente investigación contiene 4 capítulos. En el primero, se desarrolla las bases teóricas para entender el desempeño sísmico y el análisis estático no lineal. En el segundo, se describen los antecedentes del edificio de Rectoría de la UNACH. En el tercero se describe el procedimiento realizado para el modelado del edificio con apoyo del programa ETABS v16 y en el cuarto se obtienen los resultados del análisis, así como las conclusiones.

Objetivos

Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico del edificio de Rectoría de la UNACH, mediante el análisis estático no lineal (Pushover).

Objetivos específicos

- Realizar un modelo 3d del edificio de rectoría de la UNACH en el software para análisis y diseño estructural ETABS v16, considerando las especificaciones señaladas tanto en los planos originales como el de su reforzamiento.
- Establecer los parámetros para el análisis no lineal.
- Efectuar el análisis estático no lineal Pushover para obtener la curva de capacidad estructural del edificio.
- Calcular los espectros de demanda a los que será sometido la estructura en el modelado.
- Evaluar el nivel de desempeño sísmico del edificio de Rectoría para las demandas sísmicas determinadas.

Capítulo 1. Bases teóricas

1.1 Análisis estructural

Una estructura es un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada cuya función es recibir cargas, soportar esfuerzos y transmitir esas cargas al suelo, garantizando la estabilidad y resistencia de la construcción.

El análisis estructural es la separación de la estructura en sus elementos que la constituyen, como las vigas, columnas y losas en una estructura de edificio, y la determinación del efecto de las cargas aplicadas en cada elemento, que se lleva a cabo calculando las acciones internas producidas por las cargas, o sea, las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y los momentos torsionantes de cada miembro, así como las deformaciones de cada elemento y de la estructura completa (González Cuevas O. M., 2015).

1.2 Análisis lineal

El análisis lineal consiste en la obtención de las respuestas estructurales considerando que las propiedades de los materiales cumplen con la ley de Hooke, que establece que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y por tanto existe una relación entre los mismos. Es válida dentro de lo que se denomina régimen lineal elástico, es decir que si los esfuerzos rebasan un cierto valor σ_p , llamado tensión de proporcionalidad, las deformaciones ya no serán proporcionales. La ley de Hooke considera también que los desplazamientos son pequeños y pueden ser despreciadas las fuerzas inducidas producto de estas, y por consiguiente es válido el principio de superposición de efectos.

En realidad, el comportamiento de ningún material es completamente lineal, ya que todos luego de cierto esfuerzo o deformación comienzan a incursionar en la zona no lineal o fallan inmediatamente. Sin embargo, la suposición de que el material de las estructuras es lineal y elástico permite efectuar simplificaciones importantes en el análisis. Esta suposición conduce que las acciones internas calculadas se aproximen a las que ocurrirían en la estructura real bajo el efecto de cargas relativamente bajas, no cercanas a las que producirían el colapso de la

estructura, sino a las que se producen esfuerzos dentro de la zona de comportamiento lineal de los materiales (González Cuevas O. M., 2015).

Los reglamentos modernos de diseño sísmico, entre ellos el de la Ciudad de México, aceptan que el análisis estructural ante cargas sísmicas pequeñas puede efectuarse considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal, aunque se reconoce que durante temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamiento inelástico. (Bazán Zurita & Meli, 2016)

1.3 Análisis no lineal

El análisis no lineal tiene como objetivo la obtención de las respuestas estructurales tomando en cuenta el comportamiento más real de los materiales y de la estructura en general, que es que los materiales puedan incursionar en el rango inelástico ante grandes sollicitaciones sísmicas. En el análisis no lineal, tanto la geometría como las características mecánicas del material no permanecen constantes a lo largo del tiempo como sí ocurría en el caso lineal.

El diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes fuerzas dinámicas resultaría muy costoso, ya que se requerirán grandes secciones de los elementos estructurales y resistencias altas.

Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grupos: análisis dinámicos no lineales y análisis estáticos no lineales. Para el análisis dinámico, se utiliza el Análisis Dinámico Cronológico No Lineal, el cual permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamiento de piso, fuerza cortante, etc.) en el tiempo. Para los análisis estáticos, éstos se realizan mediante la aplicación del Análisis Estático No Lineal también llamado Pushover. Éste último, es el más utilizado debido a su simpleza para representar el comportamiento de las edificaciones ante sismos severos, pues consiste en discretizar el comportamiento no lineal a través de rótulas que se ubican en las zonas donde se espera un comportamiento inelástico.

1.3.1 No linealidad geométrica

En el análisis no lineal, una importante fuente de no linealidad aparece cuando el elemento estructural experimenta grandes desplazamientos, que producen cambios significativos en su configuración geométrica al avanzar el proceso de carga.

La no linealidad geométrica se debe a que los movimientos que se producen en la estructura por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la misma y en consecuencia no es aceptable la simplificación de considerar el equilibrio sobre la posición inicial sin deformar.

Un tipo de no-linealidad geométrica es conocida como el efecto P-Delta o efectos de segundo orden. El cual consiste en que, al ser desplazada la masa superior respecto al centro de equilibrio del sistema, se produce un momento de volteo equivalente al peso de dicha masa multiplicada por la distancia entre ella y el centro de equilibrio y éste se suma al producido por la actuación de las fuerzas horizontales, como se ilustra en la Figura 1. (Rojas Contreras, 2012).

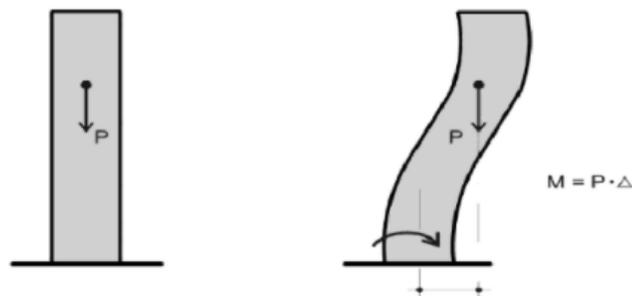


Figura 1. Efecto P-Delta¹

1.3.2 No linealidad física o del material

Otra causa de no linealidad que se presenta en los materiales, se debe a la relación no lineal existente entre esfuerzo y deformación, que ocurre cuando el material no sigue la ley de Hooke. Algunos materiales se comportan linealmente sólo si las deformaciones son muy pequeñas y otros tienen un comportamiento totalmente diferente.

¹ Fuente: Rojas Contreras, Alejandro (2012).

En el acero, por ejemplo, existe linealidad cuando las deformaciones son pequeñas, por debajo de cierto punto llamado límite de proporcionalidad, el cual depende de las propiedades del material. Por encima de este límite, la relación entre el esfuerzo y deformación es más complicada y suelen representarse gráficamente por un diagrama, como el mostrado en la Figura 2, que representa un diagrama típico de un acero.

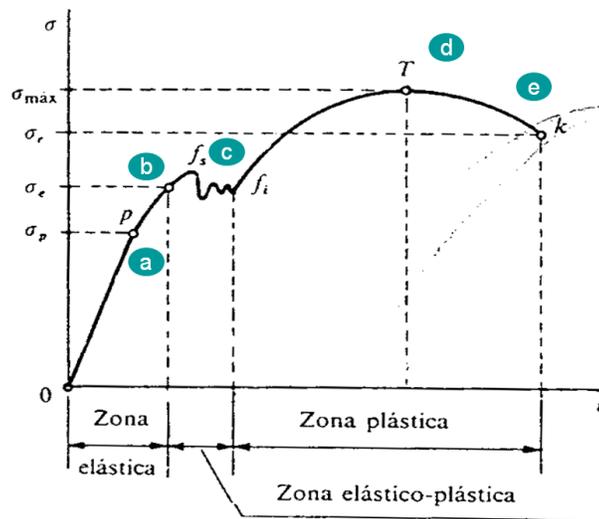


Figura 2 Diagrama esfuerzo deformación típica del acero²

Tanto la no linealidad geométrica y física, se reflejan en cambios en las relaciones cargas-deformación de los elementos que conforman la estructura y, por tanto, modifican las ecuaciones de equilibrio dinámico.

1.4 Análisis estático no lineal “Pushover”

El análisis Pushover es un método basado en desempeño de estructuras ante un sismo, y sirve para conocer la respuesta no lineal de la estructura. Este tipo de análisis permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre cuando la estructura es sujeta a fuerzas inerciales que sobrepasan el límite elástico de la estructura (Guevara, Osorio, & E, 2006).

El análisis estático no lineal de carga incremental Pushover se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando en la misma dirección hasta alcanzar el colapso de

² Fuente: <http://meatronica4b.blogspot.com/2011/11/diagrama-esfuerzo-deformacion-unitaria.html>

la edificación o un desplazamiento objetivo, considerando que la estructura se encuentra bajo cargas gravitacionales constantes. El análisis estático no lineal de carga incremental asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. (Rodríguez, 2015)

El objetivo central del análisis estático no lineal “Pushover” es la obtención de la Curva de Capacidad, que representa la relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior.

Con la técnica de Pushover, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes estructurales, estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad. (Arévalo & Bermúdez, 2007).

1.4.1 Procedimiento de análisis Pushover

El análisis Pushover es aplicable para una estructura anteriormente diseñada, de la cual se conoce el armado y las curvas histeréticas de sus elementos. El procedimiento de análisis consiste en aplicar un patrón de cargas laterales incrementales en la misma dirección hasta que la estructura colapse o se llegue a un desplazamiento objetivo en el último nivel, bajo cargas gravitacionales constantes.

La secuencia de análisis Pushover se ilustra en la Figura 3:

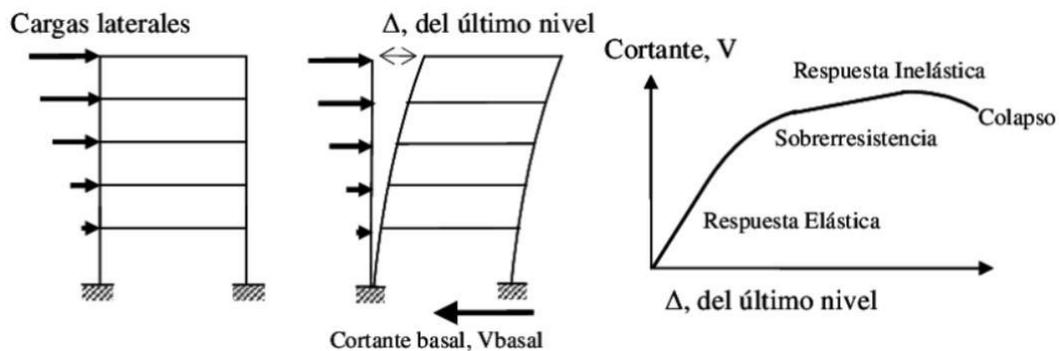


Figura 3. Secuencia de análisis Pushover³

³ Fuente: Arango, Paz y Duque, 2009, como se citó en Paredes Calderon, 2020.

Como se observa en la Figura 3, la sumatoria de las fuerzas distribuidas en cada piso representa el cortante basal V , que provocan el desplazamiento máximo del último nivel Δ . El proceso se repite incrementando las cargas iniciales hasta llevar a la estructura al colapso.

Las cargas iniciales se obtienen de los reglamentos locales, para luego ser incrementadas de forma monótona. El patrón de cargas utilizado debe ser aproximado a las fuerzas inerciales esperadas durante el sismo. Sin embargo, se debe tener en cuenta que las fuerzas inerciales reales varían en función de la intensidad del sismo; más el patrón considerado para el Pushover, se considera constante.

1.5 Curva de capacidad

La curva de capacidad representa la relación que existe entre la resistencia a carga incremental lateral aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el último piso, con la finalidad de poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura. Esta capacidad depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales, tales como el concreto, el acero y la combinación de ambos.

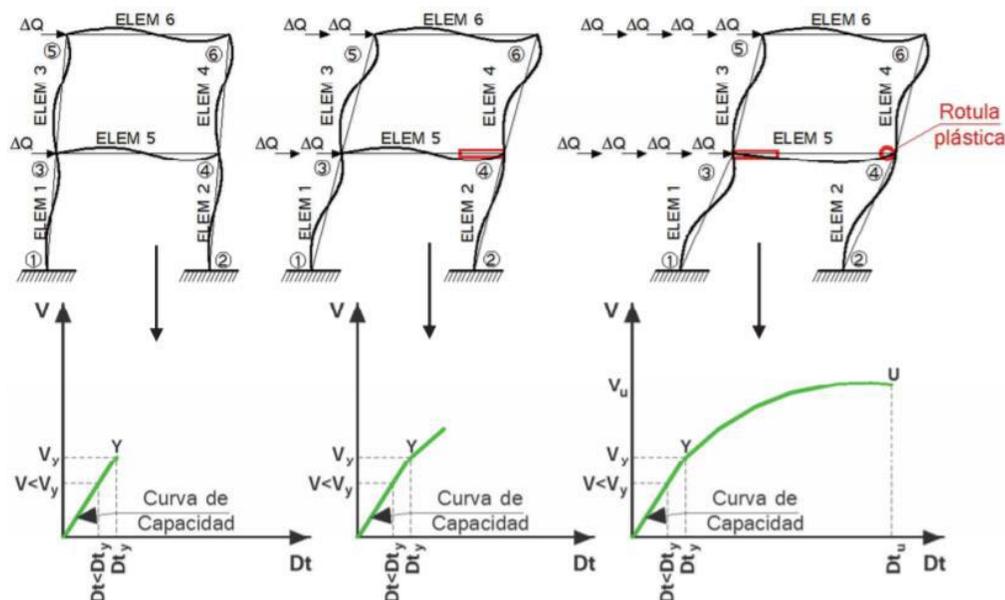


Figura 4. Descripción de la técnica del Pushover y curva de capacidad sísmica resistente⁴

⁴ Fuente: Mora, 2015, como se citó en Aguilar, 2017.

La Figura 4 ilustra el cálculo de la curva de capacidad sísmica resistente. En la parte superior izquierda se presenta un sistema de marcos ortogonales al que se le aplica una carga en cada piso ΔQ , que no es necesariamente la misma en cada piso, como recién se inicia el cálculo el punto de la curva de capacidad está en el rango elástico. En la parte central superior de la figura, se tiene una posición luego de algunos ciclos de carga y al aplicar nuevamente un incremento de carga lateral ΔQ , la viga inferior en el nudo final (ELEM 5) supera su momento de fluencia M_y y se cambia la rigidez de ese elemento en esa sección. En la parte inferior se aprecia que la curva de capacidad deja de ser lineal y empieza a curvarse. La rigidez de la estructura es el ángulo de la tangente de la curva de capacidad sísmica con el eje de la X ; cuando la curva supera el punto de fluencia de la estructura Y ; este ángulo disminuye, lo que significa que la rigidez disminuye y por ende su período de vibración aumenta. En la parte superior derecha de la Figura 4, se continúa con el incremento de carga lateral ΔQ , en la viga del elemento 5 se observa que en el nodo inicial ha llegado al punto de fluencia y en el nodo final (4) se ha llegado a su máxima capacidad de flexión M_u , cuando esto sucede se forma una rótula plástica ya que la sección no es capaz de resistir más momento a flexión y empieza a rotar.

El estado de cargas y curva de capacidad sísmica mostrados a la derecha de la Figura 4, no significa el colapso de la estructura, ya que solo se tiene una rótula plástica; de tal manera que puede soportar mayores cargas laterales hasta que se forme un mecanismo o hasta que la ductilidad global de la estructura Y_g sea mayor que un valor prefijado.

$$\gamma_g = \frac{D_t}{H}$$

Donde D_t es el desplazamiento en el tope del edificio; H es la altura total del edificio. Otro criterio de colapso es que el determinante de la matriz de rigidez sea negativo. Los programas de computación consideran estos tres criterios; normalmente el criterio que determina cuando termina el Pushover viene dado por la ductilidad global. (Aguilar, 2017)

1.5.1 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad

Los métodos para la determinación del desempeño sísmico de una edificación, entre los que se encuentran el ATC-40, FEMA, etc; requieren que la curva de capacidad que está en términos

del cortante basal y desplazamiento de azotea, se convierta a un espectro de capacidad, que está en términos aceleración espectral (S_a) versus desplazamiento espectral (S_d), conocido como formato Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADRS). Ver figura 5.

Las ecuaciones necesarias para poder realizar la transformación son:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}^2) / g}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i / g] [\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}^2) / g]}$$

$$S_{ai} = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \Phi_{techo,1}}$$

Donde:

PF1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

W_i/g = Masa asignada al nivel i

Φ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Nivel N, el nivel más alto de la estructura

V = Cortante basal

W = Peso del edificio

Δ_{techo} = Desplazamiento del techo

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

Para convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad, primero se calcula el factor de participación modal (PF1) y el coeficiente modal de masa (α_1) con las ecuaciones mostradas

anteriormente. Luego, para cada punto V (cortante basal) y Δ_{techo} (desplazamiento del techo) se calcula el valor respectivo de S_a y S_d usando las ecuaciones dadas. El procedimiento mostrado se determina para representar la respuesta estructural del primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis que el primer modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta más predominante ante una sollicitación sísmica.

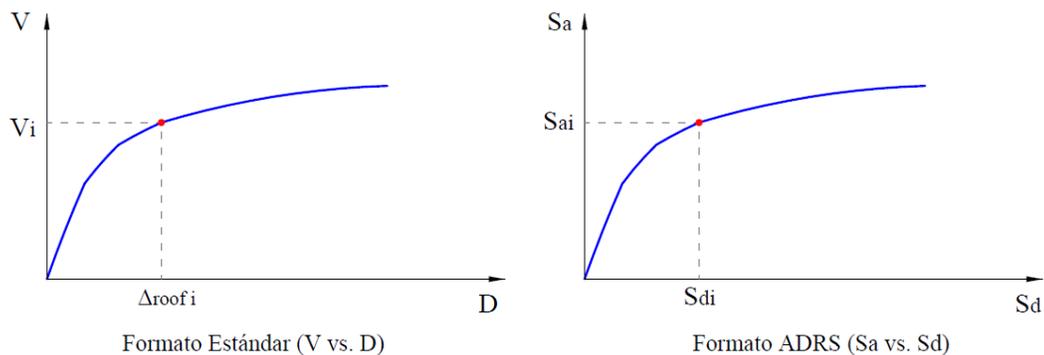


Figura 5. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad⁵

1.5.1.1 Representación bilineal del espectro de capacidad

Es común representar el espectro de capacidad en forma bilineal para facilitar el estudio de diversas propiedades que se obtienen de aplicar esta metodología. Para construir la representación bilineal idealizada según ATC-40, primero se dibuja una línea tangente desde el origen cuya pendiente sea igual a la rigidez inicial de la estructura; luego se requiere de la definición del punto de desempeño tentativo (a_{pi} , d_{pi}) que es estimado por el diseñador, se dibuja una segunda línea hacia atrás desde dicho punto, de manera de que cuando intercepte la primera línea en el punto a_y , d_y , el área designada como A_1 en la Figura 6 sea igual al área A_2 . El objetivo de intentar igualar gráficamente las áreas A_1 y A_2 , es el de representar una energía de igual magnitud asociada a cada tramo.

⁵ Fuente: (ATC-40, 1996)

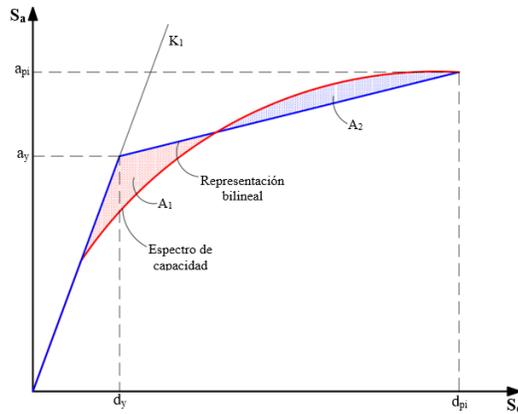


Figura 6. Representación bilineal del espectro de capacidad⁶

1.6 Demanda sísmica

Según ATC-40, 1996, la demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5%, el cual está en un dominio de aceleración espectral vs periodo que también debe ser transformado en formato ADRS, es decir al dominio de aceleración espectral vs desplazamiento espectral. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores S_{ai} , T_i a un formato equivalente S_{ai} , S_{di} , se debe determinar cada desplazamiento espectral S_{di} para cada T_i . Esto se puede hacer con la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un periodo y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores de amortiguamiento. Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía (Safina, 2002).

⁶ Fuente: (ATC-40, 1996)

1.7. Diagrama Momento curvatura

El diagrama de Momento- Curvatura nos proporciona puntos de momento resistente interno y su curvatura correspondiente para un diagrama de deformaciones que cumpla con la compatibilidad y equilibrio de fuerzas internas.

