



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de
dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque,
aplicando el procedimiento no lineal estático**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

**Ricardo Javier Izquierdo Bustamante
José Orlando Mendoza Carmen**

Asesor(es):

**Mgtr. Ing. Arturo Iván Martínez Ramírez
Mgtr. Ing. David Israel Castañeda Granda**

Piura, noviembre de 2022

NOMBRE DEL TRABAJO

Evaluac desem sism edif 2 nivel dpto La mbayeque.pdf

RECUENTO DE PALABRAS

17011 Words

RECUENTO DE PÁGINAS

82 Pages

FECHA DE ENTREGA

Aug 22, 2023 11:42 AM GMT-5

RECUENTO DE CARACTERES

95962 Characters

TAMAÑO DEL ARCHIVO

20.4MB

FECHA DEL INFORME

Aug 22, 2023 11:44 AM GMT-5**● 5% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 5% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 4% Base de datos de trabajos entregados
- 1% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Fuentes excluidas manualmente
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)
- Bloques de texto excluidos manualmente

Dedicatoria

Dedico este proyecto a mi familia, que estimo tanto y que siempre me dio la fuerza y el apoyo suficiente para lograr mis objetivos.





Resumen

Debido a que la norma peruana sismorresistente E.030 (2018) presenta un código prescriptivo, en el que no establece distintos desempeños ni posibilidad de evaluar una edificación ante distintos niveles sísmicos, la presente tesis presenta un análisis no lineal estático mediante los lineamientos del estándar ASCE/SEI 41-17 (2017) y lo aplica como caso de estudio a un colegio de dos niveles.

Se realiza un análisis lineal acorde con el código peruano sismorresistente E.030 (2018) al caso de estudio. La validación del modelo no lineal para la albañilería confinada se ejecuta mediante la calibración y el ajuste numérico de un ensayo experimental encontrado en la literatura y realizado por el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Posterior a la validación del comportamiento no lineal, se hace el análisis no lineal estático según los lineamientos del estándar ASCE/SEI 41-17 (2017) y se obtiene la curva de capacidad. El cálculo del nivel de desempeño se lleva a cabo a partir del método de coeficientes del estándar ASCE/SEI 41-17 (2017). Posteriormente, se sectoriza la curva de capacidad de acuerdo con el VISION 2000 (*Structural Engineers Association of California* [SEAOC], 1995) para determinar el nivel de desempeño del caso de estudio. Finalmente, se comparan las respuestas de un análisis lineal y no lineal.

El ajuste numérico para la calibración de la albañilería confinada resultó satisfactorio, puesto que la curva de capacidad obtenida es similar al del ensayo. Así mismo, se obtuvo como resultado del análisis no lineal estático que el edificio tiene un nivel de desempeño en ambos sentidos con holgura; a través del código E.030 (2018), se encontró que este nivel es de resguardo de vida, debido a que no sobrepasa la deriva admisible.

Luego de ser evaluada por estándares internacionales sismorresistentes, la institución educativa diseñada con la norma técnica peruana E.030 (2018) cumple con estos lineamientos y se encuentra en un nivel de desempeño de resguardo de vida. El modelo numérico utilizado para la calibración de la albañilería confinada y obtener su comportamiento no lineal se calibró con éxito y es confiable, con base en investigaciones anteriores.



Tabla de contenido

Introducción	13
Capítulo 1 Antecedentes y situación actual	15
1.1 Antecedentes.....	15
1.1.1 Antecedentes nacionales.....	15
1.1.2 Antecedentes internacionales.....	16
1.2 Situación actual.....	17
1.2.1 Situación actual nacional.....	17
1.2.2 Situación actual internacional.....	18
1.3 Planteamiento del problema	18
1.4 Justificación	18
Capítulo 2 Marco teórico	21
2.1 Marco conceptual.....	21
2.1.1 Demanda sísmica	21
2.1.2 Curva de capacidad.....	22
2.1.3 Desempeño estructural.....	23
2.1.4 Ductilidad.....	23
2.1.5 Sobre resistencia o reserva de resistencia.....	24
2.1.6 Diagrama momento curvatura.....	26
2.1.7 Diagrama momento rotación.....	27
2.2 Análisis sísmico lineal según norma E.030	28
2.2.1 Consideraciones generales.....	28
2.2.2 Definición de los materiales.....	28
2.2.3 Definición de cargas	29
2.2.4 Definición de los parámetros sísmicos	30
2.2.5 Análisis modal espectral.....	34
2.2.6 Fuerza sísmica mínima	35
2.2.7 Verificación de derivas.....	35
2.3 Procedimiento no lineal estático (NSP).....	36
2.3.1 Definición	36
2.3.2 Modelos constitutivos para el concreto y acero de refuerzo	37

2.3.3	Tipos de plasticidades para el concreto armado	38
2.3.4	Tipos de plasticidades para la albañilería confinada	39
2.3.5	Determinación del punto de desempeño sísmico según el ASCE/SEI 41-17	41
2.3.6	Cálculo del desempeño según VISION 2000.	44
Capítulo 3 Calibración del muro de albañilería confinada y ajuste numérico		47
3.1	Definición e importancia de una calibración	47
3.2	Características del muro a ensayar	48
3.3	Calibración del ensayo	49
Capítulo 4 Resultado del análisis estructural.....		53
4.1	Descripción del caso de estudio	53
4.2	Modelo numérico del caso de estudio	54
4.3	Resultados del análisis estructural lineal según la norma E030	57
4.3.1	Modos de vibración	57
4.3.2	Parámetros sísmicos.....	57
4.3.3	Fuerza mínima y cortante por sismo moderado.....	58
4.3.4	Cálculo de desplazamientos y derivas acorde con la norma E030	59
4.3.5	Cálculo de la verificación por cortante basal en muros de albañilería confinada.....	60
4.4	Resultados del análisis no lineal acorde a los lineamientos del ASCE/SEI 41- 17	61
4.4.1	Creación de la no linealidad en elementos de concreto armado: Plasticidad tipo fibra.....	62
4.4.2	Creación de la no linealidad en elementos de albañilería confinada como columnas con rótulas de corte.....	64
4.4.3	Curva de capacidad.....	67
4.4.4	Cálculo del desempeño para sismo máximo.....	68
4.4.5	Determinación del nivel de desempeño de la estructura según VISION 2000	70
4.5	Comparación entre análisis no lineal estático y análisis lineal	72
Conclusiones		75
Recomendaciones.....		77
Referencias bibliográficas.....		79

Lista de tablas

Tabla 1.	Carga muerta a considerar según norma E.020	29
Tabla 2.	Pesos unitarios utilizados para carga muerta a considerar según norma E.020	29
Tabla 3.	Carga viva a considerar según Norma E.020.....	30
Tabla 4.	Clasificación del suelo acorde con la norma E.030. Factor de suelo	31
Tabla 5.	Clasificación del suelo acorde con la norma E.030. Períodos según perfil de suelo	31
Tabla 6.	Clasificación acorde con el uso de la norma E.030	32
Tabla 7.	Clasificación según la norma E.030.....	33
Tabla 8.	Cálculo de derivas acorde con la norma E.030	36
Tabla 9.	Valores del factor de modificación C_0	42
Tabla 10.	Valores para el factor de masa efectiva C_m	43
Tabla 11.	Niveles de desempeño según VISION 2000	44
Tabla 12.	Resistencia del concreto, albañilería, acero de refuerzo y dimensiones del ensayo a evaluar.....	48
Tabla 13.	Parámetros necesarios para generar la rótula concentrada tipo corte	51
Tabla 14.	Carga muerta considerar en el modelo	56
Tabla 15.	Carga viva considerada en el modelo.....	56
Tabla 16.	Masa sísmica (100 % CM+ 50 % CV).....	56
Tabla 17.	Propiedades lineales de los materiales	56
Tabla 18.	Modos de vibración del caso de estudio	57
Tabla 19.	Parámetros sísmicos del caso de estudio	57
Tabla 20.	Cálculo de la cortante sísmica.....	58
Tabla 21.	Cálculo de la cortante por sismo moderado	59
Tabla 22.	Desplazamientos y derivas máximas y permisibles.....	60
Tabla 23.	Revisión de la cortante en muros de albañilería para sismo moderado	61
Tabla 24.	Propiedades del muro de albañilería del primer nivel para la creación de la rótula de corte	65
Tabla 25.	Propiedades del muro de albañilería del segundo nivel para la creación de la rótula de corte	66
Tabla 26.	Cortante basal, desplazamiento y deriva máxima.....	68
Tabla 27.	Parámetros para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17	69

Tabla 28. Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17	69
Tabla 29. Resumen del desempeño para sismo máximo en ambas direcciones.....	70
Tabla 30. Límites de los niveles de desempeño para la dirección XX	70
Tabla 31. Límites de los niveles de desempeño para la dirección YY	71
Tabla 32. Comparación entre análisis lineal y no lineal estático en la dirección XX	73
Tabla 33. Comparación entre análisis lineal y no lineal estático en la dirección YY	73



Lista de figuras

Figura 1. Espectro de diseño	22
Figura 2. Curva de capacidad y datos más representativos.....	22
Figura 3. Tipos de ductilidad.....	23
Figura 4. Características principales de la curva de capacidad	25
Figura 5. Curvatura de la sección de un elemento de concreto armado	26
Figura 6. Diagrama momento-curvatura de una sección de 0.35 x 0.70m	27
Figura 7. Zona sísmica en Perú.....	31
Figura 8. Factor de amplificación sísmica según la norma E.030	34
Figura 9. Factor de escala para fuerzas internas del análisis dinámico	35
Figura 10. Cálculos de derivas acorde con la norma E.030.....	36
Figura 11. Modelo de Mander et al. para el concreto armado.....	37
Figura 12. Modelo tipo simple para el acero de refuerzo	38
Figura 13. Modelos de plasticidad para el concreto armado.....	38
Figura 14. Modelo tipo link para simular la albañilería confinada	39
Figura 15. Propiedades del elemento tipo link que simula la albañilería confinada	40
Figura 16. Modelo de plasticidad tipo columna ancha con rótula de corte para simular muro de albañilería confinada	40
Figura 17. Curva idealizada fuerza-desplazamiento.....	43
Figura 18. Representación gráfica aproximada de cada estado de daño.....	45
Figura 19. Sectorización de la curva de capacidad para el cálculo de desempeño según VISION 2000.....	45
Figura 20. Ejemplo de calibración de ensayo numérico versus ensayo experimental.....	47
Figura 21. Dimensiones de acero de refuerzo para el ensayo de albañilería confinada de ladrillos de arcilla	48
Figura 22. Curva de capacidad de albañilería de color rojo en el ensayo a reproducir.....	49
Figura 23. Curva de capacidad de albañilería estándar.....	49
Figura 24. Modelo numérico con rótulas concentradas tipo corte	50
Figura 25. Comparación entre el modelo numérico y el ensayo experimental.....	50
Figura 26. Rótula tipo corte utilizada para la calibración.....	52
Figura 27. Planta general del colegio y bloque a evaluar como caso de estudio	54
Figura 28. Planta del caso de estudio: colegio de 2 niveles.....	55

Figura 29. Modelo tridimensional del caso de estudio: colegio de 2 niveles	55
Figura 30. Espectro en la Dirección XX de R=8.....	58
Figura 31. Espectro en la Dirección YY de R=3.....	58
Figura 32. Derivas por nivel en ambas direcciones en ‰.....	59
Figura 33. Desplazamiento por nivel en ambas direcciones en mm	60
Figura 34. Muros de albañilería existente en el caso de estudio en los ejes 3 y 6.....	61
Figura 35. Modelo tridimensional no lineal para el caso de estudio	62
Figura 36. Modelo para el concreto del tipo Mander.....	62
Figura 37. Modelo para el acero de refuerzo del tipo simple.....	63
Figura 38. Columna y vigas seleccionadas para mostrar características para elemento tipo fibra.....	63
Figura 39. Columna C4 creada según las medidas obtenidas de los planos estructurales.....	64
Figura 40. Viga 25 x 50 cm creada según las dimensiones de los planos estructurales.....	64
Figura 41. Muros de albañilería confinada creados como columna ancha	65
Figura 42. Rótula tipo corte de albañilería para el primer nivel.....	66
Figura 43. Rótula tipo corte de albañilería para el segundo nivel.....	67
Figura 44. Curva de capacidad en la dirección de pórticos de concreto armado XX.....	67
Figura 45. Curva de capacidad en la dirección de albañilería confinada YY	68
Figura 46. Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17	69
Figura 47. Desempeño en la dirección YY según el ASCE 41-17	70
Figura 48. Nivel de desempeño en la dirección XX según VISION 2000	71
Figura 49. Nivel de desempeño en la dirección YY según VISION 2000	71
Figura 50. Representación gráfica de rótulas y su estado de daño en la dirección XX	72
Figura 51. Representación gráfica de rótulas y su estado de daño en la dirección YY	72
Figura 52. Cortante máximo vs cortante de diseño en la dirección XX	73
Figura 53. Cortante máximo vs cortante de diseño en la dirección YY	74

Introducción

Según lo descrito en la norma técnica peruana E.30 (2018), en el diseño sismorresistente de estructuras solo se realiza un análisis con respecto a fuerzas y desplazamientos en un rango lineal, por consiguiente, no se contempla el estado físico de dicha estructura en el rango no lineal en donde se desarrollan las rotulas plásticas y el agrietamiento en las secciones de los elementos estructurales.

En sus últimos años, VISION 2000 (SEAOC, 1995) ha reconocido la necesidad y la oportunidad de desarrollar una nueva generación de disposiciones de ingeniería basadas en el desempeño, las cuales tengan un alcance más amplio de problemas –como la garantía de calidad de diseño y construcción– y que produzcan un desempeño sísmico más predecible en una variedad de demandas de terremotos.

La edificación educativa típica por estudiar se clasifica como esencial, por ende, su estabilidad estructural debe prevalecer antes, durante y después de un sismo. Por lo tanto, se tiene que identificar con suma precisión la respuesta estructural, el daño ocasionado y la evaluación del desempeño estructural. A partir de lo mencionado, esta tesis abordará si el diseño sismorresistente de la edificación cumple con la deriva máxima permitida de acuerdo con el sistema estructural. Además, se compara el desplazamiento y la deriva tanto para el análisis lineal como no lineal.



Capítulo 1

Antecedentes y situación actual

En el presente capítulo, se expone la situación actual y los diversos antecedentes del procedimiento NSP (*Non-linear Static Procedure*), también llamado análisis no lineal estático o análisis *pushover*. Asimismo, se propone el planteamiento del problema, la justificación y los objetivos. Para finalizar, se concluye con una breve lista sobre el marco normativo que se utiliza en esta investigación.

1.1 Antecedentes

En años recientes, se han desarrollado diferentes análisis acerca del diseño y la verificación del desempeño de una estructura en el ámbito nacional e internacional. Como antecedentes para esta investigación, se han considerado los siguientes.

1.1.1 Antecedentes nacionales

La tesis realizada por Cumpa y Quispe (2019) tuvo como objetivo principal la determinación del nivel de desempeño de la Institución Educativa N° 50217 de la comunidad campesina de Umachurco, de dos niveles, con un sistema aporticado según la norma E.030 (2018). Este estudio permitió definir el comportamiento a un nivel estructural ante diferentes demandas sísmicas, así como el nivel de desempeño de esta. El modelado de la edificación se realizó con el software SAP 2000. Para empezar, se hizo un análisis estático lineal (Norma E030, 2018) y se verificó su cumplimiento. Seguidamente, se realizó el análisis estático no lineal según el ATC-40 y la FEMA 356, considerando la reducción de rigidez de las columnas y vigas.

Los resultados de esta investigación mostraron que, bajo las solicitaciones de las diferentes demandas sísmicas, la estructura analizada logra un desempeño de Ocupación Inmediata para sismo de servicio, Seguridad de vida para sismo de diseño y Colapso para el sismo máximo. Al aplicar esta metodología, se evalúa el comportamiento mediante la curva cortante en la base versus el desplazamiento en el techo, la cual permite obtener el punto de desempeño y sectorizar de acuerdo con el daño estructural (Cumpa & Quispe, 2019).

Por otro lado, se encuentra la tesis de Arone (2019), la cual se propuso evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural, así como el nivel de desempeño de la Institución Educativa N° 1199 Mariscal Ramón Castilla UGEL N° 6 del distrito de Chaclacayo. Para

esta investigación, se realizaron ensayos de esclerometría con la finalidad de determinar la influencia de la resistencia del concreto en las demandas sísmicas. Así, se concluyó en esta investigación que, a mayor resistencia, menor desplazamiento y a menor resistencia, mayor es el desplazamiento de la estructura.

En este análisis, la vulnerabilidad estructural es alta para un sismo máximo, caracterizado por daños severos y un nivel de desempeño catalogado como prevención de colapso. Sin embargo, la vulnerabilidad se reduce siempre que se refuercen las columnas centrales con encamisados de concreto. En conclusión, el reforzamiento estructural preventivo es la opción adecuada para mejorar el desempeño de la edificación, con el objeto de la prever las pérdidas de vidas humanas, económicas y de inmobiliario (Arone, 2019).

Esta investigación se optó como antecedente, en tanto que es de las pocas en el ámbito nacional que modela el muro de albañilería relleno en el pórtico de concreto, armando como un puntal a compresión tipo enlace en los softwares de análisis estructural, al cual se le asignan previamente las resistencias y los desplazamientos característicos de este; así como el tipo de degradación representativo sustentado con investigaciones experimentales internacionales.