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado tienen una relación lineal siempre y cuando los momentos sean menores al momento de agrietamiento (M_A). Luego del agrietamiento la relación continúa casi lineal, pero con pendiente diferente hasta que la fluencia del acero (M_y) o el agotamiento del concreto (M_u) se alcance. Si primero se produce la fluencia del acero, la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo (M_u). (Ottazzi, 2011)

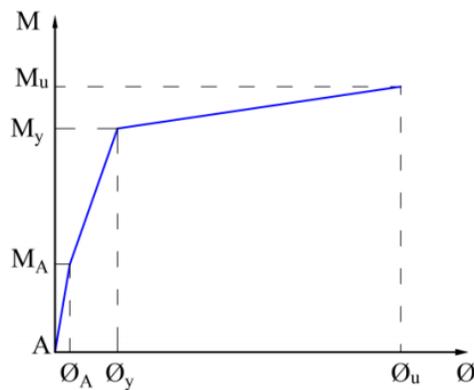


Figura 7 Diagrama típico de Momento Curvatura⁷

1.8 Rótulas plásticas

La rótula plástica o articulación plástica se forma cuando en una sección de un miembro estructural se excede el momento de cedencia y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga. A la rótula plástica le corresponde una longitud equivalente “L”. La longitud equivalente de la rótula plástica L debe distinguirse en la región de plasticidad sobre la que se dan requerimientos especiales del refuerzo, esto para asegurar capacidad de rotación inelástica confiable. (Burgos Namuche, 2007, como se citó en Paredes Calderón, 2020).

⁷ Fuente (Ottazzi, 2011)

La Figura 8 es una idealización del momento-curvatura real, la pendiente AB representa el tramo elástico, el punto B es llamado punto de fluencia, el tramo BC es la pendiente de endurecimiento, el tramo CD es la degradación significativa de la resistencia, el tramo DE la reducción sustancial de resistencia y finalmente el punto E la pérdida total de resistencia. Estas idealizaciones van a depender del tipo de elemento estructural y del comportamiento que este tenga, para esto, el FEMA establece tablas donde se pueden encontrar dichos puntos.

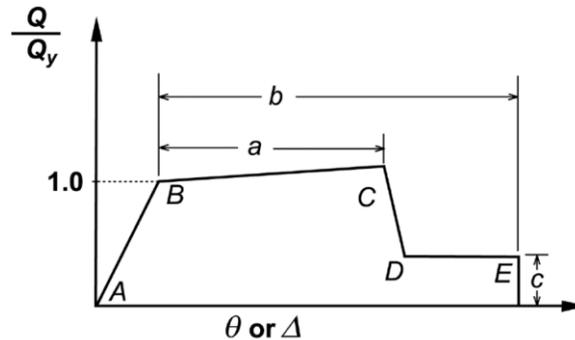


Figura 8 Momento curvatura en vigas. (FEMA 356, 2000)

1.9 Desempeño sísmico estructural

El diseño por desempeño de una edificación se basa en diseñar una estructura que se desempeñará o se comportará de una manera definida cuando esté sujeta a diversos escenarios de sismo. Además, facilita a los propietarios y diseñadores poder cuantificar financieramente los riesgos esperados en sus edificios y seleccionar un nivel de desempeño que cumpla con sus requerimientos, manteniendo un nivel de seguridad.

Si se eligiera un objetivo de desempeño que requiera que la estructura permanezca operacional incluso en el evento sísmico más fuerte, resultaría muy costoso el proyecto. Al contrario, un diseño donde la seguridad de vida sea la única consideración, puede no proteger adecuadamente los intereses económicos de los inversionistas.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en los elementos estructurales del edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al sismo.

El desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, el nivel de amenaza sísmica y los objetivos de desempeño.

1.9.1 Niveles de desempeño sísmico

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

Como referencias de niveles de desempeño existen: El Comité VISION 2000 –SEAOC y ATC -40 / FEMA 273 – 356, entre otros. A continuación, se definen los niveles de desempeño propuestos por cada uno de ellos:

1.9.1.1 Propuesta del comité VISION 2000

La propuesta de Structural Engineers Association of California (SEAOC) fue emitida por el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), el cual plantea cuatro niveles de desempeño que se describen a continuación:

A) Totalmente Operacional: Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

B) Operacional: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

C) Seguridad: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

D) Pre-colapso: Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factible técnica o económicamente.

En la Tabla 1 se muestra un resumen de los niveles de desempeño descritos:

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Tabla 1 Estados de daño y niveles de desempeño según SEAOC, 1995

1.9.1.2 Propuesta del ATC-40

El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC), fundada en 1973, surge de la iniciativa de la SEAOC con la misión de promover y desarrollar el estado del arte, recursos ingenieriles amigables con el usuario y aplicaciones técnicas para utilizarse en mitigar los efectos de fenómenos naturales y otros riesgos en el entorno edificado. El ATC y el Consorcio de Universidades para la investigación en ingeniería sísmica CUREE formaron una sociedad denominada NEHRP Consultants Joint Venture. El FEMA ha adoptado las recomendaciones del ATC por lo que la similitud en las propuestas de nivel de desempeño existentes es acusado. Así, las guías ATC-40 y el FEMA-356, pueden ser enunciadas de forma conjunta; no así los márgenes estipulados en sus límites de daño. (Sánchez Aguilar, 2010)

El ATC-40 1996, propone determinar de forma independiente el nivel de desempeño para los elementos estructurales y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales, de manera que la combinación conduzca al nivel de desempeño de la edificación.

Nivel de desempeño para elementos estructurales

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n (“Structural Performance”, donde n es un número).

A) SP-1. Ocupación inmediata: El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

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

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

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

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

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

Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

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

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

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

C) NP-C. Seguridad: Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el

equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

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

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

Niveles de desempeño de la edificación

Los niveles de desempeño de la edificación se obtienen de la combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los no estructurales. La Tabla 2 muestra las combinaciones propuestas, siendo éstas: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad y Estabilidad Estructural.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Daño controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

Tabla 2. Niveles de desempeño según ATC-40, 1999

A continuación, se describen los niveles de desempeño de la edificación:

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

B) 1-B. Ocupación inmediata: Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

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

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

1.9.2 Niveles de amenaza sísmica

El diseño sísmico basado en desempeño requiere seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan movimientos sísmicos de diseño, y su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura, como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras.

Se presentan a continuación, los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al Comité VISION 2000 y al ATC-40.

1.9.2.1 Propuesta del Comité VISION 2000

El comité VISION 2000 propone que los movimientos sísmicos sean expresados en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia promedio es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

Donde:

T_R =Período de retorno (años)

t =Tiempo de exposición (años)

p_e =Probabilidad de excedencia

La Tabla 3 muestra los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores

Nivel de movimiento sísmico	Periodo medio de retorno T_R (años)	Probabilidad de excedencia (pe)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	975 años	5% en 50 años

Tabla 3. Niveles de movimiento sísmico SEAOC, 1995

1.9.2.2 Propuesta del ATC-40

El ATC-40 (1996) utiliza tres niveles de amenaza sísmica, identificados como:

Sismo de servicio (SS); Correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de aproximadamente 75 años, de manera que pueda llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En magnitud, típicamente representa 0.5 veces un sismo de diseño.

Sismo de diseño (SD); Correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de aproximadamente 500 años.

Sismo máximo (SM); Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de aproximadamente 1000 años. En magnitud es aproximadamente 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño.

1.9.3 Objetivos de desempeño

Los objetivos de desempeño, son una expresión del nivel de desempeño o comportamiento sísmico deseado para una edificación sometida a sismo de distintas intensidades. Es decir, el

movimiento del suelo debido a un terremoto se combina con un deseado nivel de desempeño del edificio y se forma un Objetivo de Desempeño. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Los objetivos de desempeño se pueden seleccionar según la ocupación, importancia o funciones de la edificación, consideraciones económicas relacionadas con costos de reparación y de su interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilísticos, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que, en los enfoques determinísticas, en términos del movimiento máximo esperado para cada evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como, por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el periodo medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia (SEAOC, 1995).

1.9.3.1 Propuesta del comité VISION 2000

La SEAOC relaciona el nivel del movimiento sísmico con el nivel de desempeño sísmico de la estructura, en tres grupos: 1) Instalaciones básicas; 2) Instalaciones esenciales; 3) Instalaciones de seguridad crítica. Las instalaciones de seguridad crítica corresponden a cualquier tipo de instalación que pueda resultar en una amenaza inaceptable para la comunidad, por ejemplo, un depósito de materiales peligrosos; las instalaciones esenciales se refieren a aquellas que ante una eventualidad sísmica deben seguir en funcionamiento, tales como hospitales, estaciones de bomberos, etc.; y las instalaciones básicas atañe a cualquiera que no esté contenida dentro de los dos grupos anteriores.

En la Tabla 4 se ilustra los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación, de acuerdo a la propuesta del Comité VISION 2000:

1.-Instalaciones básicas 2.-Instalaciones esenciales 3.-Inst. seguridad critica 0.-Desempeño inaceptable		Nivel de desempeño sísmico			
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Pre-colapso
Nivel del movimiento sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy raro (T=975 años)	-	3	2	1

Tabla 4. Objetivos de desempeño sísmico recomendados VISION 2000 (SEAOC,1995)

1.9.3.2 Propuesta del ATC-40

Para el ATC-40 (1996), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas (de costos), de preservación. Existe una amplia variedad de combinaciones, atendiendo a las características particulares de uso, función e importancia de cada edificación. En la Tabla 5, se muestra un ejemplo, para un nivel dual de desempeño esperado asociado al llamado criterio de seguridad básica, generalmente empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo (SM). (Fuentes Rivera Silva, 2018)

Movimiento sísmico	Niveles de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad estructural
Sismo de servicio, SS	-	-	-	-
Sismo de diseño, SD	-	-	X	-
Sismo máximo, SM	-	-	-	X

Tabla 5. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

1.10 Métodos para estimar el punto de desempeño

El punto de desempeño de una edificación se determina relacionando su capacidad estructural y la demanda sísmica. La capacidad estructural puede ser definida mediante una curva o espectro de capacidad y la demanda a través de un espectro de diseño sísmico, conceptos ya descritos anteriormente. El punto de desempeño sirve como parámetro de comparación contra el que se mide un objetivo de diseño.

Los métodos para determinar el punto de desempeño, fundamentados en los estudios del ATC-40 y el FEMA 273, son: el Método del Espectro de Capacidad (MEC), el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y el Método N2 (MN2).

A continuación, se describirá el Método del Espectro de Capacidad (MEC) y el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD).

1.10.1 Método del espectro de capacidad (MEC)

El método fue propuesto por primera vez por Freeman en 1975 y consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá como base para compararla con el nivel de desempeño esperado según categoría (Safina, 2002).

La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza-desplazamiento (espectro de capacidad), obtenido a partir de un análisis estático no lineal “Pushover”, y la demanda sísmica por medio de un espectro inelástico que considera la respuesta no lineal de la estructura. Tanto el espectro de capacidad como el espectro de demanda se deben encontrar en formato aceleración-desplazamiento espectral (ADRS).

En el ATC-40 (1996) se describen tres procedimientos para determinar el punto de desempeño estructural de una edificación, los cuales son llamados: A, B y C. El primero se basa en determinar un punto de desempeño supuesto que, a su vez, mediante una serie de pasos nos permita encontrar el punto de desempeño real. El procedimiento B supone un punto de desempeño, pero a diferencia del procedimiento A que utiliza la pendiente inicial de la curva bilineal de capacidad, éste emplea el período T_n y T_{eq} para determinar el punto de desempeño real. El

último procedimiento está orientado a encontrar el punto de desempeño de forma manual, para esto el ATC-40 (1996) facilita ciertas tablas que permiten encontrar el amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura.

El procedimiento A es el más utilizado de los tres debido a que es más sencillo de programar, a continuación, se presenta la descripción de este procedimiento.

1. Cálculo de la curva de capacidad estructural mediante un análisis no lineal (*pushover*). A diferencia de los métodos utilizados por el FEMA-273/356, el ATC-40 (1996) no impone el uso de un determinado patrón de cargas para el análisis y permite adicionalmente considerar los efectos de los modos de vibración más altos para estructuras de gran altura.
2. Estimación de las características dinámicas de la estructura, tales como: períodos de vibración (T_i), formas modales (θ_{iR}), factores de participación modal (γ) y el coeficiente de masa modal efectiva (α_R).
3. Superposición del espectro de demanda elástico (5% de amortiguamiento) con el espectro de capacidad.
4. Suposición de un punto de desempeño (δ_{pi}, α_{pi}), asumiendo un desplazamiento lateral máximo que tendrá el sistema de un grado de libertad por efecto del sismo. Este punto puede definirse de varias formas, una es a partir de la "aproximación de desplazamientos iguales", la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto. Una segunda opción es considerar el desplazamiento lateral máximo (δ_{pi}), que corresponde al mayor del espectro de capacidad, otra es considerar el desplazamiento inicial asociado al período fundamental elástico, o por último considerar el desplazamiento inicial igual al mayor valor del espectro de demanda.
5. Representación bilineal del espectro de capacidad.
6. Cálculo del espectro de demanda reducido para ser superpuesto con el de capacidad, en su forma bilineal idealizada.
7. Determinación del punto de desempeño ($\delta_1(p), a_1p$) definido como la intersección del espectro de capacidad con el de demanda reducido.

-
8. Se revisa la convergencia del punto de desempeño supuesto en el paso 3 con respecto al encontrado en el paso 6. La desviación entre ambos valores no debe ser mayor al 5%. En caso de ser mayor se deberá volver a suponer otro punto de desempeño (paso 3) y repetir el procedimiento.

Es importante mencionar que lo que se encuentra como resultado de este procedimiento es el desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad, el mismo que deberá multiplicarse por el factor de participación dinámica y, para encontrar el desplazamiento en el sistema de múltiples grados de libertad.

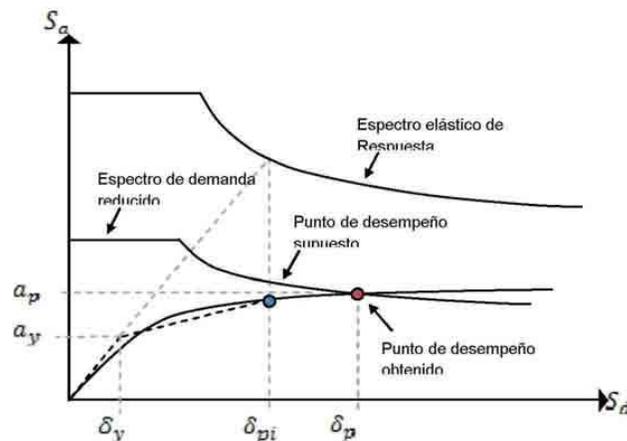


Figura 9. Obtención del punto de desempeño⁸

1.10.2 Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)

El método de los coeficientes de desplazamientos proporciona un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No requiere convertir la curva de capacidad en aceleración-desplazamiento espectral (ADRS). El método está basado en el análisis estadístico de los resultados de análisis tiempo-historia realizados en modelos de un grado de libertad de distintas tipologías. La demanda de desplazamiento calculada mediante el método de los coeficientes, es llamada el desplazamiento objetivo o target displacement lo que es equivalente al punto de desempeño. Otra diferencia respecto al método de los espectros es el procedimiento de la linealización o idealización de la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal.

⁸ Fuente: (Sánchez Aguilar, 2010)

El código ASCE 41-13 establece este método como procedimiento para determinar el desempeño sísmico.

Curva idealizada fuerza-desplazamiento o representación bilineal de la curva de capacidad:

La curva de capacidad obtenida en el análisis estático no lineal, debe reemplazarse por una curva idealizada, con la finalidad de calcular la rigidez lateral efectiva Ke , la resistencia cedente efectiva V_y , y rigidez efectiva positiva $\alpha_1 Ke$ o negativa $\alpha_2 Ke$, de la edificación.

Los segmentos de línea en la curva de desplazamiento de fuerza idealizada se ubicarán utilizando un procedimiento gráfico iterativo que equilibra aproximadamente el área por encima y por debajo de la curva.

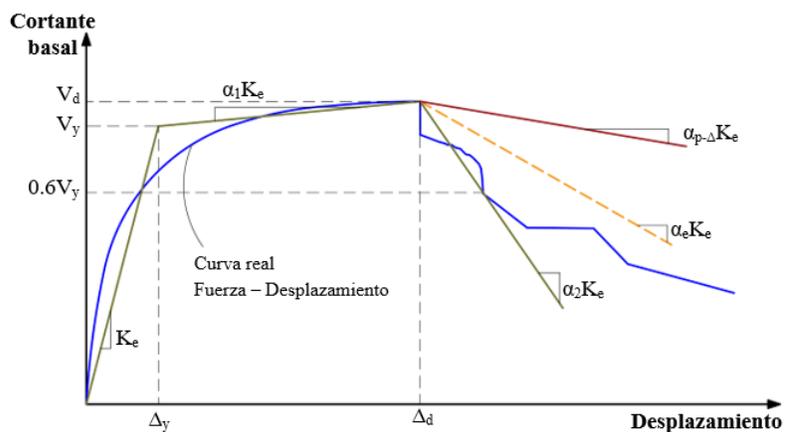


Figura 10 Curva de capacidad idealizada fuerza-desplazamiento⁹

El primer segmento lineal de la curva idealizada debe iniciar en el origen de coordenadas, con una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva Ke , la cual se toma como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante basal igual al 60% de la resistencia cedente efectiva V_y de la edificación.

El segundo segmento lineal con pendiente positiva post-cedencia $\alpha_1 Ke$, debe determinarse a partir del punto (V_d, Δ_d) y el punto de intersección con el primer segmento lineal, de manera de equilibrar las áreas por encima y por debajo entre ambas curvas real e idealizada. El punto (V_d, Δ_d) será el menor entre el punto de desplazamiento objetivo calculado y el punto de desplazamiento correspondiente al corte máximo en la base.

⁹ Fuente (ASCE/SEI 41-13, 2014)

El tercer segmento lineal debe representar la pendiente negativa post-cedencia $\alpha 2K_e$, determinada por el punto $(Vd, \Delta d)$ y el punto en el cual el corte en la base se degrada un 60% del corte cedente efectivo. La selección del 60% se basa en juicios.

Periodo efectivo

El período efectivo fundamental T_e en la dirección bajo consideración se calcula a partir de la curva idealizada fuerza-deformación, aplicando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

T_i = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico.

K_i = rigidez lateral elástica inicial de la edificación, en la dirección bajo consideración.

K_e = rigidez lateral efectiva de la edificación, en la dirección bajo consideración, calculada a partir de la curva idealizada fuerza-desplazamiento.

Determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones: FEMA 356

Para edificaciones con diafragmas rígidos, el desplazamiento objetivo δ_t debe calcularse a partir de la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{(T_e)^2}{4 \pi^2} g$$

Donde:

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema SDOF equivalente con el desplazamiento del techo del sistema MDOF del edificio calculado utilizando uno de los siguientes procedimientos:

- El factor de participación del primer modo, en el nivel del nodo de control;

- El factor de participación modal en el nivel del nodo de control calculado usando un vector de forma correspondiente a la forma desplazada del edificio en el desplazamiento del objetivo. Este procedimiento se utilizará si se usa el patrón de carga adaptativa; o
- El valor apropiado de la Tabla siguiente.

Número de niveles	C ₀
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Tabla 6 Valores para el factor de modificación¹⁰

C₁ = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal:

1.0 para $T_e \geq T_S \rightarrow T_S$ periodo donde culmina el tramo constante del espectro.

$1.0 + R - 1T_s/T_e/R$ para $T_e < T_s$

No puede ser mayor a 1.5 ni menor que 1.0

R= Es igual a la relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la cedencia calculado como:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

C_m = Factor de masa efectivo o alternativamente, como el factor de masa participativa modal efectivo del modo fundamental al utilizar análisis de autovalores.

C₂ = Corresponde al factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez cíclica, y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamiento. Alternativamente, se permitirá el uso de C₂ = 1.0 para procedimientos no lineales.

¹⁰ Fuente: (FEMA 356, 2000)

C_3 = Factor de modificación para representar desplazamientos incrementados debido a los efectos P- Δ dinámicos. Para edificios con rigidez post-rendimiento positiva, se establecerá igual a 1.0. Para edificios con rigidez post-rendimiento negativa, los valores de se calcularán usando la Ecuación siguiente.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha_2|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

Para edificios con diafragmas no rígidos en cada piso, la flexibilidad del diafragma debe incluirse explícitamente en el modelo. El desplazamiento objetivo se calculará como se especifica para los diafragmas rígidos, excepto que se amplificará por la relación del desplazamiento máximo en cualquier punto del techo con respecto al desplazamiento en el centro de masa del techo ($\delta_{max} / \delta_{cm}$). δ_{max} y δ_{cm} se basarán en un análisis del espectro de respuesta de un modelo tridimensional del edificio. El desplazamiento objetivo así calculado no será menor que el desplazamiento dado por la Ecuación.

Capítulo 2. Antecedentes del edificio de rectoría de la UNACH

2.1. Descripción de la estructura original

El edificio de Rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas (UNACH) está ubicado en la denominada Colina Universitaria del Campus I, en la zona sur–poniente de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (Figura 11). Fue diseñado y construido a finales del año 1978, destinada al uso de oficinas. El suelo sobre el que se desplantó el edificio está conformado por calizas con capacidad de carga admisible de 12 ton/m² (Nava Fernández, 2003).

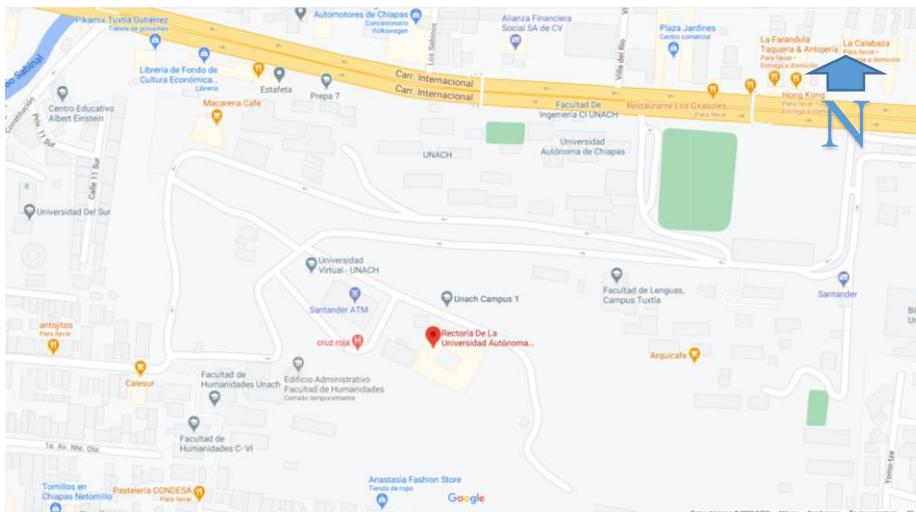


Figura 11. Ubicación del edificio en estudio¹¹

El edificio consta de un solo nivel y su planta es simétrica de forma rectangular con una oquedad de la misma forma en el centro (discontinuidad del diafragma) como se puede apreciar en la Figura 12. Las dimensiones exteriores son de 56x48 m y de la oquedad de 24x16 m. Las distancias entre los ejes de las columnas son de 8 m en ambas direcciones y con dos voladizos de 4 m en los extremos de ambas direcciones, formando 6 crujías en la dirección larga y 5 en la corta (Figura 13).

¹¹ Fuente: Google Maps



Figura 12. Vista panorámica del edificio en estudio¹²

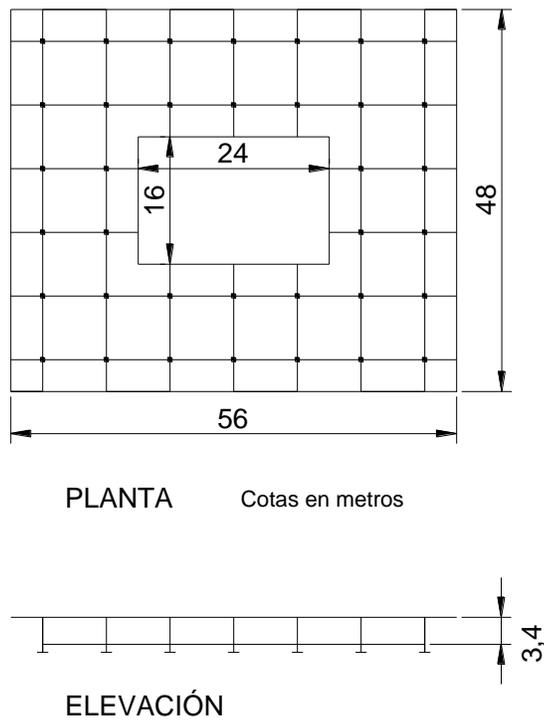


Figura 13. Dimensiones generales del edificio

De acuerdo con los planos estructurales originales, la cimentación se proyectó a base de zapatas aisladas cuadradas de 1.40 m, con dados cuadrados de 0.60 m, rigidizadas con contratraves de sección 0.20 x 0.60 m. Se especificó desplantar las zapatas a un mínimo de 85 cm por debajo

¹² Fuente: <https://aquinoticias.mx/en-la-mira-hector-estrada-431/>

del terreno natural, sobre una plantilla de concreto pobre de resistencia a la compresión de 100 kg/cm² y 5 cm de espesor, como se detalla en la Figura 14.

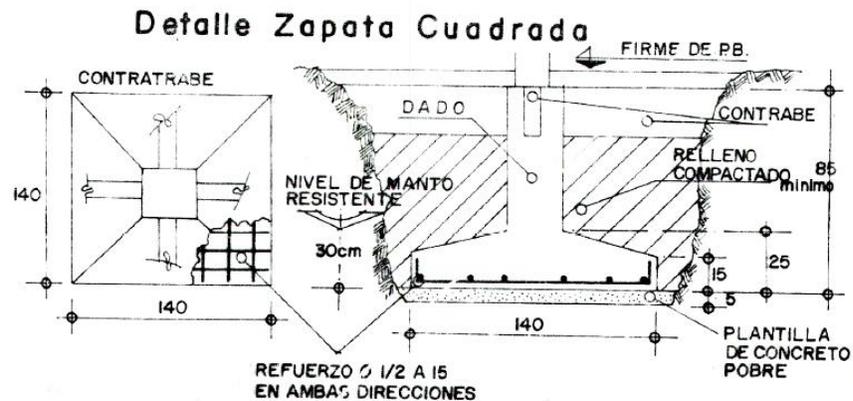


Figura 14. Detalle del refuerzo en zapatas

Durante las excavaciones realizadas en el proceso de rehabilitación del edificio, se detectó que las dimensiones de la zapata como la profundidad de desplante, no corresponden a las especificaciones originales mostrada en la Figura 14. El desplante se realizó entre 100 y 120 cm de profundidad, salvo en un caso en particular que se desplantó a 160 cm. (González Herrera, y otros, 2011). En la Figura 15 se puede apreciar una zapata construida con dimensión inferior a lo especificado en los planos estructurales, de aproximadamente 90 cm por lado (Nava Fernández, 2003). La causa principal de las variaciones se presume estas asociadas a las dificultades de excavación por la resistencia del suelo y deficiencias en el proceso constructivo.



Figura 15. Detalle de cimentación original¹³

¹³ Fuente: (González Herrera, y otros, 2011.)

Sobre los dados se apoyan las columnas de sección transversal cuadrada de 0.50 m por lado y altura libre de 3.05 m, con tres tipos diferentes de armado (Figura 16).

El sistema de piso lo forma una losa reticular con espesor total de 0.35 m, aligerada con casetones de espuma de poliestireno de dimensiones 30x30x60 y 60x60x30 cm, con una zona maciza adyacente a cada columna (ábaco) y nervaduras en ambas direcciones (Figura 17).

En el perímetro exterior e interior de la losa se une un faldón de 0.1 m de ancho por 1.43 m de altura.

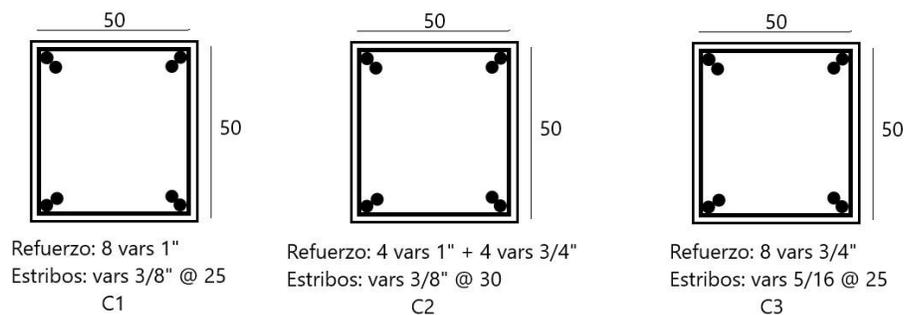


Figura 16. Armados en columnas

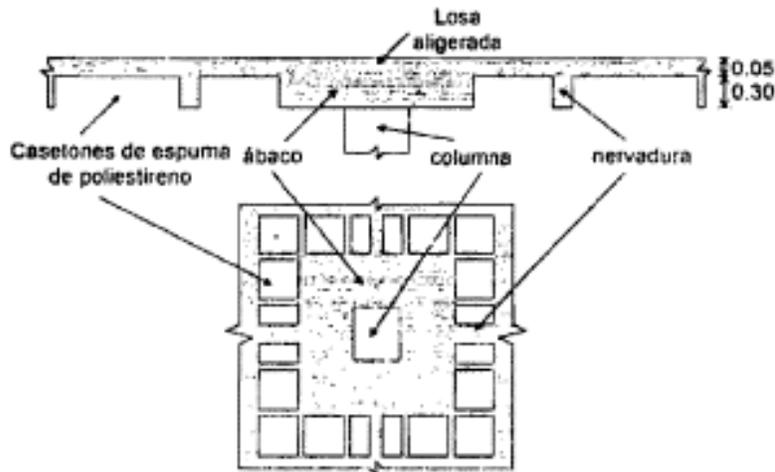


Figura 17. Planta y elevación del sistema de piso¹⁴

¹⁴ Fuente: (Narcía López & Tovilla Zuart, 1999)

Según especificaciones señaladas en los planos estructurales, el edificio se construyó a base de concreto armado, utilizando concreto con peso volumétrico de 2200 kg/m^3 y resistencia a compresión de 200 kg/cm^2 (clase 2); y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

Debido a que no se tiene información sobre la memoria de cálculo, no es posible identificar si el diseño del edificio tuvo como base algún análisis sísmico, así como qué criterios de reglamentación se aplicaron. El año en que se realizó el proyecto, el coeficiente de diseño sísmico lo especificaba el Reglamento del Distrito Federal y el Manual de Diseño de la Comisión Federal de Electricidad, ya que no existía algún código o investigación local que propusiera alguno.

2.2 Daños provocados por el sismo del 20 de octubre de 1995

El viernes 20 de octubre de 1995, a las 20:38:58 horas, tiempo del centro del país, ocurrió un sismo cuyo epicentro se ubicó en la latitud 16.811° y longitud -93.474° , aproximadamente a 12 km al noroeste de Ocozocoautla, Chiapas. La profundidad estimada fue de 160 km y la magnitud de $M_w=7.1$, según reporte del Servicio Sismológico Nacional (2016). Este evento sísmico provocó daños considerables en el edificio de rectoría.

En el año 1999 (Narcía López & Tovilla Zuart) realizaron una evaluación de los daños, empleando el criterio propuesto por Iglesias et al (1992), que consiste principalmente en localizar daños, tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales, identificarlos y efectuar mediciones del ancho de grieta para clasificar el tipo de daño, con base en ello se asocia la gravedad del daño, la causa y una evaluación preliminar de la capacidad sísmica resistente de la estructura.

De la evaluación realizada, encontraron daños en 32 de las 36 columnas existentes, de los cuales 12 columnas se clasificaron como daños fuertes causados por fuerza cortante y 20 columnas presentaron daños estructurales ligeros. Los tipos de daños observados fueron en su mayoría, grietas diagonales asociados a fuerzas torsionales y/o cortantes (Figuras 18 y 19). La distribución de los daños se muestra en la Figura 20.



Figura 18. Daños en columna con pretil superior¹⁵



Figura 19. Daños en columnas¹⁶

¹⁵ Fuente (González Herrera, y otros, 2011)

¹⁶ Op. Cit.

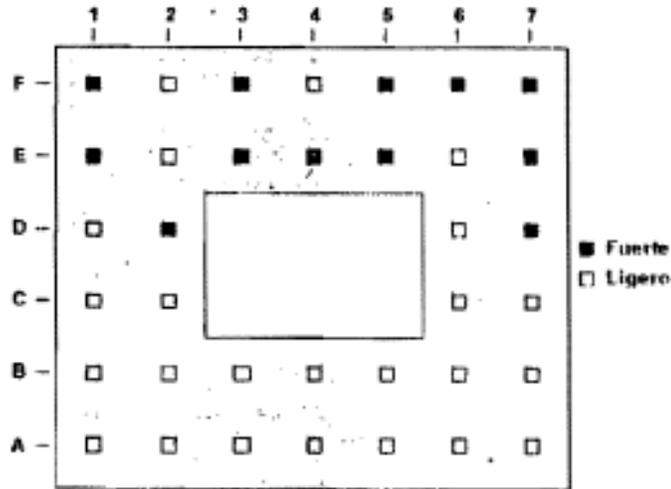


Figura 20. Distribución de daños en las columnas¹⁷

Los elementos no estructurales que presentaron daños fueron los muros divisorios de mampostería ubicados en zona de baños, que mostraron agrietamientos y aplastamiento en uniones con miembros de la estructura. Es importante mencionar que en los planos originales se indica que los muros no estructurales debían construirse desligados de las columnas con una separación de 2 cm, esta especificación no se respetó provocando que los muros divisorios trabajaran arriostrando las columnas, al no desligarse correctamente los muros se presentó dicho daño.

No se hallaron daños en las uniones losa columna que indiquen posibles hundimientos diferenciales.

Durante las excavaciones correspondientes a la etapa de rehabilitación estructural no se detectó daño en la cimentación.

Debido al material de relleno sobre la losa reticular por cuestiones de drenaje pluvial, no se pudo verificar la existencia de grietas en la losa.

2.3 Proyecto de rehabilitación estructural

Para determinar el refuerzo que necesitaba la estructura dañada, (Narcía López & Tovilla Zuart, 1999), modelaron el edificio con el método de la estructura equivalente de acuerdo con las

¹⁷ Fuente (Nava Fernández, 2003)

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal vigente. El método consiste en “*dividir a la estructura en un sistema de marcos cuyas columnas son las de la estructura y cuyas trabes son franjas de losa comprendidas entre las líneas medias de tableros adyacentes*” (González Cuevas & Robles Fernández-Villegas, 2016). Para el análisis sísmico, emplearon un coeficiente de $c=0.60$, recomendado por (Alonso y otros, 1995) en su propuesta de zonificación sísmica para la ciudad de Tuxtla Gutiérrez.

De acuerdo con los resultados del análisis del modelo matemático, obtuvieron los elementos mecánicos de la estructura original que, al compararlos con las resistencias de los elementos estructurales de acuerdo a la reglamentación vigente del Distrito Federal, mostraron la necesidad de reforzar las columnas, la zona de ábacos y la cimentación. También, de las mediciones de vibración ambiental que realizaron para determinar los periodos fundamentales del edificio en su condición dañada y del terreno, obtuvieron que el periodo fundamental de vibración de la estructura dañada se encontraba muy cerca del periodo natural del suelo, lo que resultaba peligroso que en un sismo futuro la estructura entrara en un rango de amplificación dinámica, por lo cual determinaron incrementar la rigidez lateral de la estructura.

La propuesta de rehabilitación consistió principalmente en el encamisado de concreto de las columnas, así como el de zapatas, dados y trabes de liga, y el incremento de la zona maciza de ábacos y nervaduras principales en el sistema de piso. Con los encamisados se lograría incrementar la sección transversal de las columnas, con lo cual se vería reflejado en una mayor resistencia y rigidez lateral.

Se iniciaron las obras de rehabilitación estructural a finales del año de 1999 y se terminó a finales del año 2000. Durante ese tiempo el inmueble se desocupó por completo para la ejecución de los trabajos. En los agrietamientos visibles de las columnas dañadas, se realizó la reparación con inyección con resina epóxica. El proceso de inyección se realizó con pistola de inyección a través de boquillas colocadas en un sellador superficial (Figura 21).



Figura 21. Inyección de grietas en columnas¹⁸

El reforzamiento de la estructura se realizó con encamisado de columnas, inicialmente se propuso aumentar su sección a 70x70 cm, reforzado con 8 varillas longitudinales del No. 10 con estribos del No. 4, sin embargo, debido a la dificultad en la colocación de dicho armado, finalmente se ampliaron a 80x80 cm. La sección original de 50 cm quedó como núcleo de la nueva columna (Figura 22).



Figura 22. Refuerzo en columnas y contratabes mediante encamisado¹⁹

¹⁸ Fuente: (González Herrera, y otros, 2011)

¹⁹ Op. Cit.

Como lo indica (Narcía López & Tovilla Zuart, 1999), de la revisión de las zonas de ábacos, demostraron que el ancho de éstos era menor al establecido por la reglamentación actual, por lo cual propusieron demoler los ábacos para poder armar el nuevo refuerzo que se indica en la Figura 23, incrementar el peralte y colar monolíticamente con el encamisado de las columnas.

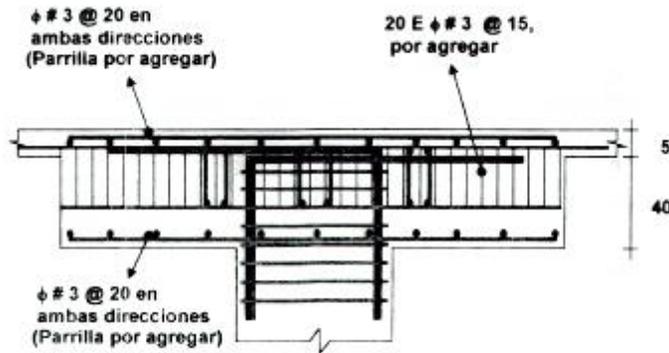


Figura 23. Refuerzo en zona de ábacos propuesto por Narcía López y Tovilla Zuart, 1999.

Además, en un inicio se propuso reforzar las nervaduras de los ejes principales de las columnas y las adyacentes con estribos pos-tensados del No. 3, como se ilustra en la Figura 24.

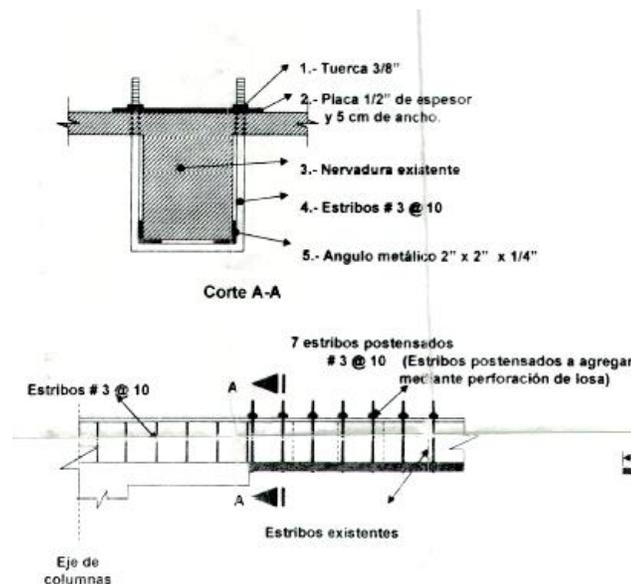


Figura 24. Refuerzo en nervaduras propuesto por Narcía López y Tovilla Zuart, 1999.

Sin embargo, debido a la dificultad y tiempo que llevaría colocar dichos estribos, finalmente se optó por no demoler los ábacos originales sino ampliarlos cubriendo un casetón más de la losa reticular, y reforzarlo con dos parrillas horizontales armadas con varillas del número 3 a cada 20 cm en ambas direcciones, una en la superficie interior de la losa y otra en la azotea, con estribos adicionales en las nervaduras encamisadas que cruzaron la zona incrementada de los ábacos (Figura 25). Debido a que el armado de las columnas debía penetrar y anclarse en la losa, los ábacos sobresalieron 10 cm del nivel superior de azotea.

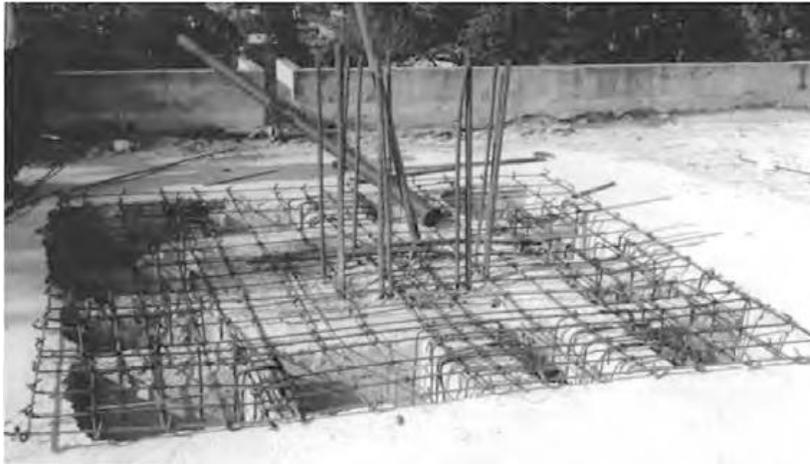


Figura 25. Refuerzo superior en ábacos²⁰

Para la cimentación, se realizó el encamisado integral de las contratrabes y dados, así también se ampliaron las zapatas con armado adicional (Figura 26).



Figura 26. Detalle del refuerzo en unión columna con contratabe²¹

²⁰ Fuente: (González Herrera, y otros, 2011)

²¹ Op. cit.

2.4 Estudios previos realizados al edificio de Rectoría de la UNACH

Para conocer el periodo fundamental del edificio en su condición dañada, (Narcía López & Tovilla Zuart, 1999), realizaron registros de vibración ambiental en diversos sitios del mismo. Llevaron a cabo tres mediciones colocando sensores sismológicos en tres puntos diferentes por medición. La primera medición se efectuó sobre el ala Este de la losa de azotea, con los sensores ubicados en la dirección E-O, la segunda en el ala Sur sobre la misma losa en la dirección N-S y la tercera se llevó a cabo en la esquina noroeste de la losa, a excepción de un sensor que colocaron en terreno firme para registrar también las vibraciones naturales del suelo (Figura 27).