Por otro lado, Gonzales et al. (2020) propusieron en su artículo un modelo no lineal de un hospital de albañilería artesanal de tres niveles con más de 60 años de antigüedad, la cual se calibró computacionalmente con los resultados de ensayos de laboratorio. Este modelo se sometió a un análisis de historia de respuesta no lineal con distintos niveles de intensidad de sismo, llegando a obtener las curvas IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) en cada dirección ortogonal.

La idealización del modelo matemático no lineal del muro de albañilería se hizo con un elemento tipo *frame* de concreto, con las dimensiones y propiedades lineales de la albañilería. A este elemento, se le asignó una rótula de corte a la mitad de su altura en su dirección lateral de deformación, con las propiedades de la curva de capacidad del muro ensayado. Para este estudio, se empleó el modelo de histéresis Pivot, puesto que son muchos los factores que afectan el comportamiento sísmico de los muros de albañilería como su patrón de degradación de rigidez y liberación de energía. Luego, se idealizó el modelo de una viga solera con rigidez infinita sobre el elemento tipo *frame*.

Esta propuesta computacional del muro de albañilería con base en un elemento línea con rótula de corte a media altura, usando resultados de laboratorio a fuerzas laterales histeréticas, demuestra una buena aproximación en la calibración, por lo cual, es empleada en esta investigación.

1.1.2 Antecedentes internacionales

La investigación realizada en el edificio telefónico de Bam (Irán) por Mostafaei y Kabeyasawa (2004) tiene como caso de estudio una estructura de pórticos de concreto armado, relleno con muros albañilería sin reforzar. Después de la evaluación de daños

posteriores al terremoto de 2003, los resultados determinaron que las deformaciones residuales o grietas en los elementos estructurales eran mínimas. Empero, asumiendo el coeficiente de cortante en la base de diseño del edificio, se esperaban respuestas no lineales apreciables luego del evento sísmico.

Ante esto, para obtener una respuesta analítica del desempeño casi lineal de la edificación, se hicieron análisis no lineales con demandas sísmicas máximas. Las simulaciones se realizaron para pórticos con y sin relleno, además, se desarrolló un tipo de modelación de la albañilería en muros de relleno con y sin aberturas. Los resultados analíticos se compararon con los daños y las grietas residuales apreciadas en los muros de albañilería de relleno, con lo que se obtuvieron correlaciones razonables entre ambas respuestas. Por lo tanto, se concluyó que la presencia de albañilería en los muros de relleno es la razón por la cual el edificio telefónico tuvo respuestas casi lineales durante el terremoto (Mostafei & Kabeyasawa, 2004).

Por su parte, la investigación de Noh et al. (2017) evaluó los pórticos de concreto armado con albañilería no reforzada en los muros de relleno, que se centró en varios parámetros necesarios para la definición de una respuesta monotónica e histerética de muros de relleno modelados como puntales equivalentes a compresión.

Con la finalidad de escoger un modelo analítico sencillo y confiable para la representación de la respuesta del muro de relleno, se examinaron a detalle diferentes fórmulas de puntales y modelos de histéresis, además de la realización de varias pruebas experimentales. Todos los análisis numéricos se han desarrollado con el software analítico *OpenSees*, en el cual se evaluaron las respuestas histeréticas experimentales. Para finalizar la investigación, se realizó una comparación entre modelos numéricos y experimentales y sus respectivos resultados, de manera que estos resultados obtenidos facilitarían la modelación para el análisis no lineal de muros de relleno para futuras investigaciones (Noh et al., 2017).

1.2 Situación actual

En el siguiente acápite, se resume la situación actual del procedimiento NSP, sus cambios y mejoras, la aplicabilidad del procedimiento y los resultados favorables al ser empleado.

1.2.1 Situación actual nacional

La UNSA ha realizado diversas investigaciones, cuya finalidad ha sido la evaluación del nivel de desempeño sísmico en el pabellón de Geología, aplicando el análisis estático no lineal (NSP), en donde se incluye el nivel de daño estructural para cada intensidad de sismo. Como conclusión, expuso que, de acuerdo con la norma E.030 (2018), las edificaciones esenciales no deben presentar irregularidades en la zona sísmica Z3, el nivel de desempeño de la estructura cumple con los requisitos mínimos para considerarse una estructura esencial, teniendo un estado operativo y con daños

controlados post-sismo; lo cual garantiza a sus ocupantes la seguridad necesaria para resguardar su vida (Tunque & Colos, 2020).

1.2.2 Situación actual internacional

En el ámbito internacional, diversos investigadores han aplicado el procedimiento NSP. (Becerra, 2018) en donde se propusieron los objetivos de verificar el diseño sismorresistente de la norma colombiana NSR-10, definir el método aplicable planteado en el capítulo 7 del estándar ASCE/SEI 41-17 (2017) y determinar el estado de comportamiento de la estructura, luego de una sollicitación sísmica (Becerra, 2018).

Concluyendo así dicha investigación que la estructura principalmente logra tener un comportamiento no lineal, es decir experimenta deformaciones plásticas.

Además, luego de aplicar el procedimiento NSP, resulta que la estructura y todos sus elementos se encuentran en el estado de Ocupación Inmediata (IO) o menor (Becerra, 2018).

1.3 Planteamiento del problema

La presente investigación se plantea, debido a que la norma peruana E.030 (2018) está orientada al diseño estructural y no existe una normativa nacional relacionada a la evaluación del nivel de desempeño sismorresistente. Por ende, se deben utilizar estándares internacionales, como la ASCE/SEI 41-17 (2017) y la VISION 2000 (SEAOC, 1995) para la correcta evaluación de la edificación en análisis. Como caso aplicativo, se lleva a cabo un análisis no lineal en una edificación educativa típica ubicada en la zona norte del Perú, que se diseñó por la norma E.030 (2018) y tiene uso esencial, con alta exigencia en demanda sísmica; también, debe ser analizado por normativas aplicables en el desempeño estructural como el ASCE/SEI 41-17 (2017).

1.4 Justificación

Se conoce que la normativa E.030 (2018) vigente exige la evaluación de las estructuras respecto a un análisis de fuerzas y desplazamientos tanto estático como dinámico modal, pero siempre en el rango lineal. Por consiguiente, esta investigación aborda si el diseño sismorresistente de la edificación cumple con la deriva máxima permitida según el sistema estructural y se realizará la comparación del desplazamiento y la deriva tanto para el análisis lineal como no lineal.

La edificación educativa típica ubicada en la zona norte del Perú se clasifica como esencial de acuerdo con la norma E.030 (2018). Por ende, su estabilidad estructural debe prevalecer antes, durante y después de un sismo. Por lo tanto, se tiene que identificar con suma precisión la respuesta estructural, el daño ocasionado y la evaluación del desempeño estructural.

La norma peruana sismorresistente E030 (2018) presenta un código prescriptivo en el que no se establecen distintos desempeños ni posibilidad de evaluar una edificación ante distintos niveles sísmicos; tampoco, reconoce el daño existente o la

holgura en el desempeño en que se encontrará. Debido a esto y a la importancia de un colegio, se debería de aplicar el análisis no lineal estático a este tipo de edificaciones, con el fin de obtener una respuesta que intente simular un ensayo real, evitar errores de diseño y hacer mejoras.





Capítulo 2

Marco teórico

En el presente capítulo, se detallan los conceptos a emplear en esta investigación, con el propósito de brindar un mejor entendimiento al lector. En ese sentido, se aborda la normativa nacional e internacional utilizada, la definición y los componentes del procedimiento NSP, la curva de capacidad, el desempeño sísmico resultante que deben tener las edificaciones y los niveles y objetivos de desempeño según el estándar ASCE/SEI 41-17 (2017) y VISION 2000 (SEAOC, 1995). Para concluir, se detalla el método para la determinación del punto de desempeño sísmico de la estructura.

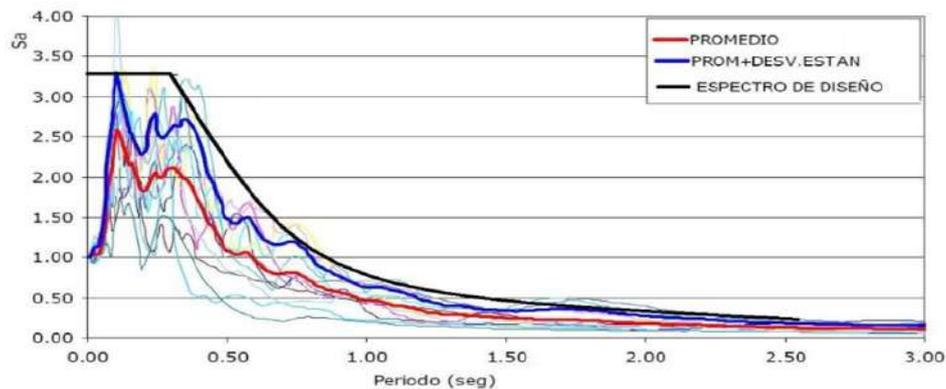
2.1 Marco conceptual

En este acápite, se definen los conceptos que se emplean para un correcto desarrollo de la presente investigación.