El equipo usado fue compuesto por tres sensores sismológicos de campo KINEMATRICS WR-1, con frecuencia nominal de 20 Hz y un intervalo de respuesta eficientes de 0.05 a 5.0 segundos de periodo; grabadora digital de estado sólido KINEMATRICS SSR-1, con resolución de 16 bits, tres canales de acceso y muestreo de 200 mps por canal; una computadora portátil para establecer comunicación entre la grabadora y los sensores; así como programa para comunicación y adquisición de datos QUICK TALK.

Cada sensor registró, en cada medición, diez eventos continuos de cuarenta y cinco segundos cada uno, haciendo un total de noventa registros. De los datos recabados y del procesamiento realizado, obtuvieron que en la dirección E-O el edificio presenta un periodo fundamental de 0.22 s, en la dirección N-S 0.24 s y en el suelo de 0.25 s.

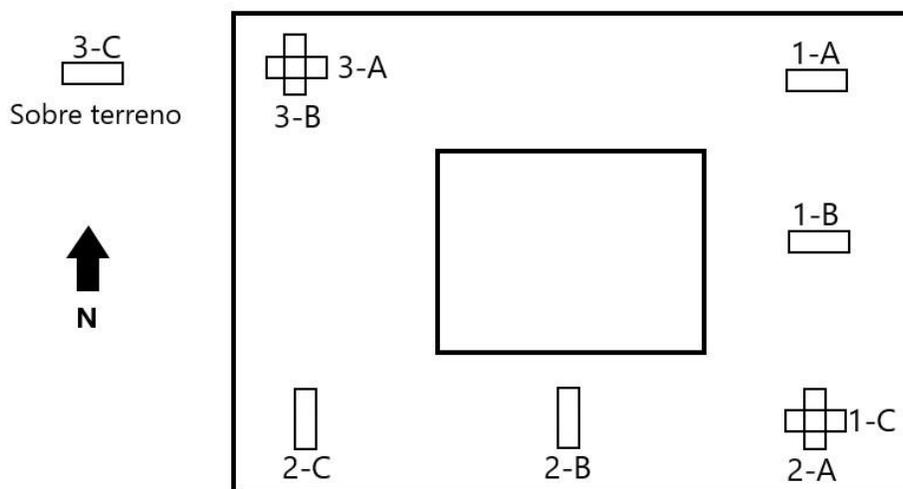


Figura 27. Localización de los sensores en la estructura

(Aguilar Carboney, Ramírez Centeno, & Cruz Diaz, 2002), también efectuaron registros de vibración ambiental en el edificio para conocer los primeros periodos naturales de vibración, con el objetivo de evaluar el cambio de rigidez de la estructura antes y después del reforzamiento y determinar la efectividad del mismo.

El equipo utilizado consistió en una grabadora digital Kinometrics SSR-1, con resolución de 16 bits y seis canales de registro simultaneo. Utilizaron además seis sensores acelerométricos Kinometrics FBA-11, con 1G de escala máxima de aceleración. El equipo fue controlado mediante un computador portátil. El programa de comunicaciones utilizado fue el Quick Talk (Figuras 28 y 29).



Figura 28 Registro de la vibración ambiental en la azotea del edificio reforzado²²



Figura 29 Vista del arreglo del equipo durante el registro de la vibración ambiental²³

²² Fuente: (Aguilar Carboney, Ramírez Centeno, & Cruz Diaz, 2002)

²³ Op. Cit.

Los arreglos de colocación de los sensores, tanto antes como después del refuerzo, fueron iguales (Véase Figura 27). Se registraron diez eventos de 60 segundos de duración cada uno con este arreglo.

Una vez registrada y procesada la información, concluyeron que el periodo fundamental de vibración cambió desde 0.238 s hasta 0.100 s, lo que implica una reducción de 58% y un incremento en la rigidez estructural del 366% (Tablas 7 y 8). También, disminuyó el periodo fundamental de vibración, de la estructura (0.10 s) del propio del terreno (0.20 s) verificando la eficacia del refuerzo al que se sometió la estructura.

Dirección	Periodo natural de vibración (seg)		
	1°	2°	3°
E-O	0.215	0.13	0.122
N-S	0.238	0.124	-
Torsión	0.18	0.09	-

Tabla 7. Periodos naturales de vibración obtenidos antes del refuerzo²⁴

Dirección	Periodo natural de vibración (seg)		
	1°	2°	3°
E-O	0.096	0.087	-
N-S	0.100	-	-
Torsión	0.077	-	-

Tabla 8. Periodos naturales de vibración obtenidos después del refuerzo²⁵

Además, evaluaron el cambio en la resistencia global del edificio mediante la metodología de evaluación simplificada para edificios de concreto, propuesta en el manual de Evaluación de la Capacidad Sísmica de Edificios en la Ciudad de México (1987), aplicable para este tipo de edificios, en el cual obtuvieron que el parámetro de resistencia K para la estructura original es de 0.20 y para la estructura reforzada de 0.73, lo que implica un incremento en la resistencia del 265%.

Por otro lado, (Nava Fernández, 2003), realizó varios modelos matemáticos detallados de la estructura del edificio de rectoría empleando el programa SAP 2000. Calibró varios modelos para que reprodujeran los periodos de vibración de la estructura obtenidos en la etapa experimental por medio de la técnica de vibración ambiental, tanto en la condición original del

²⁴ Fuente: (Aguilar Carboney, Ramírez Centeno, & Cruz Diaz, 2002)

²⁵ Op. Cit.

edificio como la reforzada, con el propósito de ampliar el estudio del comportamiento dinámico de la estructura (Figura 30).

Analizó dinámicamente los modelos calibrados aplicándoles el sismo registrado el 20 de octubre de 1995. Efectuó una revisión de los estados de servicio y resistencia establecidos en la normatividad vigente, y observó que la estructura original no cumplió con ninguno de ambos estados, debido a que tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos obtenidos del análisis dinámico fueron superiores a las resistencias y a los desplazamientos máximos permitidos en las columnas. Concluyó que el tipo de daño por cortante presentado en la Rectoría después del sismo concuerda con la escasa resistencia de columnas y muros a fuerza cortante; debido a un armado transversal insuficiente que se caracterizó por una gran separación de estribos en las columnas, y a un desligue estructural incorrecto de los muros de mampostería.

Además, empleó un modelo calibrado correspondiente a la estructura reforzada, con el fin de poder evaluar cuantitativamente el beneficio del refuerzo efectuado en la Rectoría al realizar un análisis lineal paso a paso con las dos componentes horizontales del registro. También verificó la respuesta obtenida del análisis con los estados de servicio y de resistencia establecidos en la normatividad vigente, y observó que la estructura reforzada cumple con ambos requisitos satisfactoriamente; en donde, tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos de las columnas y los muros, fueron inferiores a las resistencias y a los desplazamientos máximos permitidos en las columnas.

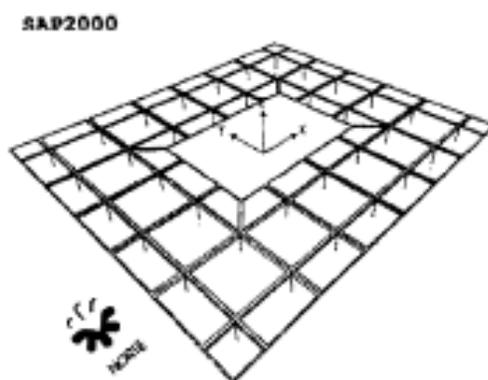


Figura 30 Modelo tridimensional del programa SAP 2000²⁶

²⁶ Fuente (Nava Fernández, 2003):

Capítulo 3. Modelación matemática

Para el modelado del edificio de rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas (UNACH), se empleó el software de diseño y análisis estructural ETABS v2016, perteneciente a la compañía Computers and Structures, Inc. Se han seguido las especificaciones dadas por los planos estructurales tanto del proyecto original como de la propuesta de rehabilitación realizada por (Narcía López & Tovilla Zuart, 1999), considerando las cuantías de acero y las secciones de concreto.

Se utilizó un modelo tridimensional de un solo nivel, con marcos de concreto armado con una base rígida, sujeta a movimientos horizontales o a incrementos de carga lateral en la azotea. La estructura se define en términos de su geometría, de la relación de momento curvatura para sus elementos vigas y de la relación momento axial para elementos columnas. Se considera a la estructura como empotrada en la base, por tanto, se ignoran los efectos de la interacción suelo-estructura.

En la dirección Norte-Sur del edificio, sentido corto de la estructura, le corresponde al eje Y del modelo. Mientras que, en la dirección Este-Oeste, le corresponde al eje X del modelo. El eje Z en la dirección vertical. (Figuras 31 y 32).

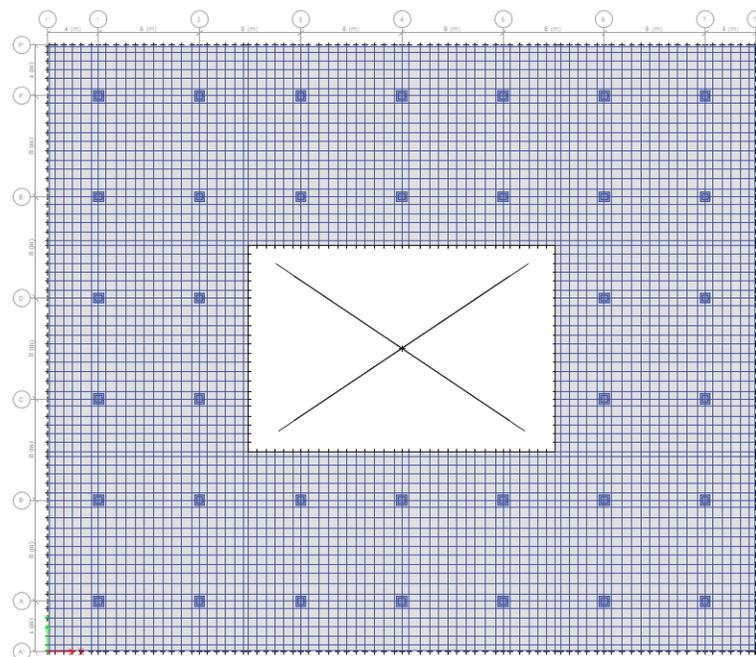


Figura 31. Vista en planta del modelo

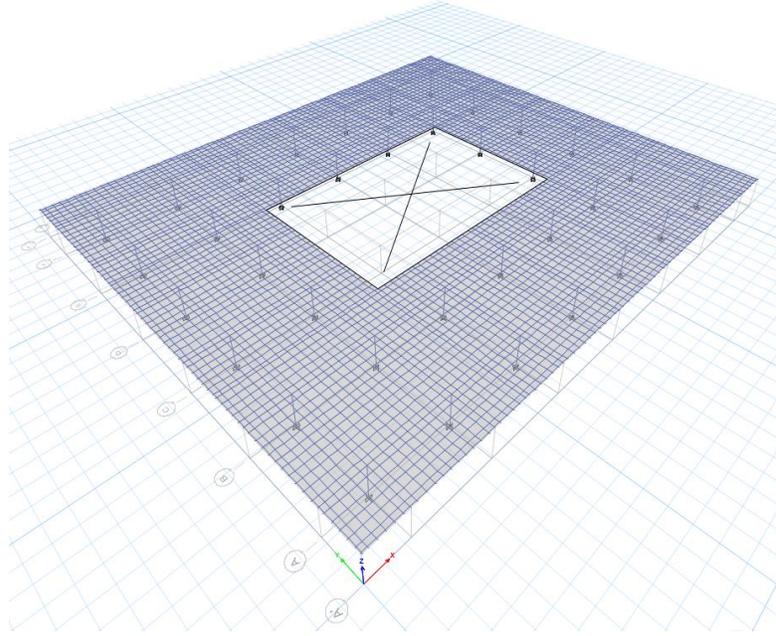


Figura 32. Vista 3d del modelo

3.1 Materiales

Según las especificaciones señaladas en los planos estructurales originales y el de su reforzamiento, los materiales que se emplearon para el modelado del edificio son los siguientes:

Para la estructura original:

Concreto hidráulico	
Resistencia a la compresión	$f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ (clase 2)
Peso volumétrico	$\gamma = 2,200 \text{ kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E_c=113,137.08 \text{ kg/cm}^2$ ($8000\sqrt{f'c}$)
Relación de Poisson	$\mu_c = 0.20$

Tabla 9 Propiedades del concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo	
Límite de fluencia	$f'y=4,200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s=2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico	$\gamma = 7,849.05 \text{ kg/m}^3$

Tabla 10 Propiedades del acero de refuerzo

Para el encamisado que se realizó en la rehabilitación del edificio:

Concreto hidráulico	
Resistencia a la compresión	$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (clase 1)
Peso volumétrico	$\gamma = 2,400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E_c=221,359.43 \text{ kg/cm}^2$ ($14000\sqrt{f'_c}$)
Relación de Poisson	$\mu_c = 0.20$

Tabla 11 Propiedades del concreto $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo	
Límite de fluencia	$f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s=2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico	$\gamma = 7,849.05 \text{ kg/m}^3$

Tabla 12 Propiedades del acero de refuerzo

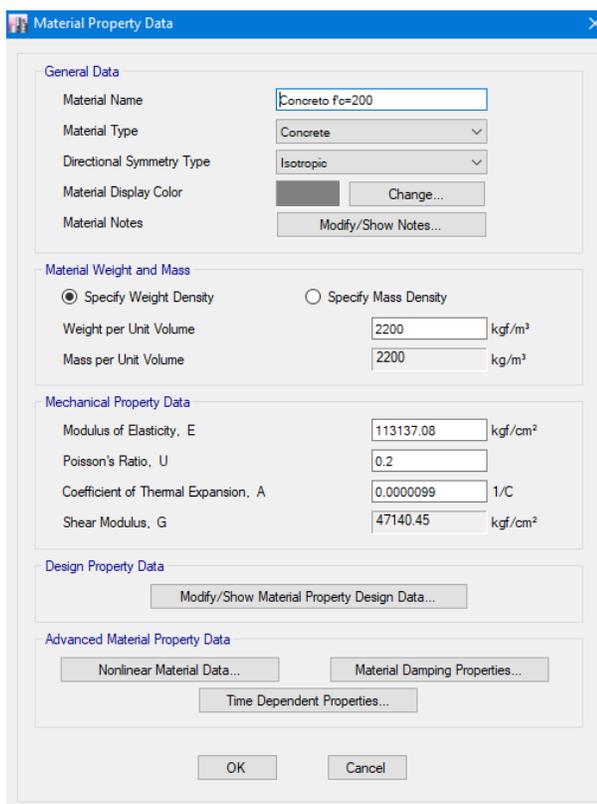


Figura 33. Propiedades del concreto $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 34. Propiedades del concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 35. Propiedades del acero $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$

3.2 Secciones

3.2.1 Columnas

Para modelar la condición reforzada de las columnas, se optó por realizar una sección compuesta por una columna interior rodeado por una sección exterior que representa el encamisado, con resistencias a la compresión de diseño diferentes (200 kg/cm^2 interior y 250 kg/cm^2 exterior). La sección original de 50 cm permaneció como núcleo de la nueva columna, como se aprecia en la Figura 36.

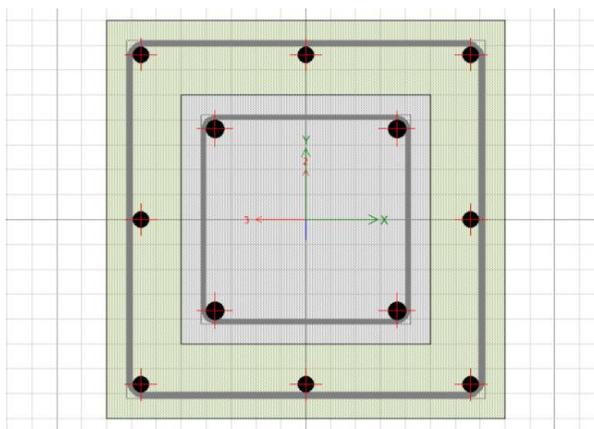


Figura 36. Sección de columna reforzada

De la figura 36, la zona de color gris representa la columna original de sección 50x50 cm, reforzada con 8 varillas de 1" (2 varillas empalmadas en cada esquina) y estribos de 3/8" a cada 25 cm, para las columnas tipo C1. Para columnas C2, la cuantía de acero es de 4 varillas de 1" más 4 varillas de 3/4" (2 varillas empalmadas en cada esquina) y estribos de 3/8" a cada 30 cm; y para las columnas C3, el refuerzo es de 8 varillas de 3/4" (2 varillas empalmadas en cada esquina) y estribos de 5/16" a cada 25 cm, tal como lo indica los planos estructurales del edificio original.

La zona de color verde representa el encamisado que se realizó a las columnas, según los planos de la propuesta de rehabilitación del edificio realizada por (Narcía López & Tovilla Zuart, 1999), que inicialmente habían propuesto incrementar la sección hasta 70 cm por lado, pero en el proceso de reforzamiento decidieron construirlas con sección 80x80 cm. Para el encamisado se utilizó 8 varillas del número 10, con concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, concreto de peso volumétrico superior a $2,200 \text{ kg/cm}^3$, acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, estribos del número 4.

3.2.2 Losa aligerada

El programa ETABS v16, trae como herramienta la opción de dibujar la losa reticular como tipo Waffle, el cual incluye las nervaduras y el firme, sin embargo, no permite que las nervaduras sean de diferentes secciones, razón por la cual se optó por dibujar cada una de ellas como tipo Frame con 30 cm de altura y distintos anchos conforme a los planos del reforzamiento, y el firme de la losa de 5 cm de espesor como tipo Slab, haciendo un total de 35 cm que conforma el sistema de piso.

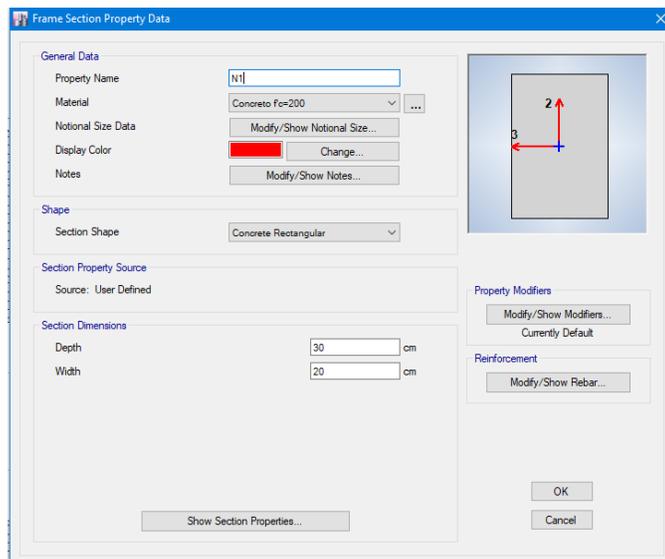


Figura 37. Propiedades de la nervadura sección N1

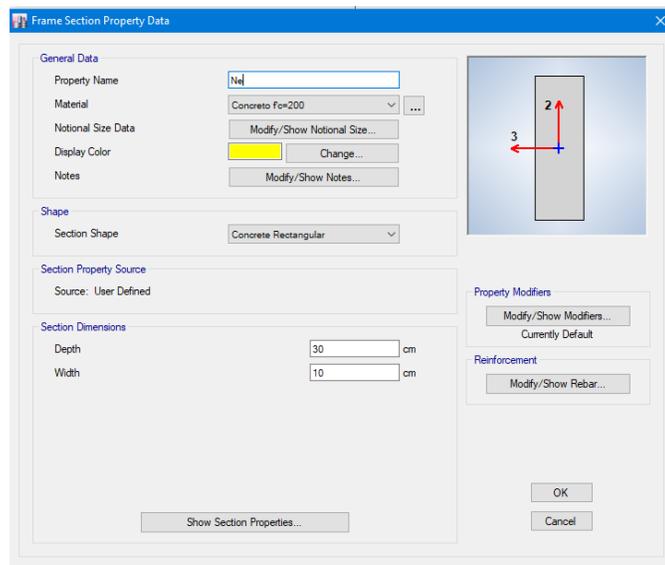


Figura 38. Propiedades de la nervadura sección Ne

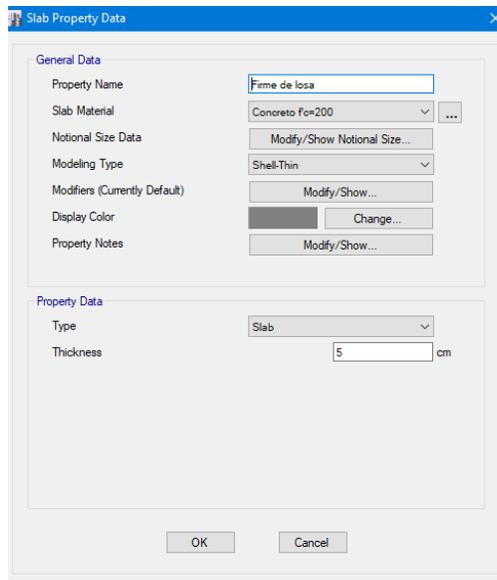


Figura 39. Propiedades del firme de losa

Para representar el reforzamiento hecho en zonas de ábacos, éstas se modelaron cubriendo un casetón más de la losa reticular alrededor de la zona maciza del ábaco original. Como se mencionó anteriormente, los ábacos se reforzaron con dos parrillas horizontales, una en la superficie interior de la losa y otra en la azotea, los ábacos sobresalieron 10 cm del nivel superior de azotea, por lo tanto, las zonas macizas de los ábacos quedaron de 55 cm de espesor (35 cm originalmente + 10 cm parrilla interior + 10 cm parrilla exterior). Éste espesor también se consideró en el modelo. En la figura 40, se aprecia en color rosa la sección en planta del ábaco original y de color celeste la ampliación realizada en el reforzamiento de la estructura.

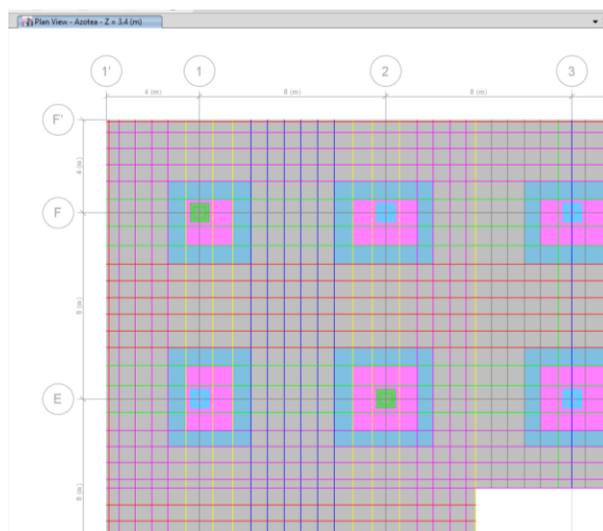


Figura 40. Modelado del reforzamiento en zona de ábacos

Cabe señalar que, al ampliar los ábacos, las nervaduras que fueron abarcadas ya son considerados como zona maciza del ábaco, por lo tanto, no fueron necesarios modelar los encamisados de las nervaduras.

3.3 Cargas y acciones

El programa ETABS v16 al momento de dibujar los elementos como columnas, nervaduras y firme de losa, calcula internamente el peso propio de la estructura modelada. Para las cargas adicionales a que se encuentra sometida la estructura, como son las gravitaciones y las vivas variables que recomienda las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México, de acuerdo al uso del inmueble y sus características, se emplearon las siguientes:

- a) Cargas gravitacionales permanentes

Azotea			
Elemento	Cantidad (m)	Peso vol (kg/m ³)	C. muerta (kg/m ²)
Impermeabilizante	-	-	10
Relleno de caliche	0.20	1,350	270
Instalaciones y plafones	-	-	40
Carga muerta adicional por losa (RCCDMX)	-	-	20
Mortero cemento arena	0.02	2,100	42
Carga muerta adicional por mortero (RCCDMX)	-	-	20
Casetones	-	-	5
Total			407

Tabla 13 Cargas gravitacionales permanentes en nivel azotea

En cuanto al relleno de caliche, en una verificación realizada en la azotea por (Aguilar Carboney, Ramírez Centeno, & Cruz Diaz, 2002), encontraron un relleno de hasta 40 cm sobre la losa reticular por cuestiones de drenajes pluviales. Por lo tanto, para este estudio se consideró el espesor de 40 cm en el punto más alto, una pendiente del 2% con el fin de proporcionar pendiente, lo que significa un espesor promedio de 20 cm.

En el perímetro exterior e interior de la planta del edificio, se encuentra un faldón de 0.1 m de ancho por 1.43 m de altura, que representa una carga de 383 kg/m. Para modelar este peso, se aplicó una carga distribuida como se puede apreciar en la Figura 41.

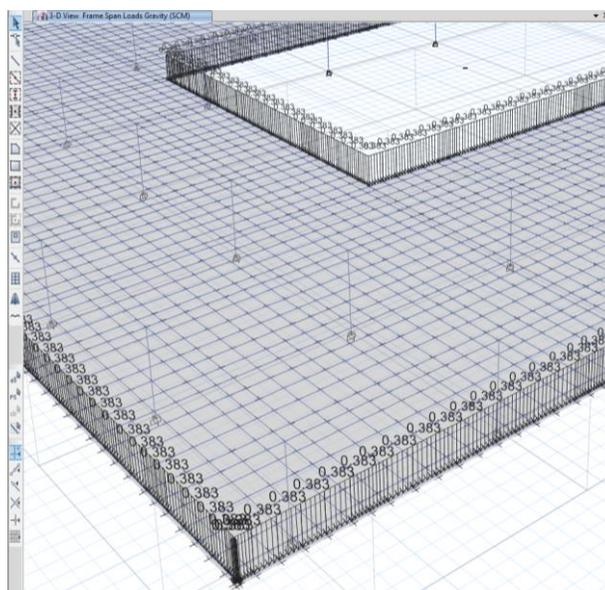


Figura 41. Modelado del peso del faldón perimetral

b) Cargas vivas variables

Para losa de azotea con pendiente no mayor de 5%	
Descripción	Magnitud (kg/m ²)
Carga viva máxima (CVM)	100
Carga viva accidental (CVA)	70

Tabla 14 Cargas vivas variables para la azotea

La siguiente tabla muestra el resumen de cargas gravitacionales uniformemente repartidas en toda el área de la azotea.

Nivel	Carga muerta (kg/m ²)	Carga viva máx. (kg/m ²)	Carga viva acc. (kg/m ²)	W _{CM+CVmáx.} (kg/m ²)	W _{CM+CVacc.} (kg/m ²)
Azotea	407	100	70	507	477

Tabla 15 Resumen de cargas gravitacionales

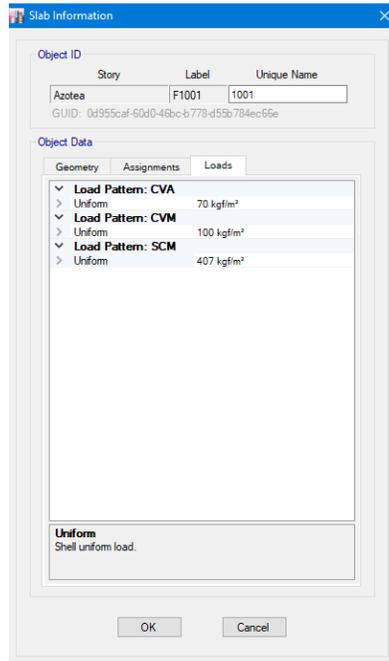


Figura 42 Asignación de cargas a la losa

c) Definición de masas

Para el modelo se consideró las masas correspondientes al peso propio de la estructura (PP), la sobrecarga muerta (SCM) y la carga viva accidental o reducida (CVA).

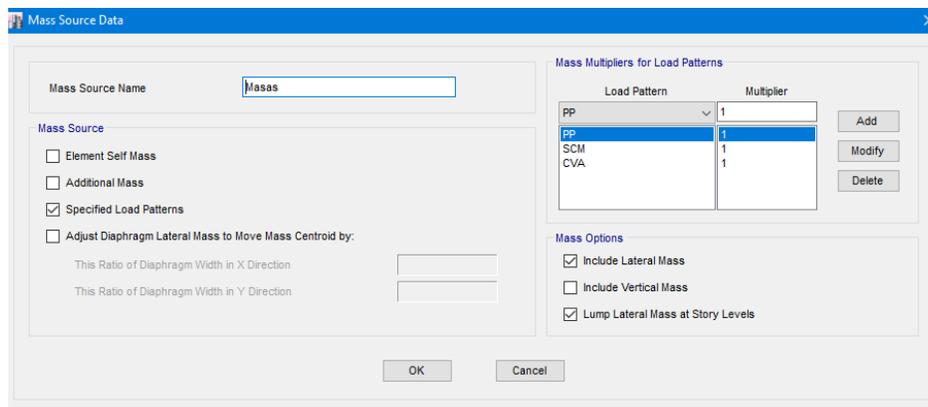


Figura 43 Definición de masas

3.4 Asignación de diafragma

En el modelo se asignó nudos rígidos en las uniones y diafragma semi rígido, como se aprecia en la Figura 44.

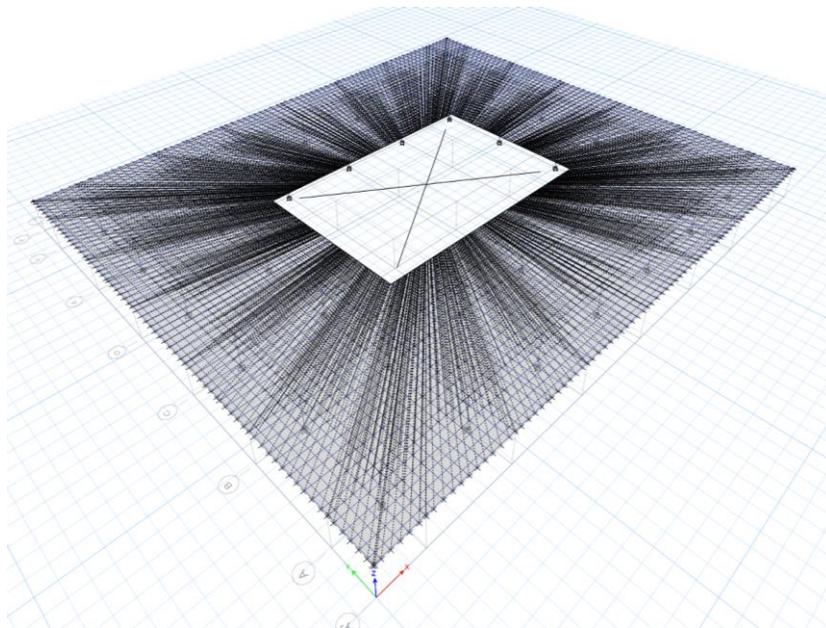


Figura 44 Asignación de diafragma semi rígido

3.5 Aplicación de cargas horizontales incrementales

Existen varios criterios para la aplicación de cargas horizontales incrementales a la estructura, entre los que se encuentran la distribución constante, distribución triangular, distribución del primer modo de vibración y distribución con el cortante de diseño, el cual se irán incrementando paso a paso.

Como el edificio en estudio consta de un solo nivel, se optó de que la fuerza lateral aplicada en la dirección X e Y sea de un valor unitario, el cual el programa lo incrementará hasta que la estructura llegue a un desplazamiento determinado.

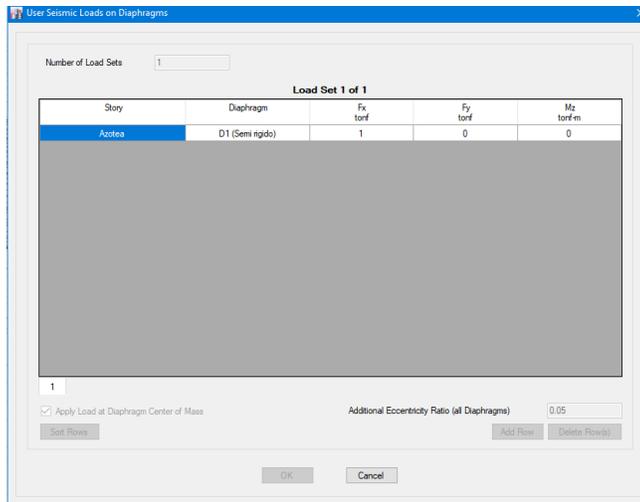


Figura 45 Carga lateral incremental en la dirección X

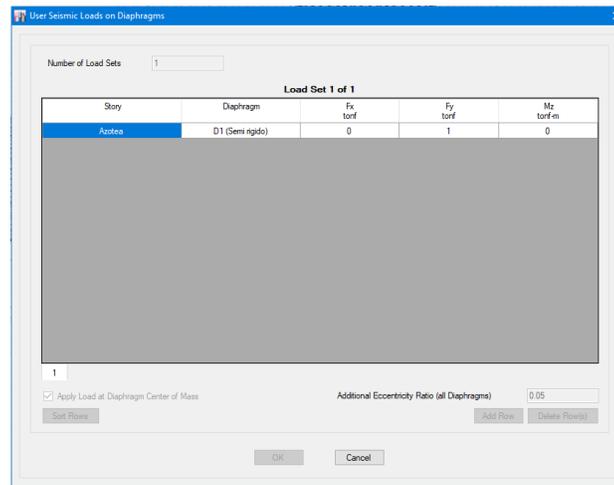


Figura 46 Carga lateral incremental en la dirección Y

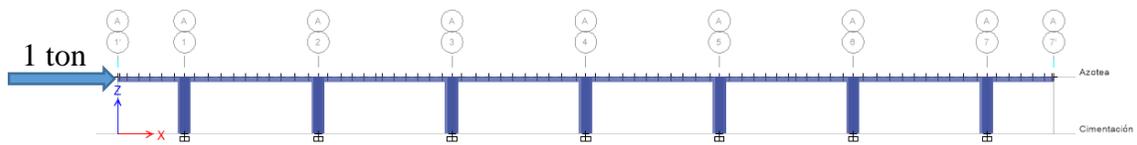


Figura 47 Aplicación de carga lateral en la dirección X

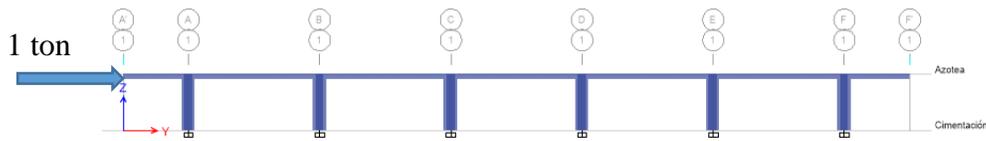


Figura 48 Aplicación de carga lateral en la dirección Y

3.6 No linealidad para el análisis estático no lineal

3.6.1 No linealidad del material

En el análisis estático no lineal Pushover, las cargas incrementales hacen que los materiales incursionen más allá del rango elástico, donde la relación esfuerzo deformación deja de ser lineal y los materiales responden conforme la trayectoria de las curvas de esfuerzo deformación, razón por la cual se analizan los modelos de esfuerzo deformación empleadas por el software ETABS v16.

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
Material Name: Concreto $f'_c=250$
Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters
Hysteresis Type: Concrete
Modify/Show Hysteresis Parameters...
Drucker-Prager Parameters
Friction Angle: 0 deg
Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.003	cm/cm
LS	0.02	0.006	cm/cm
CP	0.05	0.015	cm/cm

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric: Simple
Convert to User Defined
 User Defined

Parametric Strain Data
Strain at Unconfined Compressive Strength, f'_c : 0.002219
Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...
OK Cancel

Figura 49 Características de la no linealidad del concreto $f'_c=250$ kg/cm²

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
Material Name: Acero $f_y=4200$
Material Type: Rebar, Uniaxial

Miscellaneous Parameters
Hysteresis Type: Kinematic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.005	cm/cm
LS	0.02	0.01	cm/cm
CP	0.05	0.02	cm/cm

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric: Simple
Convert to User Defined
 User Defined

Parametric Strain Data
Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01
Ultimate Strain Capacity: 0.09
Final Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...
OK Cancel

Figura 50 Características de no linealidad del acero

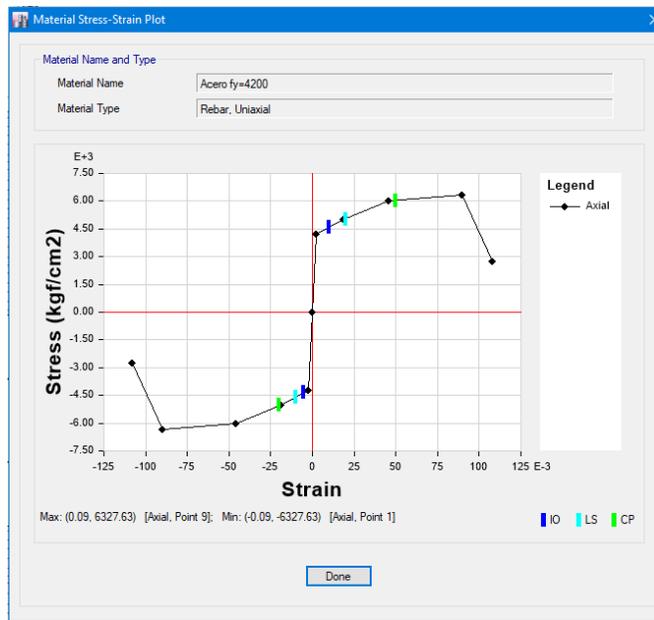


Figura 51 Curva esfuerzo deformación del acero

3.6.2 No linealidad del elemento

Para el análisis no lineal de estructuras, es necesario conocer el diagrama momento-rotación o el diagrama momento-curvatura, para las vigas y columnas de concreto armado o de acero. El diagrama momento curvatura de una sección de concreto armado se obtiene en función de los modelos constitutivos del concreto y del acero, correspondiente a la flexión donde el momento es la fuerza y la curvatura el desplazamiento.

El diagrama momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última ϕ_u , así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño.

El programa ETABS v16 automáticamente integra los diagramas momento curvatura de todos los elementos en estudio, para obtener la curva de capacidad de la estructura, la cual depende también de las ubicaciones de las rótulas plásticas y de otros factores.

Para el modelado de Columnas se ilustrará como ejemplo el diagrama momento curvatura para la columna C1 de 80cm x 80cm.

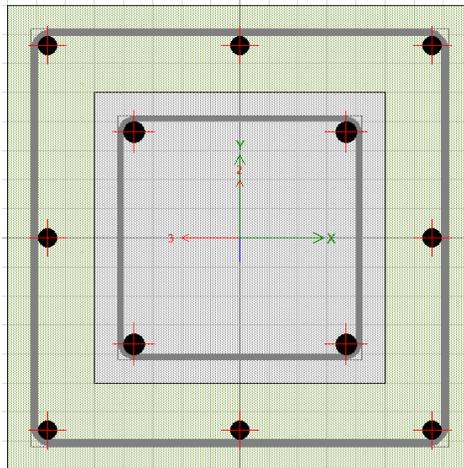


Figura 52 Sección columna C1

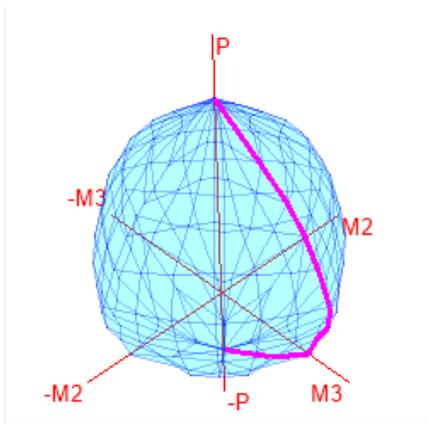


Figura 53 Diagrama de interacción para M3-3

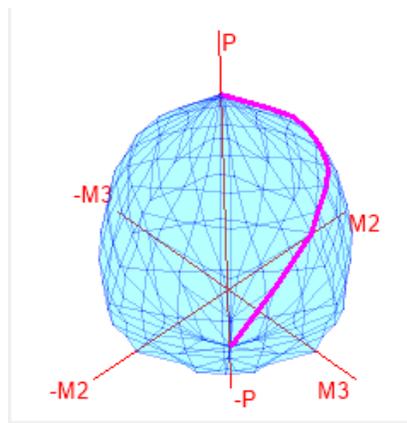


Figura 54 Diagrama de interacción para M2-2

En la Figura 55, se presenta, el diagrama momento curvatura para la columna C1, extraído del software ETABS v16. Para el primer punto, el programa asume un comportamiento rígido plástico, es decir, $\Theta_y = 0$ rad.

Point	Moment tonf-m	Curvature rad/cm
1	0	0
2	93.6239	3.12E-05
3	135.3704	7.80E-05
4	145.1957	1.40E-04
5	152.7431	2.18E-04
6	158.0439	3.12E-04
7	143.5188	4.21E-04
8	134.8698	0.001
9	133.973	0.001
10	129.3794	0.001
11	125.2915	0.001
12	126.1342	0.001
13	128.5765	0.001
14	130.6685	0.002
15	133.076	0.002
16	135.7906	0.002
17	138.769	0.002
18	141.7645	0.003
19	118.6753	0.003
20	67.4187	0.003

Tabla 16 Momento curvatura para la columna C1 80x80 cm

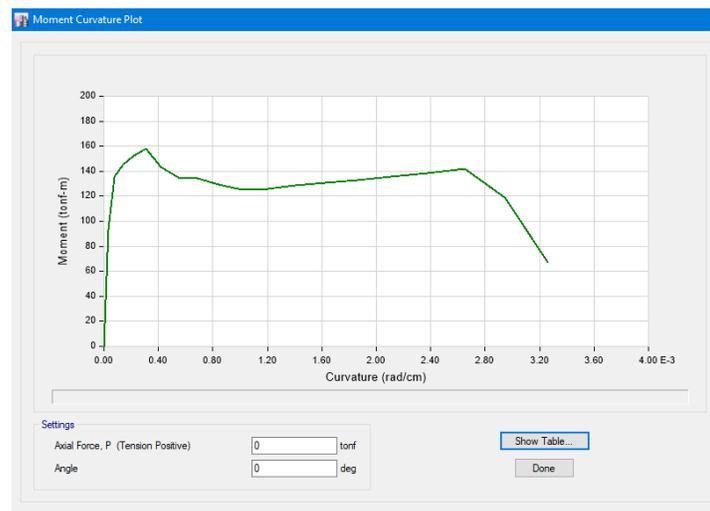


Figura 55 Diagrama momento curvatura para columna C1

También se reducen las propiedades de las columnas y traveses, considerando la rigidez efectiva según ASCE 41-17

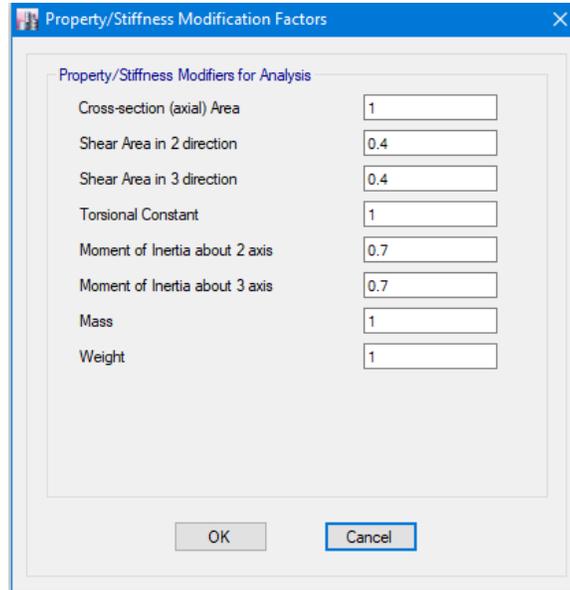


Figura 56 Rigidez efectiva en columnas según ASCE 41-17.