2.1.1 Demanda sísmica

La demanda sísmica, llamada también sollicitación sísmica, es producida por los movimientos del suelo que generan los sismos. En consecuencia, una edificación debe brindar la seguridad de los ocupantes; para ello, debe contar con las condiciones necesarias de resistencia, rigidez y ductilidad (Roche, 2012). En este contexto, la resistencia debe ser idónea para soportar la sollicitación combinada de cargas de gravedad, sismo o viento (envolvente de cargas). La rigidez debe caracterizar que las deformaciones no sean excesivas bajo sollicitaciones de movimientos del suelo, de manera que los usuarios no perciban tal movimiento para sismos frecuentes o de servicio. La ductilidad es acorde con la capacidad de la edificación, además, la estructura debe alcanzar el rango no lineal y no debe llegar a tener daños severos.

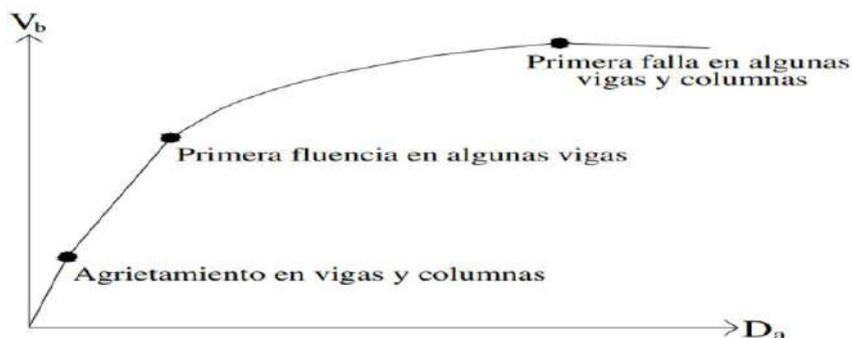
La demanda sísmica se presenta como un espectro de respuesta o diseño. De este modo, las estructuras son diseñadas para resistir el nivel de severidad de sismos durante toda su vida útil. Los espectros de diseño consideran los efectos de diversos terremotos y sus curvas son suavizadas, es decir, es la envolvente de espectros de respuesta representativos de una determinada zona. En la Figura 1, se muestra un tratamiento estadístico de doce registros sísmicos como espectros de respuesta y son suavizados para obtener el espectro de diseño.

Figura 1. Espectro de diseño

Nota. Adaptado de Espectros de peligro sísmico uniforme. (Bolaños & Monroy, 2004)

2.1.2 Curva de capacidad

Generalmente, ante acciones de cargas laterales, la capacidad de las edificaciones se expresa con una curva de capacidad, la cual relaciona la cortante basal versus el desplazamiento lateral del techo. A partir de esta curva, se aprecia el comportamiento lineal en la parte inicial, el comienzo del rango no lineal y su progreso hasta la resistencia máxima o última; para lo cual, ya han ocurrido grandes deformaciones sin incrementos sustanciales de cortante en la base (Figura 2). Por lo tanto, esta curva de capacidad representa la degradación de la resistencia de la edificación, debido al comportamiento no lineal de cada elemento integrante y cuando se excede la capacidad de deformación de estos (Escamilla, 2010).

Figura 2. Curva de capacidad y datos más representativos

Nota. Adaptado de "Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares". (Escamilla, 2010)

En el análisis estático no lineal, la curva de capacidad considera la respuesta no lineal de los materiales (concreto, acero, albañilería, entre otros). Así, diversas metodologías como el ATC-40 (Seismic Safety Commission, 1996), FEMA 440 (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005), ASCE/SEI 41-17 (2017) y demás tienen en común que las características no lineales de la estructura sean representadas por una curva de capacidad estática, donde se considera la aplicación de patrones de carga

lateral, como el empuje incremental adaptado a la progresiva degradación y la pérdida de rigidez de los elementos integrantes de la estructura. Con ello, se genera una curva de capacidad con los resultados más representativos de la cortante en la base y el desplazamiento en el techo.

2.1.3 Desempeño estructural

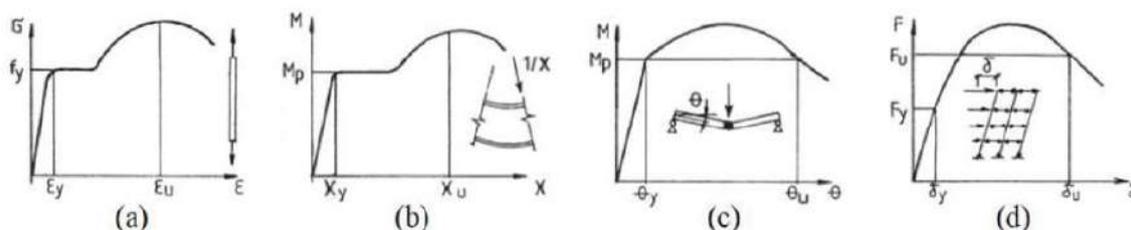
El desempeño de una estructura consta de un criterio de evaluación aplicado luego de la sollicitación de un sismo con diferentes niveles de confiabilidad, en donde el sistema estructural no debe encontrarse con cierto nivel de daño luego de evaluarse el estado de los elementos estructurales y no estructurales. El diseño basado en el desempeño se fundamenta en la evaluación de diferentes tipos de daño, tomando en cuenta el potencial evento sísmico que pueda afectar la estabilidad de la estructura.

Este diseño consta de las siguientes etapas: seleccionar un nivel de desempeño deseado por el diseñador o ingeniero calculista, escoger un nivel de demanda sísmica, realizar una evaluación del desempeño y verificar si cumple con el nivel esperado o, en todo caso, lo supera (Yepes-Estrada, y otros, 2016). Según la ASCE/SEI 41-17 (2017), se tienen los siguientes niveles de desempeño sísmico: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso.

2.1.4 Ductilidad

La ductilidad es una propiedad que tiene un elemento o una estructura que luego de experimentar grandes fuerzas y deformaciones más allá del estado elástico no ha llegado a fallar, además cabe adicionar que una buena estructura permitirá que primero se formen rótulas plásticas en las vigas. Este concepto depende del sistema estructural, las irregularidades existentes y las propiedades no lineales de los materiales. Un ejemplo de ductilidad se aprecia con el concreto armado, donde su comportamiento dúctil de una sección depende principalmente de la ductilidad del acero de refuerzo, con lo que alcanza grandes deformaciones, luego del límite del rango lineal. Además, es posible estimar la ductilidad disponible y demandada para un nivel de demanda sísmica específica, como se observa en la Figura 3 (Gioncu & Mazzolani, 2003).

Figura 3. Tipos de ductilidad



Nota. Adaptado de Ductility of seismic-resistance steel structures. (Gioncu & Mazzolani, 2003)

Cabe indicar que el nivel de energía disipada por un elemento componente de la estructura depende de los cambios en su rigidez y la degradación de la resistencia experimentados mientras resiste ciclos de deformaciones no lineales. Su capacidad de absorber determinadas demandas sísmicas define los parámetros estructurales de ductilidad o fragilidad. En la Figura 3 se puede apreciar los tipos de ductilidad más estudiados, siendo primero la ductilidad del material o ductilidad axial (a) presentada en la Ecuación 2.1, la ductilidad de curvatura (b) presentada en la Ecuación 2.2 y la ductilidad de rotación (c) presentada en la Ecuación 2.3.

Ahora, la ductilidad del material o ductilidad axial (a) es aquella ductilidad característica del propio material en el rango plástico o no lineal.

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_y}{\varepsilon_y} \quad (2.1)$$

Donde:

ε_u = Deformación última del material debido a esfuerzos axiales.

ε_y = Deformación de fluencia del material debido a esfuerzos axiales.

La ductilidad de la sección transversal o de curvatura (b) es aquella ductilidad referida a las deformaciones no lineales de la sección transversal de un elemento, tomando en consideración la interacción entre los componentes de la sección.

$$\mu_x = \frac{x_u - x_y}{x_y} \quad (2.2)$$

Donde:

x_u = Deformación última del material debido a momentos flectores.

x_y = Deformación de fluencia del material debido a momentos flectores.

Por último, la ductilidad del elemento o de rotación (c) es aquella que considera las propiedades mecánicas y resistentes del elemento.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} \quad (2.3)$$

Donde:

θ_u = Rotación última del material debido a momentos flectores.

θ_y = Rotación de fluencia del material debido a momentos flectores.