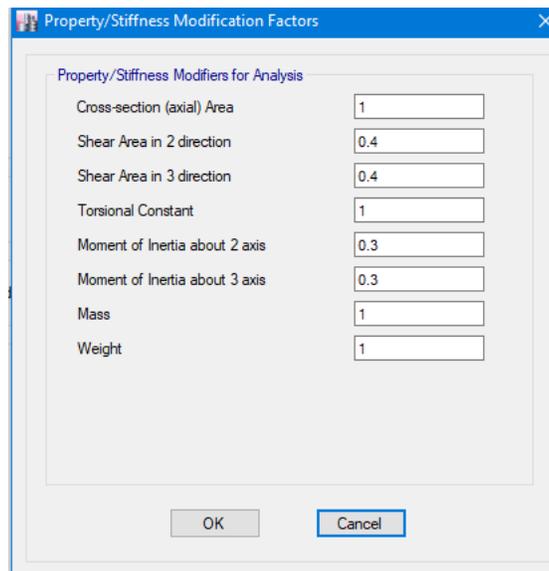


Figura 57 Rigidez efectiva en vigas según ASCE 41-17.

3.7 Creación de casos de carga (load cases) no lineales

Para realizar el análisis estático no lineal, se crearon tres estados de carga no lineales, uno de ellos corresponde a las cargas gravitacionales no lineales (CGNL) y los otros dos a el Pushover en las direcciones X e Y. El propósito de las creaciones de estas cargas es generar un orden lógico para desarrollar el análisis estático no lineal, de tal manera que primero sean aplicadas las cargas gravitacionales, y una vez que estas han deformado a la estructura y disminuido su rigidez, entra el proceso las fuerzas laterales monotónicas incrementales hasta que un nudo extremo de la loza de azotea alcance un desplazamiento máximo predefinido.

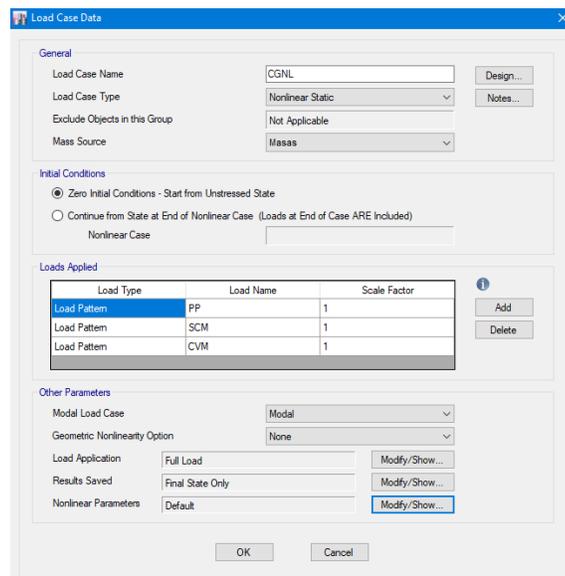


Figura 58 Definición del caso de carga gravitacional no lineal CGNL

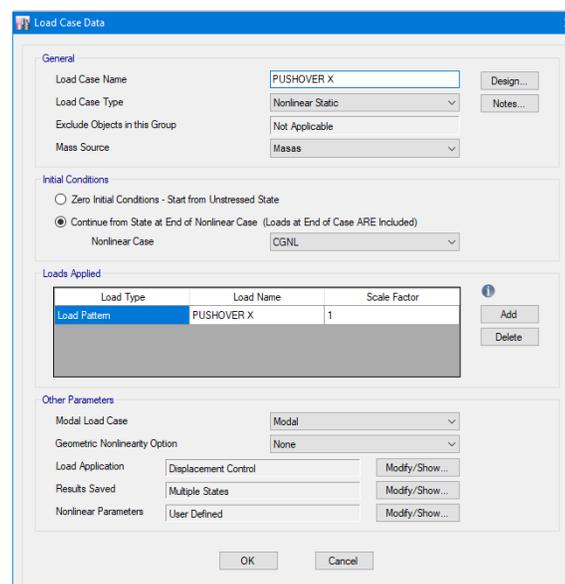


Figura 59 Definición del caso de carga no lineal Pushover en la dirección X

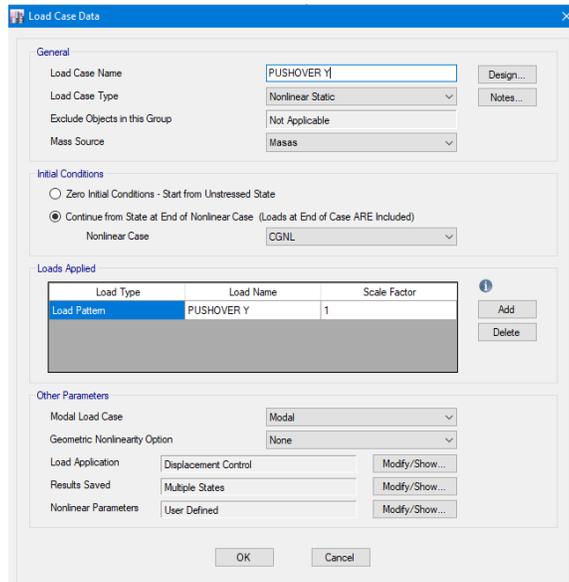


Figura 60 Definición del caso de carga no lineal Pushover en la dirección Y

Para este estudio se optó por un análisis estático no lineal de desplazamiento controlado, es decir que se determina cuán lejos se quiere que la estructura se desplace, desconociéndose cuanta carga es requerida. El programa intentará aplicar la carga hasta alcanzar aquel desplazamiento. La magnitud de la carga debe ser incrementada y disminuida durante el análisis.

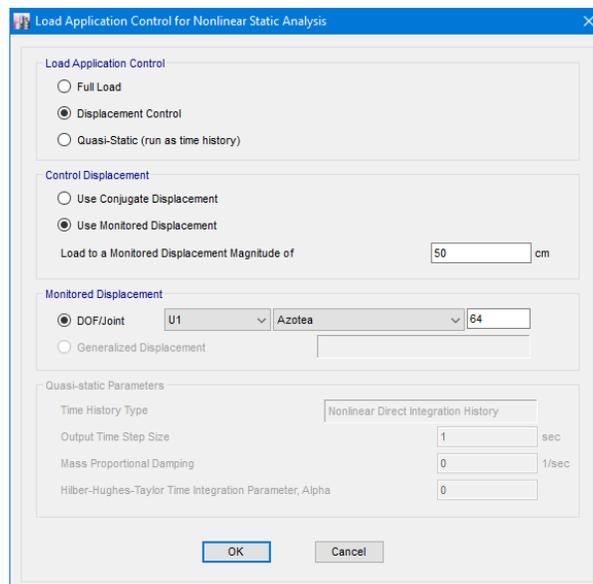


Figura 61 Asignación de control de desplazamiento para el análisis estático no lineal en la dirección X

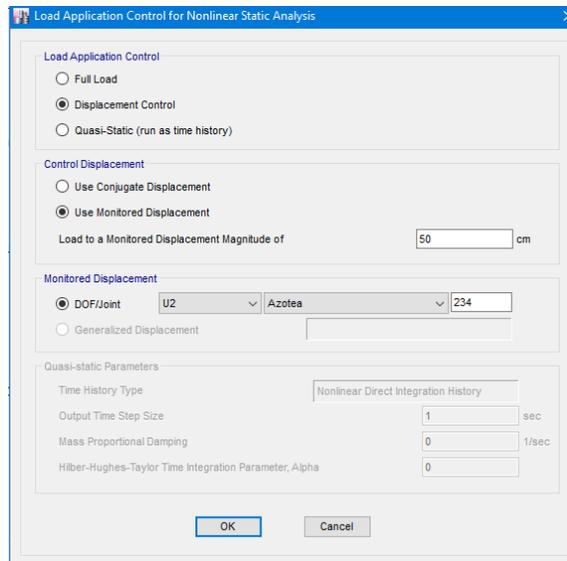


Figura 62 Asignación de control de desplazamiento para el análisis estático no lineal en la dirección Y

Para representar la curva de capacidad, el programa ETABS v16 permite que le indiquemos los números de pasos guardados para que ejecute el análisis. Si éste número es muy pequeño, puede que no se tengan suficientes puntos para graficar la curva, por otro lado, si es muy grande el análisis podría llevar mucho tiempo en mostrar los resultados y consumir mayor cantidad de espacio en memoria.

Para este estudio se eligió que el programa sólo guarde los pasos que tengan incremento positivo debido a que los incrementos negativos podrían hacer que la curva se vea confusa.

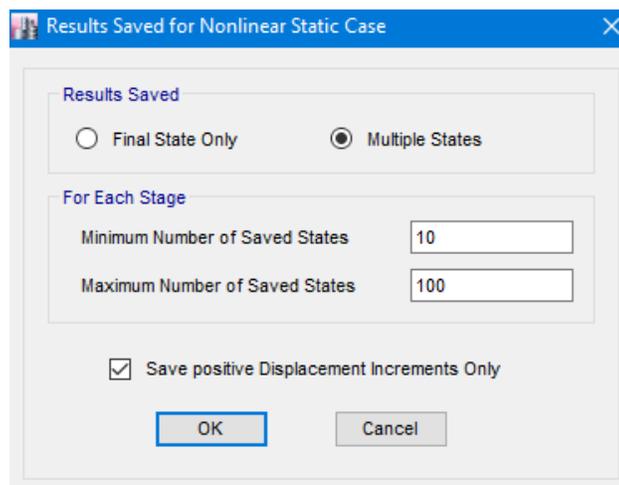


Figura 63 Asignación de múltiples estados

En los parámetros no lineales se le indica al programa cuantos pasos como máximo y máximos nulos para que calcule la curva de capacidad global de la estructura. Entre mayor sea el número de pasos, darán un mayor detallado, pero empleará mayor tiempo y memoria. Para el caso en estudio, se determinó un máximo de 600 steps y máximos nulos de 300.

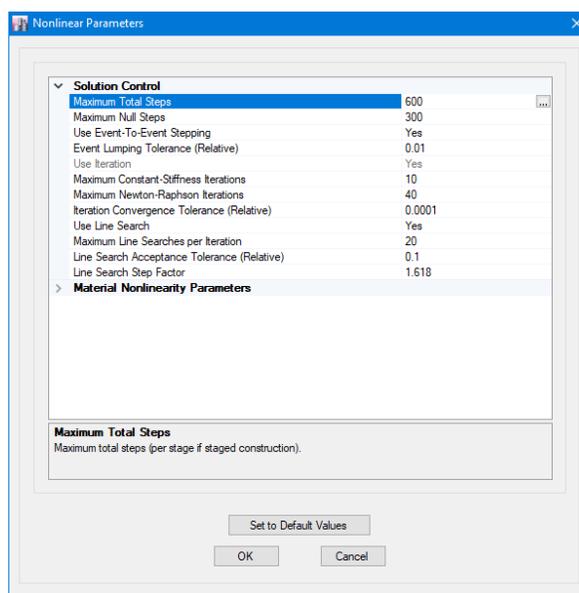


Figura 64 Parámetros no lineales

3.8 Asignación de rótula plástica

Se han considerado que las rótulas plásticas (hinges) se formarán en las vigas por efecto de flexión en los extremos (M3) y en las columnas por flexocompresión, también en sus extremos (P-M2-M3). Por lo general se considera la ubicación de las rótulas a una distancia de los nudos, nunca dentro de ellos.

3.8.1 Modelamiento de las vigas

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), se espera que las vigas fluyan antes que las columnas. En este estudio se trabajarán con los diagramas y gráficas normalizadas que proporciona el ETABS con base al ASCE, en la opción de asignar rótulas automáticamente.

Debido a que la unión de las vigas con las columnas se encuentra dentro de la zona maciza de los ábacos, no se espera que las rótulas plásticas se formen en zonas de la viga cercana a la columna. Por lo tanto, las rótulas fueron asignadas a las vigas sin considerar la parte de ellas

que se encuentra inmersas en la zona maciza de los ábacos, a una distancia de 0.1 y 0.9 de su longitud, como se puede ilustrar en la Figura 65.

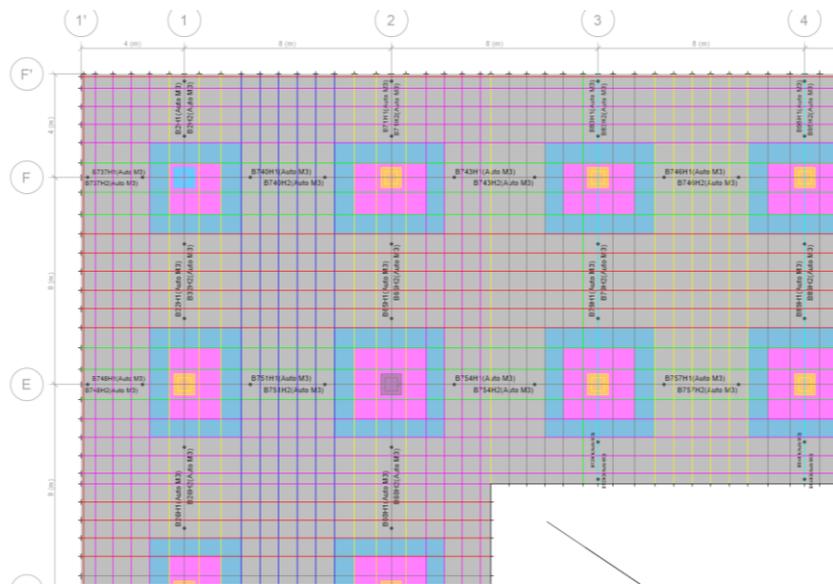


Figura 65 Asignación de rótulas plásticas a las vigas

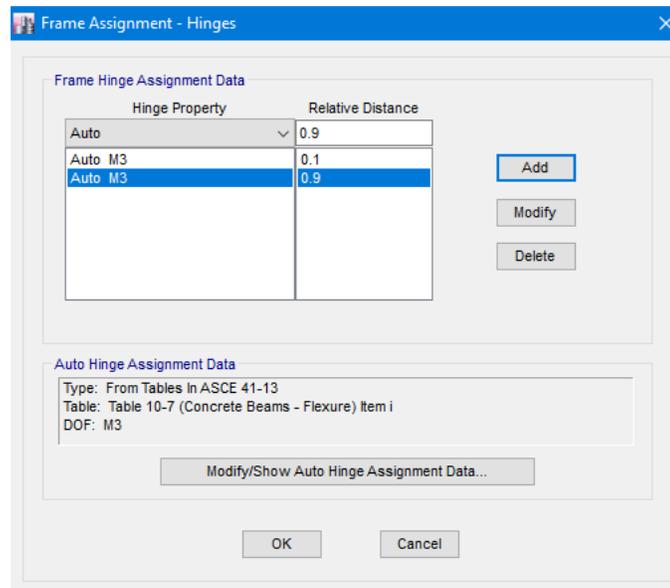


Figura 66 Parámetros de asignación de rótulas plásticas a vigas

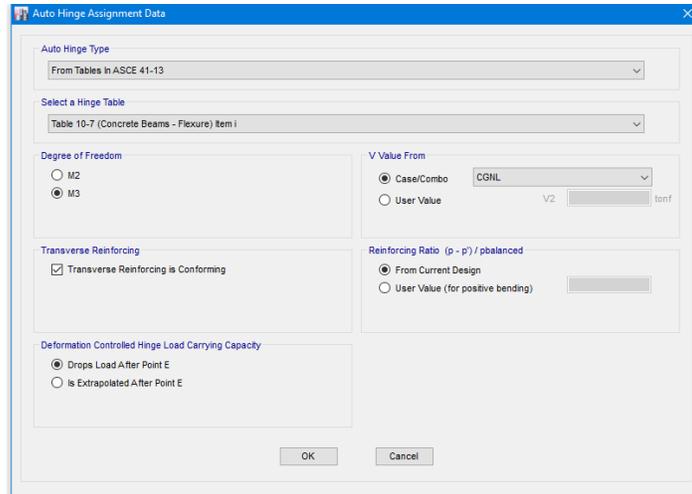


Figura 67 Asignación de rótulas plásticas en vigas de forma automática

3.8.2 Modelamiento de columnas

De la misma manera que para las vigas, en las columnas se busca que las rótulas plásticas se generen en la zona fuera del área maciza del ábaco, por lo que éstas fueron asignadas a una distancia para el inicio de 8.38% y para el final de 75.44% de acuerdo al cálculo siguiente:

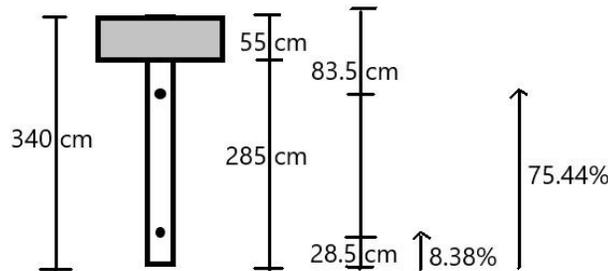


Figura 68 Cálculo de la longitud de rótulas en columnas

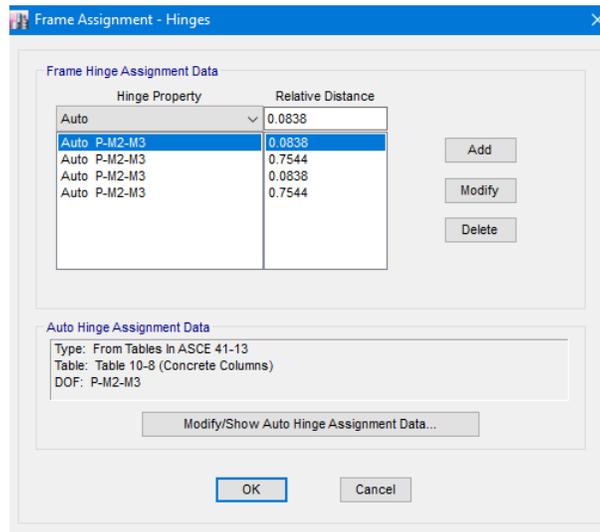


Figura 69 Parámetros de asignación de rótulas plásticas a columnas

Para las columnas, se asignaron rótulas plásticas que consideran los casos de carga tanto para el Pushover X como el Pushover Y, razón por la cual se determinaron cuatro puntos para las rótulas, dos en la dirección X y dos en la dirección Y.

Al asignar las rotulas de manera automática al igual que las vigas, el programa genera los parámetros necesarios de acuerdo al diseño de las secciones realizadas, de esta forma se ahorra tiempo en comparación a definir e ingresar las propiedades para cada sección.

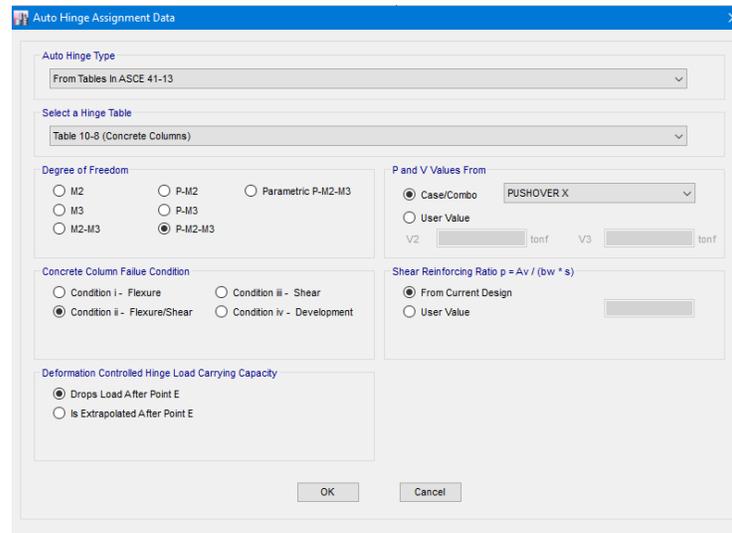


Figura 70 Asignación de rótulas plásticas en columnas de forma automática en la dirección X

La asignación de rótulas plásticas a las vigas y columnas queda de la siguiente manera:

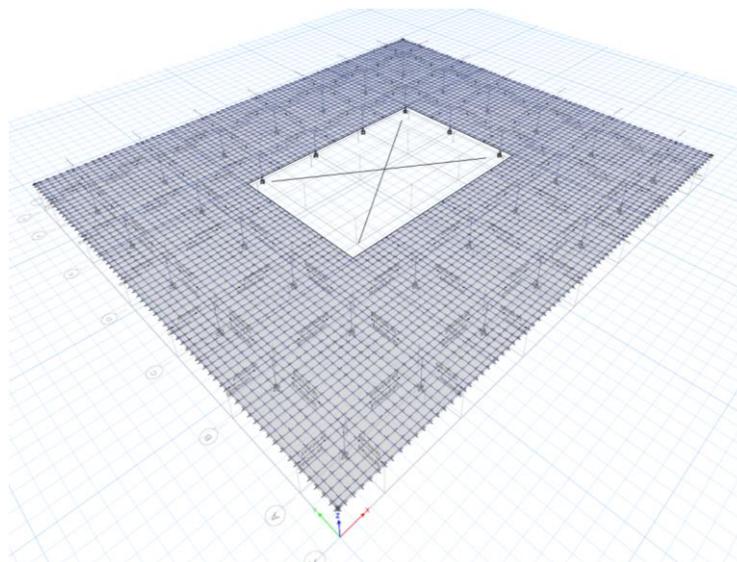


Figura 71 Vista en 3d de las rótulas plásticas

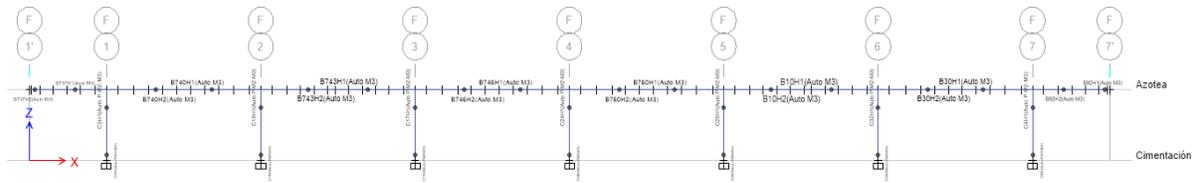


Figura 72 Vista en elevación de las rótulas plásticas

3.9 Respuesta sísmica de la estructura

Para evaluar el desempeño sísmico de la estructura ante cada amenaza sísmica esperada, se requiere representar el peligro en espectros de demanda. El espectro sísmico que se obtiene de las normas, se encuentra en formato de aceleración vs periodo, por tanto, al igual que la curva de capacidad, se debe hacer la conversión a un formato aceleración versus desplazamiento espectral S_a vs S_d .

3.9.1 Representación de las demandas sísmicas

El espectro de demanda que representa el sismo de diseño se realizó con base en lo indicado en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2015), Diseño por sismo, considerándose por la ubicación del inmueble, terreno tipo II y estructura tipo B1 por uso de oficinas. Se empleó el programa de diseño sísmico PRODISIS v4.1, herramienta que proporciona la C.F.E. para la determinación del espectro de diseño. Los parámetros se obtuvieron al introducir los datos de las coordenadas donde se ubica el Edificio de Rectoría, además, es necesario tomar en cuenta el factor de comportamiento sísmico esperado, factor de sobre resistencia, de redundancia, así como el factor de irregularidad.

Descripción	Datos
Grupo	B1
Factor de comportamiento sísmico (Q)	2
Factor de sobre resistencia R_o	2
Factor de redundancia ρ	1
Factor de irregularidad α	0.9

Tabla 17 Parámetros para la determinación del espectro de diseño

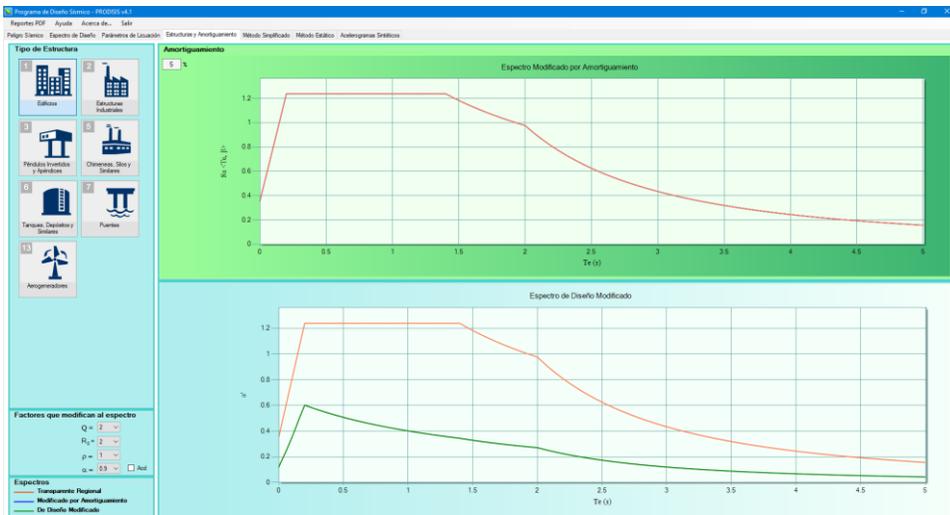


Figura 73 Uso del programa de diseño sísmico PRODISIS v4.1

Considerándose los factores anteriores, el sismo de diseño queda de la manera siguiente:

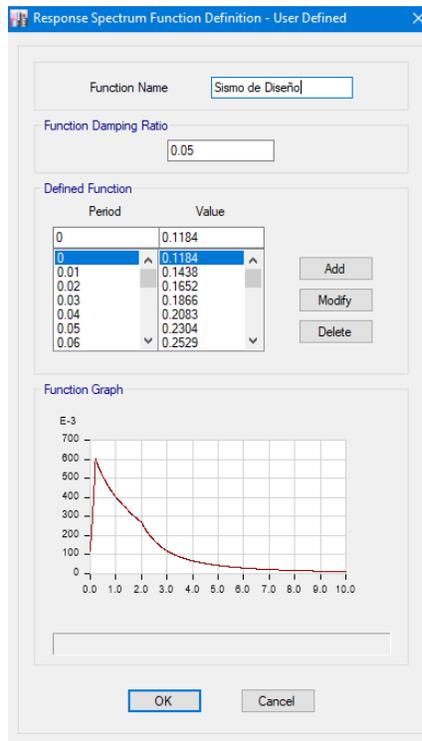


Figura 74 Espectro para sismo de diseño

Según el ATC 40, el sismo de servicio en magnitud típicamente representa 0.5 veces un sismo de diseño y el sismo máximo de 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño, con lo cual se obtienen las demandas sísmicas con las que se evaluará la estructura.

Sismo de servicio (SS)	0.30 g	0.5 SD
Sismo de diseño (SD)	0.60 g	SD
Sismo máximo (SM)	0.75 g	1.25 SD

Tabla 18 Niveles de demanda sísmica

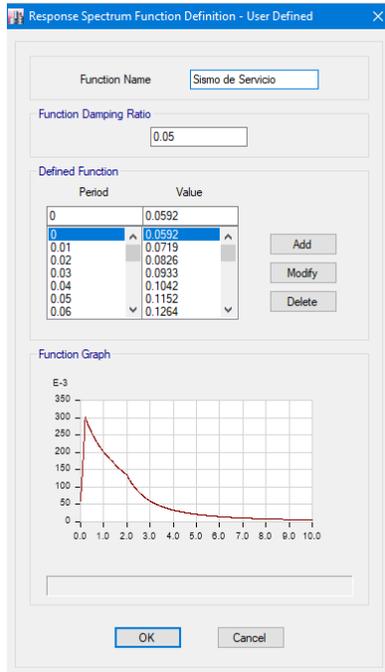


Figura 75 Espectro para sismo de servicio

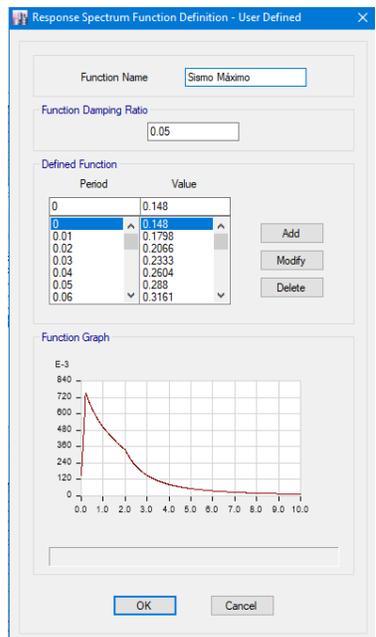


Figura 76 Espectro para un sismo máximo

A continuación, se realizan los casos de carga para cada uno de los espectros definidos que representarán los diferentes niveles de demanda sísmica con que se evaluará la estructura en las direcciones X e Y.

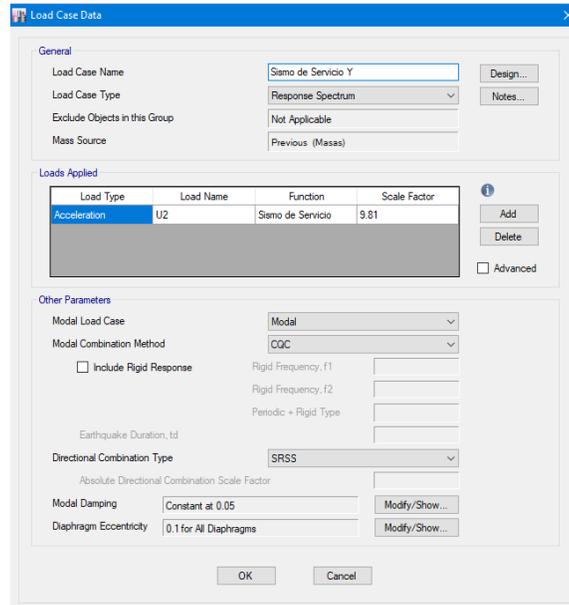


Figura 77 Caso de carga para espectro de servicio en la dirección Y

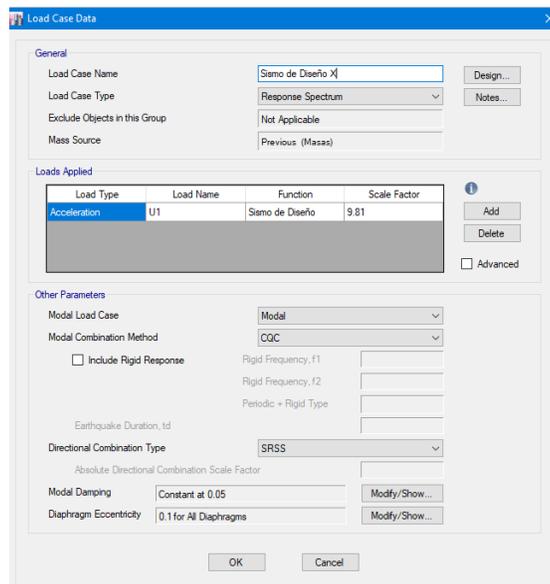


Figura 78 Caso de carga para espectro de diseño en la dirección X

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Sismo Máximo	9.81

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 79 Caso de carga para espectro máximo en la dirección X

Capítulo 4 Desempeño sísmico de la estructura

Una vez concluido el modelado del edificio, se corre el programa para que realice el análisis correspondiente. En este capítulo se calculará la respuesta total del Edificio de Rectoría de la UNACH, ante distintos niveles de sollicitación sísmica.

4.1 Curva de capacidad de la estructura

Al correr el programa se obtiene mediante pasos las formaciones de las rótulas plásticas de las vigas y columnas, realizado por el ETABS v16. El color de las rótulas plásticas está relacionado con los puntos generales del diagrama momento- rotación dado por el ASCE.

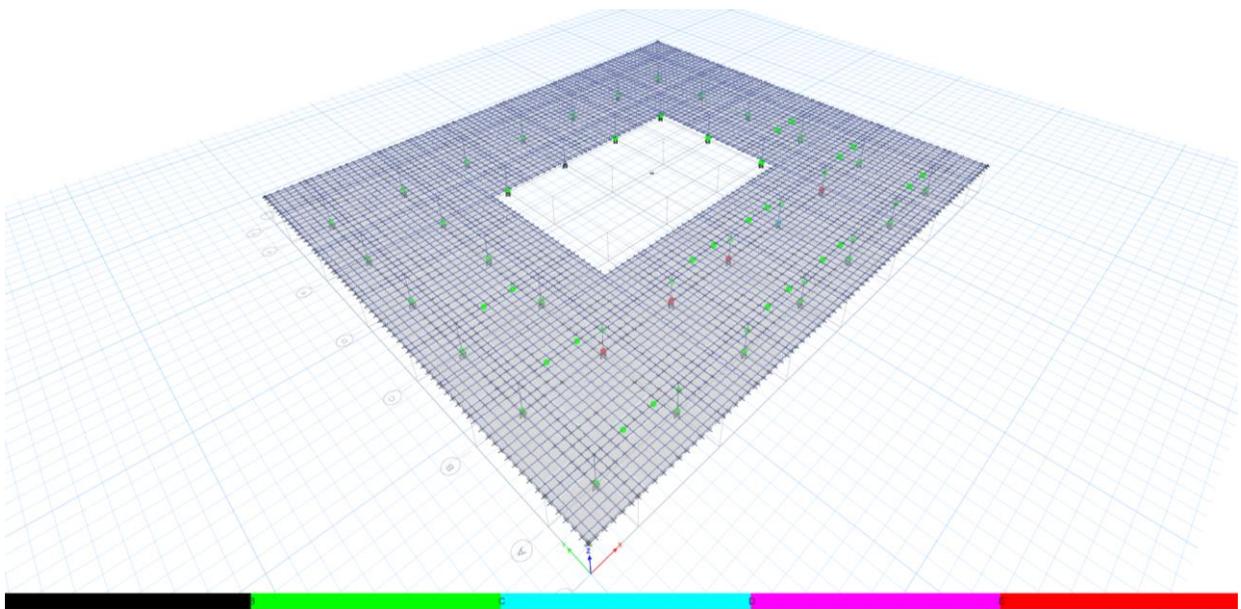


Figura 80 Modelo con rótulas plásticas generadas en la dirección X

Una vez completado el análisis, podemos visualizar los resultados. Ingresamos desde el menú Display, luego “Show Static Pushover Curve”, para visualizar la curva de capacidad.

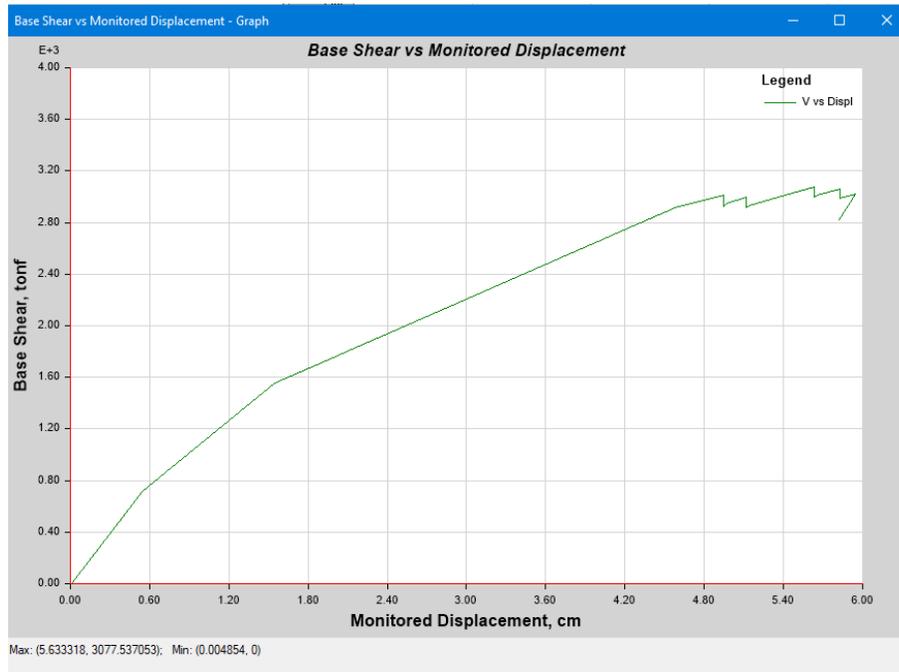


Figura 81 Curva de capacidad de la estructura en la dirección X

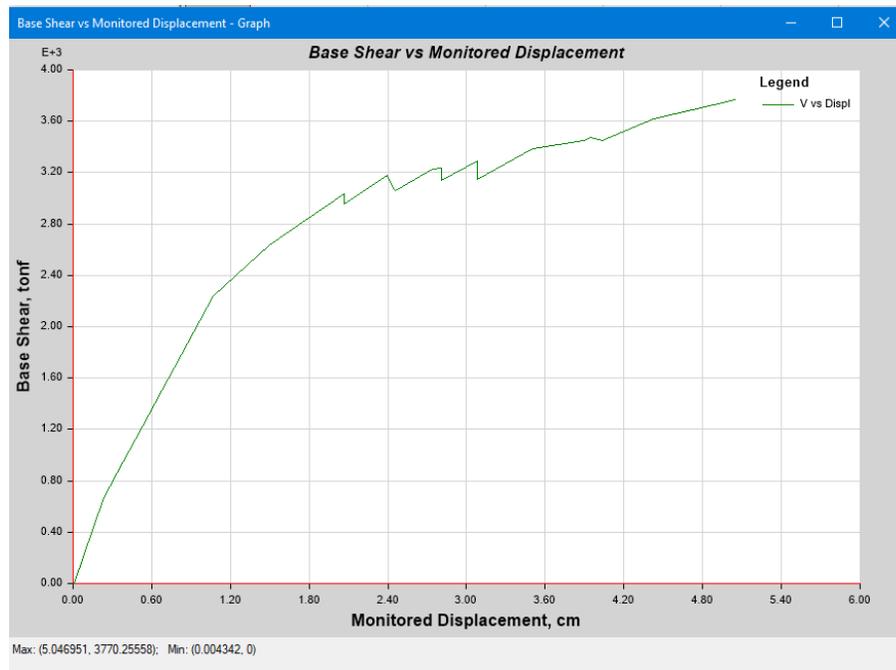


Figura 82 Curva de capacidad de la estructura en la dirección Y

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>C P	Total
	cm	tonf										
0	0.005	0	324	0	0	0	0	324	0	0	0	324
1	0.548	717.6716	322	2	0	0	0	324	0	0	0	324
2	1.548	1554.4856	288	36	0	0	0	324	0	0	0	324
3	4.583	2914.4752	219	105	0	0	0	290	26	6	2	324
4	4.947	3014.5588	218	104	2	0	0	286	26	6	6	324
5	4.948	2925.5376	218	104	1	0	1	286	26	6	6	324
6	4.969	2944.869	218	104	1	0	1	286	26	6	6	324
7	5.12	2998.2141	216	104	3	0	1	284	20	12	8	324
8	5.121	2919.5766	216	104	1	0	3	282	22	12	8	324
9	5.139	2930.6527	216	104	1	0	3	282	22	12	8	324
10	5.633	3077.5371	214	104	3	0	3	280	22	6	16	324
11	5.634	2994.9403	214	104	1	0	5	280	20	8	16	324
12	5.655	3010.7491	214	104	1	0	5	280	20	8	16	324
13	5.828	3063.4735	214	102	3	0	5	276	24	6	18	324
14	5.828	2990.3948	214	102	1	0	7	276	22	8	18	324
15	5.946	3023.8386	214	100	3	0	7	274	24	6	20	324
16	5.823	2823.3104	214	100	1	0	9	274	24	4	22	324

Tabla 19 Base shear vs monitored displacement dirección X

Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>C P	Total
	cm	tonf										
0	0.004	0	324	0	0	0	0	324	0	0	0	324
1	0.233	668.1994	322	2	0	0	0	324	0	0	0	324
2	1.07	2242.6745	285	39	0	0	0	320	4	0	0	324
3	1.497	2639.5569	272	52	0	0	0	316	8	0	0	324
4	2.067	3034.1943	256	66	2	0	0	310	10	2	2	324
5	2.068	2952.5418	256	66	0	0	2	310	10	2	2	324
6	2.396	3180.0241	252	68	2	0	2	310	8	4	2	324
7	2.436	3089.6444	250	68	2	0	4	310	6	4	4	324
8	2.456	3062.9813	250	68	0	2	4	310	6	2	6	324
9	2.456	3062.9816	250	68	0	0	6	310	6	2	6	324
10	2.461	3057.0121	250	68	0	0	6	310	6	2	6	324
11	2.742	3228.0181	240	78	0	0	6	306	10	2	6	324
12	2.81	3237.0006	240	76	2	0	6	304	12	0	8	324
13	2.811	3136.5729	240	76	0	0	8	304	10	2	8	324
14	3.08	3291.2796	237	77	2	0	8	302	10	2	10	324
15	3.08	3144.1741	235	79	0	0	10	302	10	2	10	324
16	3.5	3383.6274	227	87	0	0	10	298	12	4	10	324