2.1.5 Sobre resistencia o reserva de resistencia

En los sistemas sismorresistentes diseñados actualmente, se espera que la estructura alcance la fluencia ante acciones que excedan los esfuerzos de diseño. La FEMA-750 (FEMA, 2009) considera la fluencia significativa al punto donde aparece la plastificación completa como rótula plástica en zonas críticas de la estructura. Con el incremento de carga lateral, aparecen rótulas plásticas y la capacidad (en forma de

resistencia de la estructura o cortante en la base) sufre un incremento hasta el punto máximo (último). Esta capacidad última de la curva de capacidad es significativamente mayor que el punto de la primera fluencia (Figura 4); la relación entre estos puntos se conoce como reserva de resistencia o Sobre resistencia (Ω) ver Ecuación 2.4, expresado como:

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

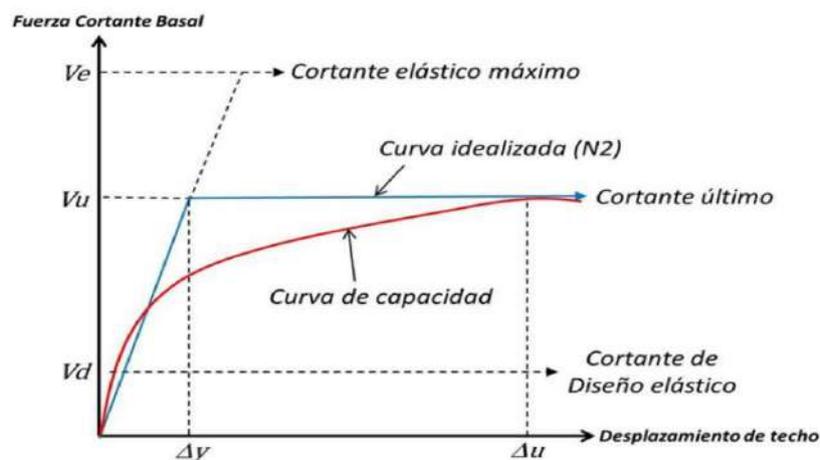
Donde:

V_u = Fuerza cortante última.

V_d = Fuerza cortante máxima elástica o cortante de diseño.

Diversas normas internacionales consideran que las edificaciones con gran redundancia estructural –es decir, con una reserva de resistencia significativa– son las que mejor soportan desplazamientos dinámicos y vibraciones del suelo durante la acción cíclica de un sismo de diseño.

Figura 4. Características principales de la curva de capacidad



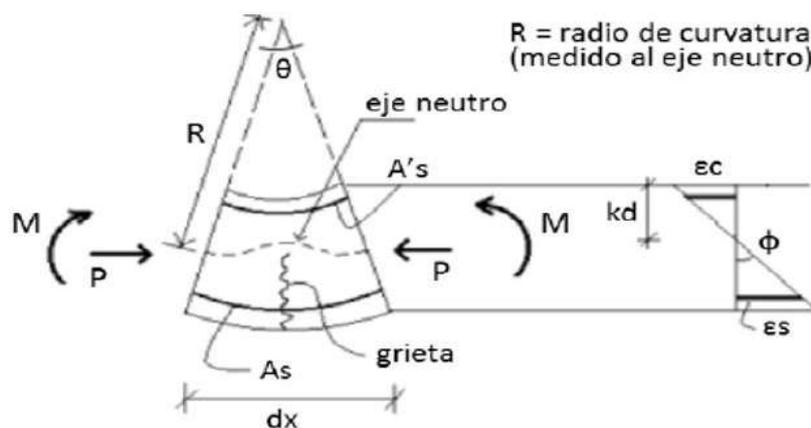
Nota. Adaptado de Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado. (Ugel, 2015)

Los códigos sísmicos actuales indican que las estructuras deben ser proyectadas de manera que sus deformaciones no lineales excedan la fuerza cortante de diseño, en otras palabras, que R (expresado como V_e/V_d) debe ser mayor que 1. Además, el valor de R es utilizado como un factor de reducción de la respuesta elástica, de este modo la estructura soportará unas cargas laterales de menor magnitud. Consecuentemente, la acción sísmica en el rango plástico producirá una cantidad significativa de disipación de energía o amortiguación histerética, cuya magnitud depende de los modelos representativos de los materiales. Todos estos efectos son introductorios al parámetro de ductilidad de la estructura (Ugel, 2015).

2.1.6 Diagrama momento curvatura

Para continuar con la verificación adecuada de la estructura, es necesario conocer el comportamiento de cada uno de los elementos constituyentes. Por ende, se deben utilizar los diagramas de momento-curvatura para monitorear la secuencia de deformaciones tanto en el rango elástico como inelástico. Ahora, se define como curvatura la rotación por unidad de longitud en una determinada zona a lo largo del eje del elemento sometido a momentos de flexión y cargas axiales.

Figura 5. Curvatura de la sección de un elemento de concreto armado



Nota. Adaptado de Apuntes del curso concreto armado. (Ottazzi, 2011)

La Figura 5 detalla los esfuerzos internos de la sección de concreto armado cuando se somete a flexo-compresión. En la Ecuación 2.5, se tiene la deducción de la curvatura ϕ :

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (2.5)$$

Donde:

ε_c = Deformación unitaria de la fibra del concreto a compresión.

ε_s = Deformación unitaria de la fibra del acero a tracción.

kd = Profundidad del eje neutro desde la fibra del concreto a compresión.

d = Profundidad de la fibra del acero a tracción desde la fibra del concreto a compresión.

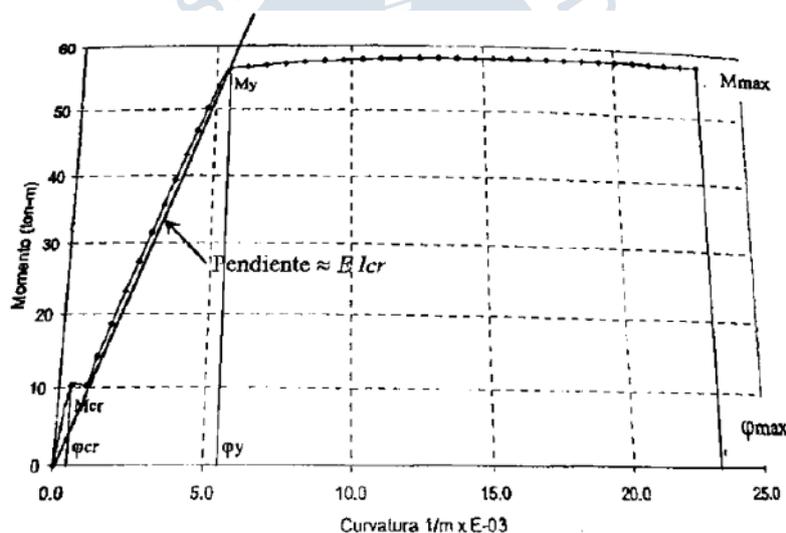
Mediante este diagrama, también se puede calcular la ductilidad de curvatura de una sección (ϕ), que es la relación entre la curvatura máxima y de fluencia, como se observa en la Ecuación 2.6. Este parámetro se puede obtener tanto para un elemento como para toda la estructura.

$$\phi = \frac{\phi_{m\acute{a}x}}{\phi_y} \quad (2.6)$$

En la Ecuación 2.6, ϕ máx. es la curvatura de falla de la sección, es decir, el concreto cumple su deformación por agotamiento ϵ_{cu} , asumiendo que el acero no ha llegado a su rotura. Por su parte, la curvatura ϕ_y corresponde a la fluencia del acero en tracción. Esta relación permite estimar la capacidad de rotación o deformación inelástica de una sección.

Para la obtención del diagrama de momento curvatura, se relacionan los momentos en el eje de ordenadas y la curvatura de la sección en las abscisas. En la Figura 6, se muestra un ejemplo de diagrama para una sección de concreto armado de 0.35 por 0.70 m, sin carga axial y con una cuantía de 50 % de la cuantía balanceada de acero en tracción. Además, se visualizan los puntos específicos M_{cr} (agrietamiento), M_y (fluencia) y $M_{m\acute{a}x}$. (resistencia nominal o máximo).

Figura 6. Diagrama momento-curvatura de una sección de 0.35 x 0.70m



Nota. Adaptado de Apuntes del curso concreto armado, por Ottazzi, 2011, Pontificia Universidad Católica del Perú.

2.1.7 Diagrama momento rotación

La diferencia con el diagrama de momento curvatura es que este último tiene un significado físico, porque la rotación de un elemento es más apreciable, además que el diagrama de momento rotación necesita de ecuaciones empíricas para poder identificar teóricamente la rotación del elemento. Se debe tener en cuenta que, en teoría, se puede calcular la rotación entre dos puntos a lo largo del eje del elemento, por ende, calcular la rotación inelástica disponible en la zona de rótula plástica. En la Ecuación 2.7, se relaciona la curvatura con la rotación entre dos puntos A y B del elemento:

$$\theta_{A-B} = \int_A^B \phi dx \quad (2.7)$$

De manera adicional, se debe enfatizar que los diagramas de momento curvatura teóricos no incluyen deformaciones producto del agrietamiento inclinado por corte ni por deslizamiento del acero en las cavidades de las grietas. En consecuencia, la rotación total en la rótula es aproximadamente la multiplicación de la curvatura por unidad de longitud en la sección fisurada, por la longitud de la zona plastificada o rótula plástica, también llamada “lp” (longitud plastificada equivalente). Esto hace difícil el cálculo de la rotación inelástica de la rótula, por lo que se acude a expresiones empíricas que simplifican el problema real.

2.2 Análisis sísmico lineal según norma E.030

2.2.1 Consideraciones generales

La norma peruana sismorresistente E.030 (2018) establece criterios de fuerza y derivas mínimas, con el fin de exigir a la estructura requisitos mínimos de fuerza y desplazamiento para asegurar un buen desempeño. El análisis que plantea la norma peruana es lineal; esto significa que no se logra obtener *a priori* la respuesta estructural real, debido a que se espera que la estructura incurra en el rango inelástico. Para ello, se intenta un cálculo del desplazamiento mediante factores prescritos en la norma E.030 (2018).

2.2.2 Definición de los materiales

La norma peruana sismorresistente E.030 (2018) indica las propiedades lineales que están definidas por el módulo de Young “E”. El cálculo del E se realiza en función del esfuerzo de fluencia ($\sigma_{fluencia}$), dividido por la deformación unitaria en fluencia ($\varepsilon_{fluencia}$), como se observa en la Ecuación 2.8 (Beer et al., 2010).

$$E = \frac{\sigma_{fluencia}}{\varepsilon_{fluencia}} \quad (2.8)$$

Para el concreto armado, la norma peruana E060 (2009) establece un módulo de elasticidad acorde con la Ecuación 2.9, donde $f'c$ representa la resistencia característica a compresión axial del concreto.

$$E = 15000 * \sqrt{f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \quad (2.9)$$

Para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo, en la norma E.060 (2009), se menciona un valor de esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm² y una deformación unitaria de 0.0021. Con estos valores, se puede calcular el módulo de elasticidad del acero de refuerzo como se observa en la Ecuación 2.10.

$$E = \frac{4200}{0.0021} = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.10)$$

2.2.3 Definición de cargas

En el aspecto de las cargas, se toma en consideración la norma E.020 (2006) para definir el peso de los materiales y de la carga viva, de acuerdo con el uso que se le vaya a dar al ambiente. Según la norma E.020 (2006), se considera la carga muerta y pesos unitarios para carga muerta como se aprecia en la Tabla 1 y Tabla 2 respectivamente.

Tabla 1. Carga muerta a considerar según norma E.020

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio KPa (Kgf/m ²)
0.17	0.05	2.8 (280)
0.20	0.05	3.0 (300)
0.25	0.05	3.5 (350)
0.30	0.05	4.2 (420)

Nota. Adaptado de Norma E.020 (2006)

Tabla 2. Pesos unitarios utilizados para carga muerta a considerar según norma E.020

Materiales	Peso KN/m ³ (Kgf/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2.0 (200)
Fibra de vidrio	3.0 (300)
Fibrocemento	6.0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2.0 (200)
Albañilería de:	
Adobe	16.0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18.0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13.5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18.0 (1800)
Grava	23.0 (2300)
Pómez	16.0 (1600)
Concreto armado	Añadir 1.0 (100) al peso del concreto simple
Enlucido o revoque de:	
Mortero de cemento	20.0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18.5 (1850)
Mortero de cal	17.0 (1700)
Yeso	10.0 (1000)

Nota. Adaptado de Norma E.020 (2006)

A partir del uso, la carga viva se obtiene de la tabla 1 de la Norma E.020 (2006), como se muestra a continuación en la Tabla 3.

Tabla 3. Carga viva a considerar según Norma E.020

Ocupación o uso	Cargas repartidas KPa (Kgf/m ²)
Almacenaje	5.0 (500)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3.0 (300)
Bibliotecas	
Salas de lectura	3.0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7.5 (750)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2.5 (250)
Talleres	3.5 (350)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3.0 (300)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2.40 m	2.5 (250)

Nota. Adaptado de Norma E.020 (2006)

Para el análisis sísmico, no se considera el total de las cargas por gravedad, sino que se tiene en cuenta la llamada masa sísmica, la cual para edificaciones del tipo colegio, es de 100%CM+ 50%CV.

2.2.4 Definición de los parámetros sísmicos

La intensidad sísmica en nuestro territorio peruano no es constante pues existen muchos factores del entorno que hacen que las edificaciones sean afectadas por distintas intensidades de sismo, debido a eso la norma peruana sismorresistente E.030(2018), ha considerado las siguientes variables como parámetros sísmicos: periodo de la estructura, zona, suelo, regularidad en planta, altura y tipo de sistema estructural.

2.2.4.1 Zona sísmica. La norma E.030 sismorresistente de 2018 clasifica al Perú en cuatro diferentes zonas, en donde la zona 4 que abarca gran parte de la costa es la que presenta mayor actividad sísmica (0.45 g), mientras que la zona 2 que abarca gran parte de la selva tiene menor intensidad (0.1 g). Lo anterior se muestra en la Figura 7.

Figura 7. Zona sísmica en Perú



Nota. Adaptado de Norma E.030 (2018)

2.2.4.2 Parámetros de sitio (S, TP, TL). En Perú, se encuentran distintos tipos de suelo, que se diferencian principalmente por el número de golpes de NSPT [N60] y la velocidad de propagación (V_s). La norma peruana ha clasificado el suelo peruano en cuatro tipos de suelos, ver Tabla 4, y, a partir de ello, se amplifica la demanda sísmica y varía el espectro acorde con el T_p y T_L , tal como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 4. Clasificación del suelo acorde con la norma E.030. Factor de suelo

Zona \ Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Adaptado de Norma E.030 (2018)

Tabla 5. Clasificación del suelo acorde con la norma E.030. Períodos según perfil de suelo

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.00	1.6

Nota. Adaptado de Norma E.030 (2018)

2.2.4.3 Categoría de la edificación acorde con el uso. La norma peruana sismorresistente exige mayor demanda sísmica en caso de que la edificación tenga un uso más público y se necesite que sea utilizable después de un sismo. Por ello, clasifica a las estructuras en tres tipos: esenciales, importantes y edificaciones comunes; estas son amplificadas por 1.5, 1.3 y 1 respectivamente. Lo expuesto se muestra en la Tabla 5 de la norma E.030 (2018), tal como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6. Clasificación acorde con el uso de la norma E.030

Categoría	Descripción	Factor U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones esenciales	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1.5
B Edificaciones importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento</p>	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falta no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	Ver nota 2

Nota. Adaptado de Norma E.030 (2018)

2.2.4.4 Coeficiente de reducción en factores de irregularidad. El coeficiente básico de reducción es aquel que de acuerdo con el sistema estructural varía de acuerdo

al nivel de ductilidad de la estructura, para sistemas estructurales dúctiles se tiene un coeficiente alto como el de pórticos de concreto armado que cuenta con $R_0=8$, y para sistemas estructurales como la albañilería confinada donde la ductilidad es baja y se considera una estructura frágil, se le asigna un $R_0=3$. Entonces el valor de R_0 dependerá principalmente de la ductilidad del sistema estructural como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Clasificación según la norma E.030

Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coefficiente básico de reducción R_0
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	4
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Nota. Adaptado de Norma E.030 (2018)

En el caso de existir irregularidades, este factor de reducción es mermado y producto de ello, se amplifican las fuerzas sísmicas. Las irregularidades son de dos tipos: irregularidad en planta y altura; el nuevo factor de reducción se calcula con la Ecuación 2.11.

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a \quad (2.11)$$

Donde:

I_p = Irregularidad en planta

I_a = Irregularidad en altura

Las irregularidades en planta y altura están establecidas en las tablas 8 y 9 de la norma peruana sismorresistente E.030 (2018).