17	3.895	3453.8986	224	88	0	0	12	290	18	4	12	324
18	3.944	3476.8131	223	85	4	0	12	288	20	2	14	324
19	4.031	3448.9457	222	86	2	0	14	286	22	2	14	324
20	4.426	3617.945	205	103	2	0	14	282	24	4	14	324
21	5.047	3770.2556	198	110	2	0	14	275	25	10	14	324
22	5.047	3770.2556	198	110	2	0	14	275	25	10	14	324

Tabla 20 Base shear vs monitored displacement dirección Y

4.2 Punto de desempeño de la estructura

Después de ejecutar el análisis Pushover en el programa ETABS v16, los puntos de desempeño obtenidos son los siguientes:

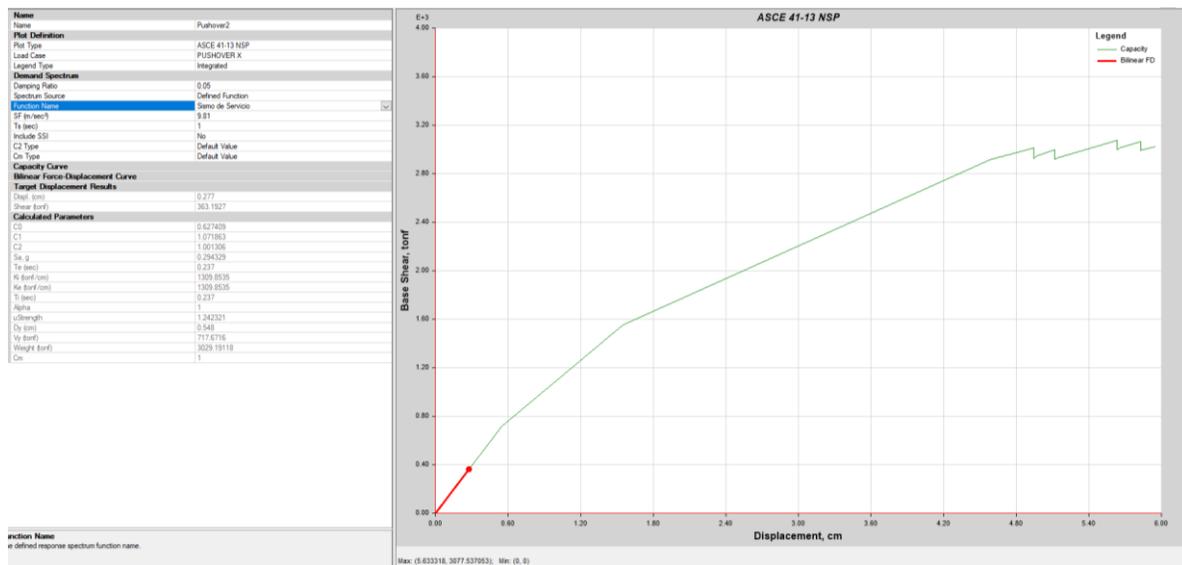


Figura 83 Punto de desempeño para el caso Pushover X según el ASCE 41-13 para un sismo de servicio

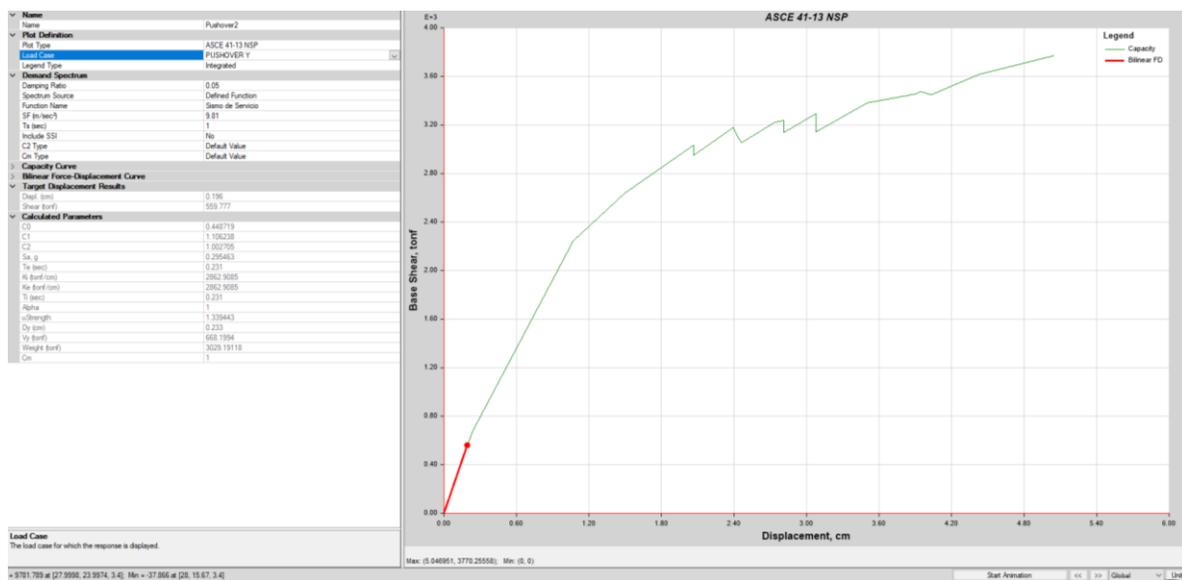


Figura 84 Punto de desempeño para el caso Pushover Y según el ASCE 41-13 para un sismo de servicio

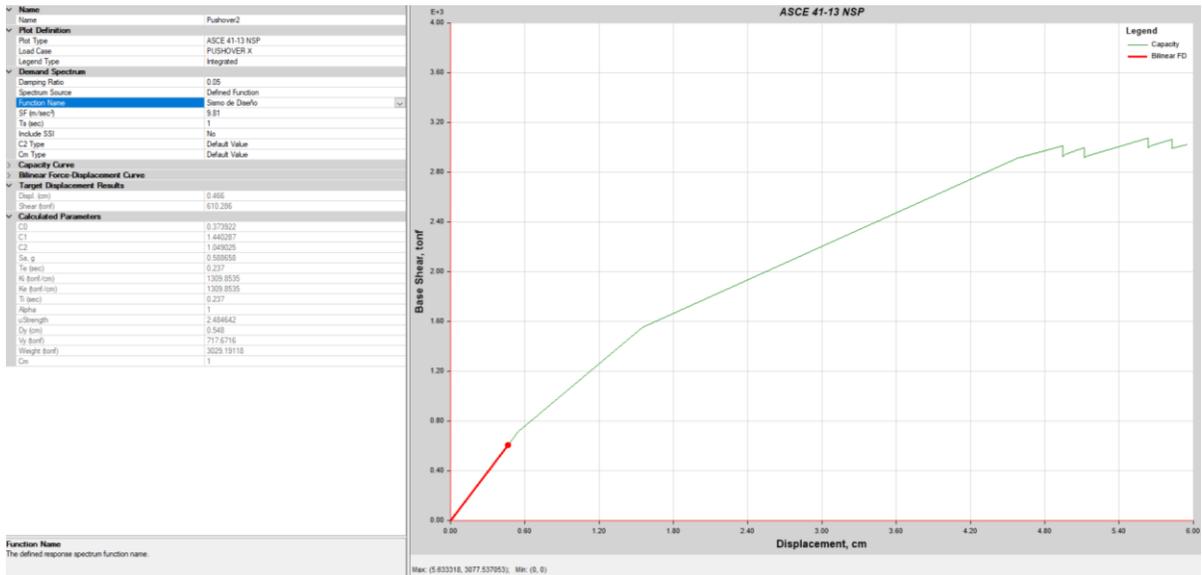


Figura 85 Punto de desempeño para el caso Pushover X según el ASCE 41-13 para un sismo de diseño

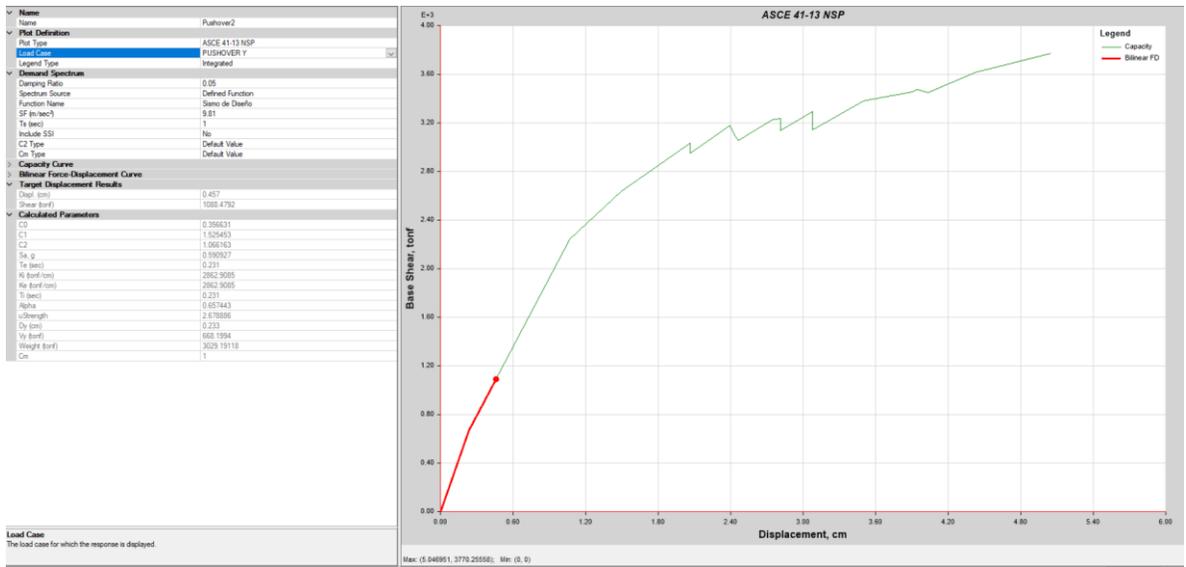


Figura 86 Punto de desempeño para el caso Pushover Y según el ASCE 41-13 para un sismo de diseño

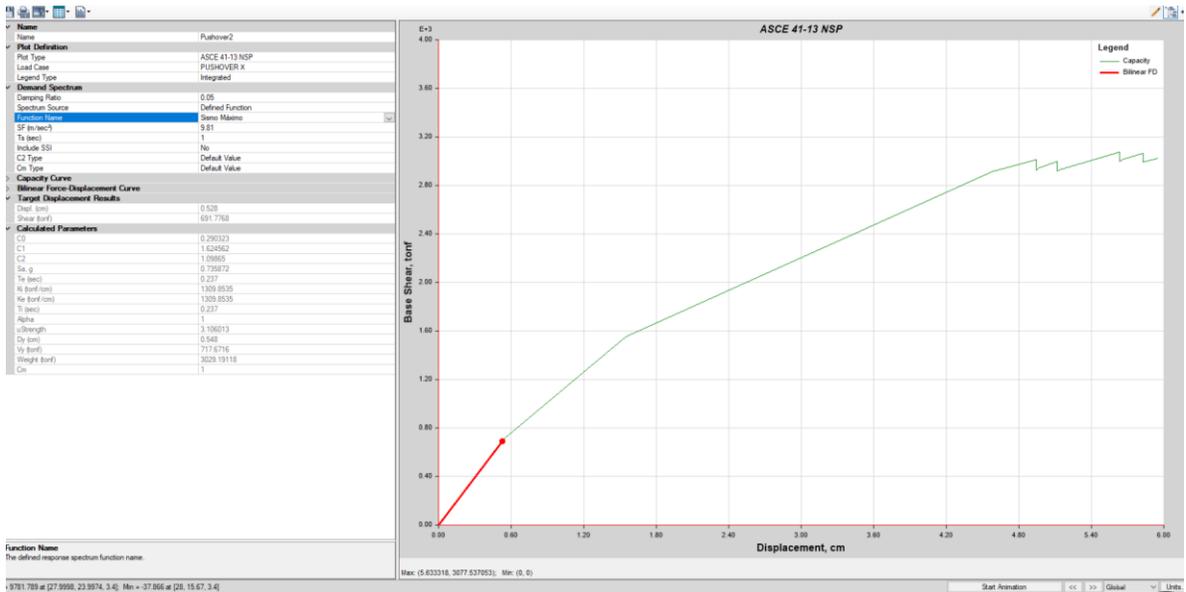


Figura 87 Punto de desempeño para el caso Pushover X según el ASCE 41-13 para un sismo máximo

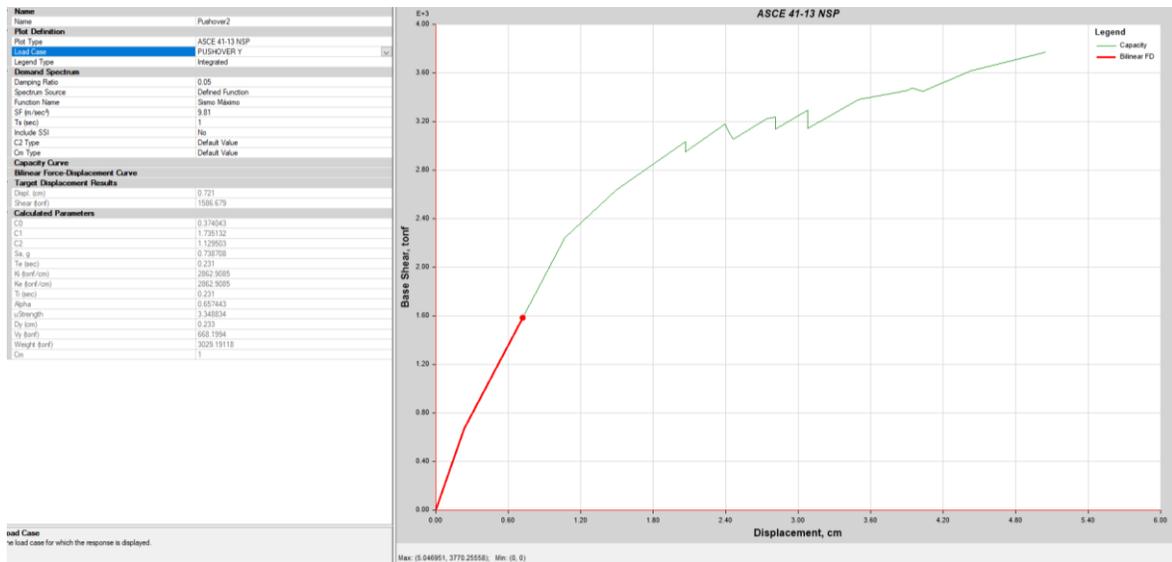


Figura 88 Punto de desempeño para el caso Pushover Y según el ASCE 41-13 para un sismo máximo

Los valores obtenidos del cortante en la base (V) y el desplazamiento máximo (D) del punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica; son los siguientes:

	Nivel de amenaza	V (ton)	D (cm)
Dirección X	SS	363.19	0.277
	SD	610.28	0.466
	SM	691.77	0.528
Dirección Y	SS	559.77	0.196
	SD	1088.47	0.457
	SM	1586.67	0.721

Tabla 21 Resultados para diferentes niveles de amenaza sísmica

4.3 Nivel de desempeño de la estructura

De los resultados obtenidos de la modelación del edificio de Rectoría en el programa ETABS v16, de la aplicación de la carga monotónica incremental aplicada hasta la degradación global de la estructura por la evolución de plastificaciones de los diversos elementos estructurales, se concluye que la estructura responde:

Sismo de Servicio (SS)

El nivel de amenaza del sismo de servicio determinado para la edificación, ninguno de los elementos alcanza la deformación de fluencia.

Sismo de Diseño (SD)

El nivel de amenaza del sismo de diseño determinado para la edificación, en la dirección X, ninguno de los elementos alcanza la deformación de fluencia, mientras que para la dirección Y aproximadamente el 0.62% alcanza la deformación de fluencia; por lo que la edificación satisface los criterios de operacional.

Sismo Máximo (SM)

El nivel de amenaza del sismo máximo determinado para la edificación, en la dirección X, tampoco ninguno de los elementos alcanza la deformación de fluencia, mientras que para la dirección Y también el 0.62% alcanza la deformación de fluencia; por lo que la edificación satisface los criterios de operacional.

Los niveles de desempeño se resumen en la tabla siguiente:

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)	X			
Diseño (SD)	X			
Máximo (SM)	X			

Tabla 22 Desempeño esperado de la edificación

Conclusiones

Con los datos obtenidos mediante el análisis estático no lineal, en la dirección X, la curva de capacidad presenta una linealidad en el comportamiento, hasta obtener una fuerza cortante en la base de 717 ton aproximadamente y un desplazamiento de tan solo 0.5 cm en azotea. Para la dirección Y la linealidad se presenta hasta un cortante de 668 ton y un desplazamiento de 0.2 cm. De estos puntos en adelante se muestra un aumento en el desplazamiento con un gran incremento de cortante en la base.

La estructura alcanza su capacidad máxima cuando se ha alcanzado un desplazamiento de 5.63 cm y un cortante basal de 3077.53 ton en la dirección X, y en la dirección Y cuando llega a un desplazamiento de 5.04 cm y un cortante basal de 3770.25 ton.

Se aprecia que la estructura tiene una gran capacidad de resistir fuerzas laterales, debido al refuerzo que se les dieron a las columnas y contratraveses mediante encamisado, así como al refuerzo y ampliación en zonas de ábacos que hicieron que fuera muy rígido la unión de las trabes con las columnas; permitiendo el aumento en la rigidez estructural en un 366% respecto a la estructura original, como concluyeron Aguilar Carboney, Ramírez Centeno, & Cruz Diaz, en un estudio realizado en el año 2002.

Como resultado del modelado del edificio de Rectoría de la UNACH, considerándose la estructuración actual, se obtuvo que, para los diferentes niveles de demandas sísmicas determinadas, el inmueble permanecerá operacional. Es decir que los elementos estructurales permanecen prácticamente inalterados, se mantiene la seguridad de los ocupantes y la edificación funcionando en su totalidad.

Referencias

- Aguilar Carboney, J. A., Ramírez Centeno, M. S., & Cruz Diaz, R. (2002). Rehabilitación de un edificio de losa reticular dañado por sismo y evaluación experimental de sus características dinámicas. Puebla, Puebla, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C.
- Aguilar, R. (2017). No se acepta el diseño por ductilidad. Caso del edificio Fragata que incurrió en el rango no lineal. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 327-391.
- Arévalo, J., & Bermúdez, W. (2007). *Niveles de daño a partir de un análisis Pushover para una estructura apertado de concreto reforzado*. Tesis para optar el título de ingeniero civil, Bucaramanga: Universidad Industrial Santander, Facultad de ingenierías físico mecánicas.
- ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: Applied Technology Council: ATC-40 Report, Volumes 1 and 2.
- Bazán Zurita, E., & Meli, R. (2016). *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.
- Fuentes Rivera Silva, N. F. (2018). *Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal "Pushover"*. Huaraz, Perú: Tesis de licenciatura. Universidad Nacional "Santiago Antúnez de Mayolo".
- González Cuevas, O. M. (2015). *Análisis estructural*. México: Limusa.
- González Cuevas, Ó. M., & Robles Fernández-Villegas, F. (2016). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: Limusa.

-
- González Herrera, R., Aguilar Carboney, J. A., Ramírez Centeno, M. S., Curz Díaz, R., Figueroa Gallegos, J. A., Narcía López, C., . . . Domínguez Salazar, F. F. (2011). *El sismo de Villaflores, Chiapas: su realidad y consecuencias*. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México: Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas, Colección Jaguar.
- Guevara, N., Osorio, S., & E, A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal pushover*. San Salvador: Universidad de el Salvador, Facultad de ingeniería y arquitectura: Tesis para optar el título de ingeniero civil.
- Iglesias, J., Robles, F., De la Cera, J., & González, O. (1992). *Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería*. UAM.
- Narcía López, C., & Tovilla Zuart, L. A. (1999). *Propuesta de rehabilitación estructural para el edificio de Rectoría de la UNACH*. Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.
- Nava Fernández, J. M. (Octubre de 2003). *Propiedades dinámicas del edificio de la Rectoría de la Universidad Autónoma de Chiapas*. Azcapotzalco, México D.F., México.
- Ottazzi. (2011). *Concreto Armado I*. Lima: PUCP.
- Paredes Calderón, E. S. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal "Pushover"*. Trujillo, Perú.: Tesis de licenciatura. Universidad Privada del Norte.
- Rodríguez, I. (2015). *Análisis estático no lineal, Pushover*. [CSI CARIBE, Intérprete] República Dominicana.
- Rojas Contreras, A. (2012). *Proyecto arquitectónico en zonas sísmicas*. Palibrio.
- Safina, S. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Tesis doctoral, Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- Sánchez Aguilar, M. A. (2010). *Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado*. Monterrey, N.L.: Tesis de Maestría. Tecnológico de Monterrey.
-

SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: Structural Engineers Association of California.

Servicio Sismológico Nacional. (2016). *Servicio Sismológico Nacional*. Obtenido de <http://www2.ssn.unam.mx:8080/detalle/>