2.2.4.5 Factor de amplificación sísmica. A partir del T_p y T_L calculado en los parámetros de sitio, se define la amplificación sísmica según la norma E.030 (2018) en tres tramos, como se muestran en las siguientes expresiones.

$$T < T_p$$

$$C = 2.5$$

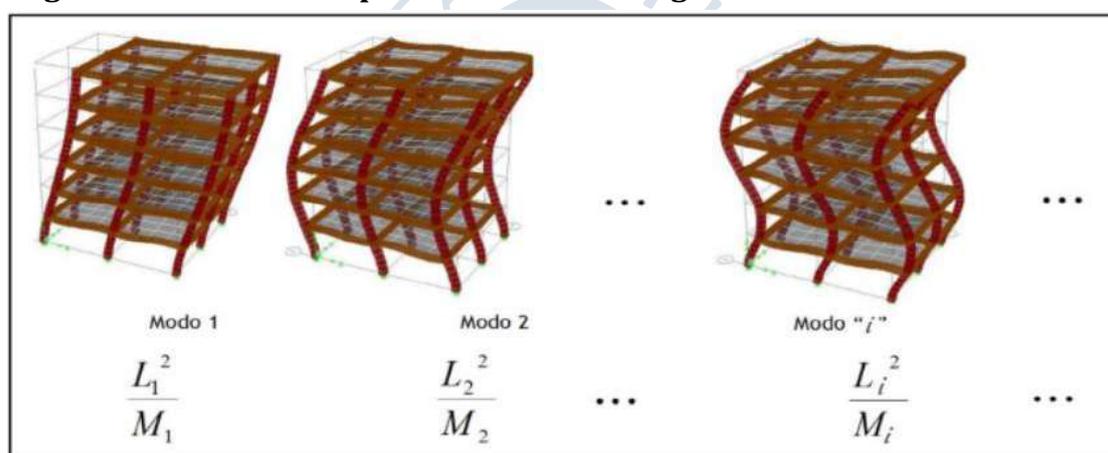
$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$$

2.2.5 Análisis modal espectral

Para el presente estudio, la norma peruana establece que se debe de realizar dicho análisis con un modelo que pueda distribuir adecuadamente la masa y rigidez; además, que se utilicen como mínimo tres modos o más hasta alcanzar que la masa efectiva sea, como mínimo, el 90 % de la masa sísmica total de la edificación (Muñoz, 2020). Los modos de una edificación es el resultado de las distintas formas de responder de la estructura (Figura 8), la integración de todos estos, junto con la del espectro de la norma, origina la respuesta dinámica lineal de la estructura.

Figura 8. Factor de amplificación sísmica según la norma E.030



Nota. Adaptado de "Comentarios a la norma peruana E.030". (Muñoz, 2020)

El espectro de la norma E.030 (2018) es calculada con los parámetros sísmicos mediante la Ecuación 2.12.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (2.12)$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de suelo

g = Aceleración de la gravedad

R = Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

2.2.6 Fuerza sísmica mínima

La norma exige que la fuerza sísmica dinámica tenga un valor mínimo del 90 % (si es irregular) o del 80 % (si es regular) de la fuerza cortante estática calculada en la Ecuación 2.13, tal como se visualiza en la Figura 9.

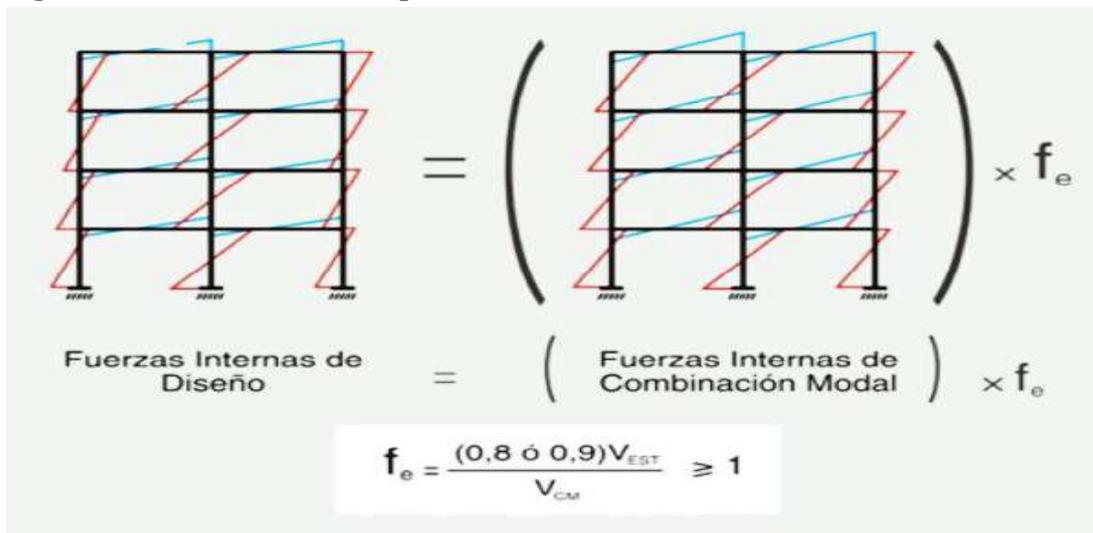
$$V_{\text{estática}} = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad (2.13)$$

Donde:

$V_{\text{estática}}$ = Fuerza cortante en la base del edificio.

P = Peso sísmico del edificio

Figura 9. Factor de escala para fuerzas internas del análisis dinámico



Nota. Adaptado de “Comentarios a la norma peruana E.030 diseño sismorresistente”. (Muñoz, 2020)

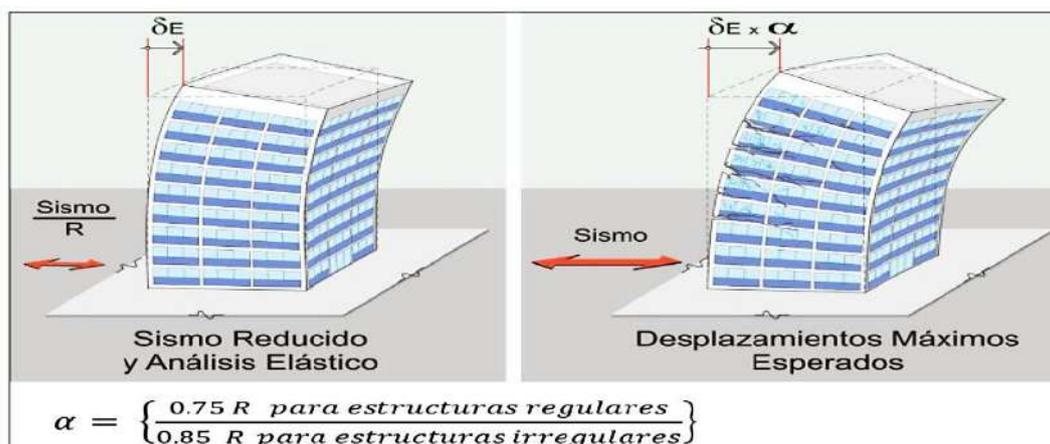
Donde:

V_{EST} = Cortantes obtenidas del análisis estático.

V_{CM} = Cortantes obtenidas del análisis modal espectral o combinación modal.

2.2.7 Verificación de derivas

La obtención del desplazamiento lateral debe de ser calculado según la norma E.030 (2018) con la multiplicación del desplazamiento obtenido con el análisis modal espectral por un factor de 0.75R (en caso la estructura sea regular) o por 0.85R (en caso sea irregular). De forma gráfica, se observa en la Figura 10.

Figura 10. Cálculos de derivas acorde con la norma E.030

Nota. Adaptado de “Comentarios a la norma peruana E.030 diseño sismorresistente”. (Muñoz, 2020)

Las derivas obtenidas deben ser menor que la deriva admisible. Esta deriva admisible está en función del material del edificio, tal como lo estipula la tabla 11 en la norma E.030 (2018), que se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Cálculo de derivas acorde con la norma E.030

Material predominante	(Di/hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota. Adaptado de “Comentarios a la norma peruana E.030 diseño sismorresistente”. (Muñoz, 2020)

2.3 Procedimiento no lineal estático (NSP)

2.3.1 Definición

Para realizar el procedimiento NSP, al ser una metodología secuencial, se deben tener en cuenta condiciones o estados iniciales que la estructura deberá considerar, como ciertos esfuerzos o deformaciones iniciales, estados de las rotulas plásticas, entre otros. Con esto, se entiende que, si el estado inicial representa una condición de ausencia de esfuerzos o deformaciones en el rango no lineal, esta sería errónea y no acorde con la realidad, porque se entiende que la estructura ya ha soportado cargas de peso propio y un porcentaje de carga viva o en todo caso, cargas de servicio, lo cual modifica sus esfuerzos o deformaciones durante su vida útil previo al momento en el cual la edificación sufre una eventualidad sísmica.

En consecuencia, el estándar ASCE/SEI 41-17 (2017) especifica en el capítulo 7 que para el procedimiento NSP, la condición inicial de la edificación considera el peso

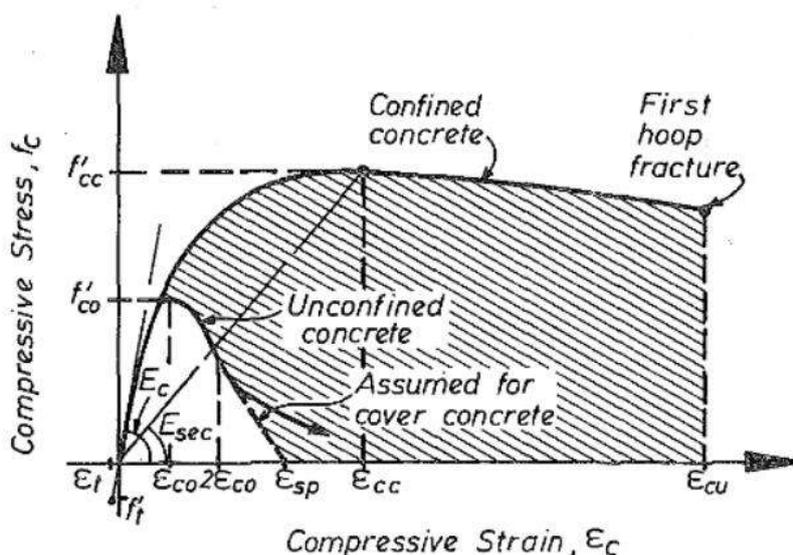
propio de esta con un porcentaje de carga viva. Para la edificación analizada, se considera el 100 % de la carga muerta y 50 % de la carga viva, por ser una edificación esencial.

Posterior a la carga de gravedad aplicada, según el capítulo 7 del ASCE/SEI 41-17 (2017), se aplican cargas laterales que tienen la distribución del primer modo fundamental para cada dirección de análisis. La curva de capacidad es generada a partir de la cortante basal y el desplazamiento de la azotea del punto más cercano, ubicado en el centro de masa de la planta.

2.3.2 Modelos constitutivos para el concreto y acero de refuerzo

El modelo constitutivo relaciona las deformaciones unitarias con el esfuerzo. En el caso del concreto, uno de los modelos más utilizados es el de Mander et al. (1988), el cual existe de dos tipos: confinado y sin confinar. Mander et al. (1988) plantearon que el modelo confinado es utilizado para columnas rectangulares y circulares que cuentan con estribos suficientes para formar un núcleo confinado y con ello, incrementar un poco la resistencia y bastante la ductilidad en función de la cantidad de estribos y espaciamiento. En el caso del concreto sin confinar, Mander et al. (1988) mencionaron que el esfuerzo máximo a compresión se da a una deformación 0.002; en la Figura 11, se muestra como concreto sin confinar con relleno blanco.

Figura 11. Modelo de Mander et al. para el concreto armado

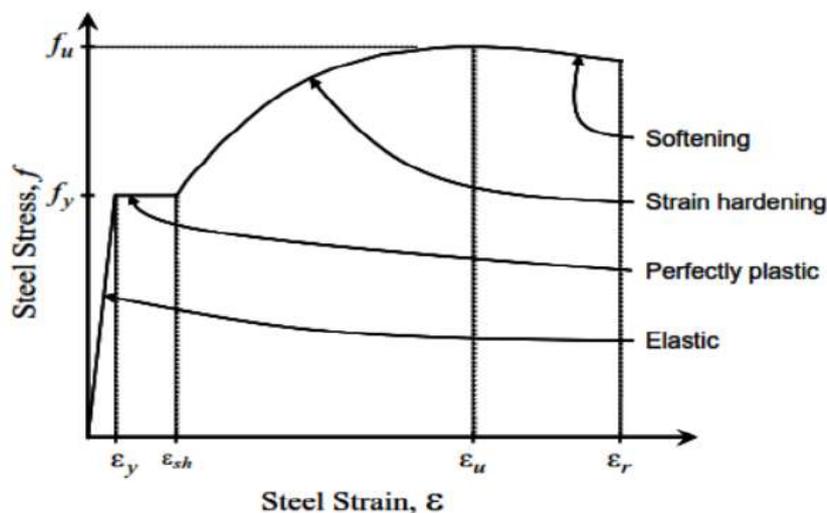


Nota. Adaptado de "Theoretical stress-strain model for confined concrete". Mander et al., (1988)

Para el acero de refuerzo, Holzer et al. (1975) propusieron un modelo constitutivo para el acero de refuerzo del tipo simple, el cual considera una etapa elástica, perfectamente plástica, de endurecimiento y estricción. Aceros Arequipa (2019) es el proveedor de aceros en el Perú. Para la barra ASTM 615, recomendó un valor

mínimo de 4280 kg/cm² para el esfuerzo de fluencia y de 6320 kg/cm² para esfuerzo último. El modelo constitutivo se muestra en la Figura 12.

Figura 12. Modelo tipo simple para el acero de refuerzo

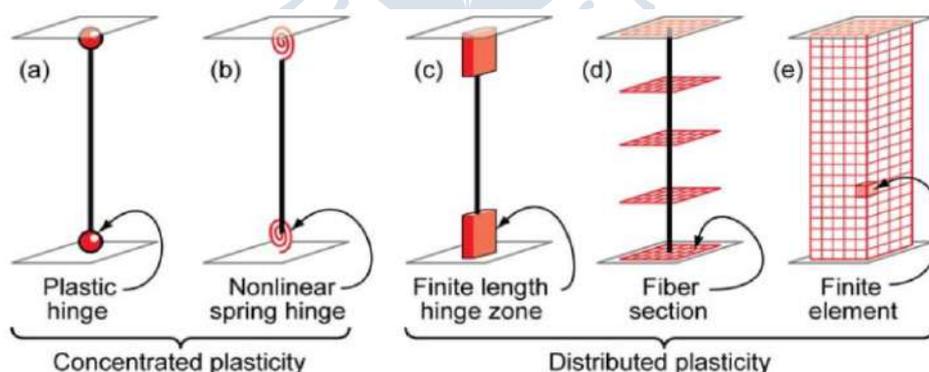


Nota. Adaptado de “User's Manual ETABS. Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of building systems, por Computer & Structures Inc”. (CSI, 2015).

2.3.3 Tipos de plasticidades para el concreto armado

Según Deierlein et al. (2010), los tipos de plasticidades pueden ser clasificados por el tipo de plasticidad que hay en la sección y a lo largo del elemento. En la Figura 13, se muestran los tipos de modelos de plasticidad para vigas y columnas.

Figura 13. Modelos de plasticidad para el concreto armado



Nota. Adaptado de “Nonlinear structural analysis for seismic design”. (Deierlein et al., 2010)

Las rótulas concentradas centran la no linealidad en alguno o varios puntos del elemento estructural, normalmente, bajo parámetros de momento-rotación. La particularidad de emplear el uso de una rotula plástica tipo concentrada es que para que

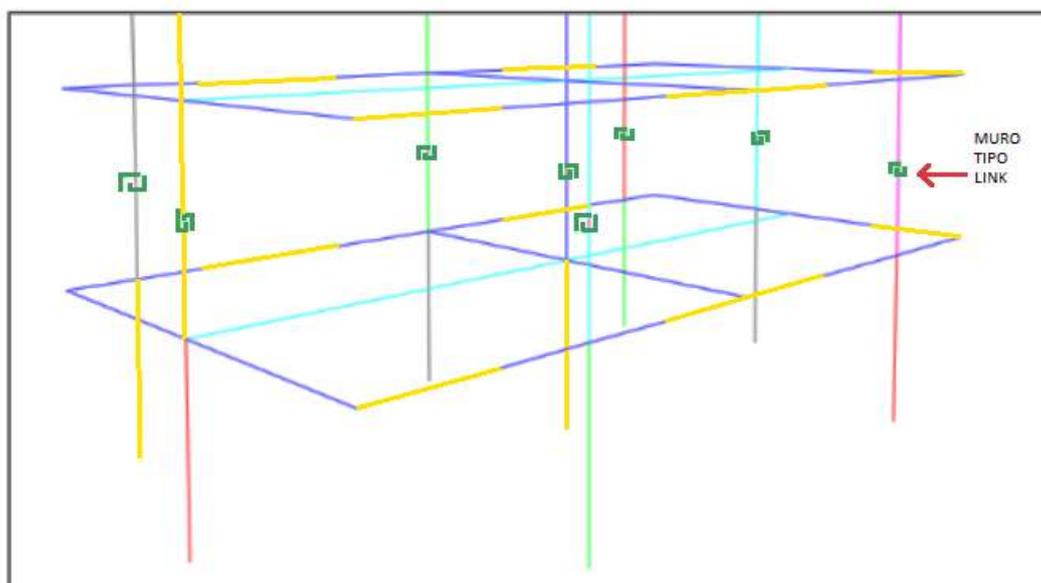
el resto del elemento estructural simule el efecto del agrietamiento es necesario reducir su rigidez efectiva manualmente (ACI, 2019).

Por otro lado, si se decide utilizar una plasticidad distribuida como la plasticidad tipo fibra, este tipo de plasticidad considera la plastificación en todo el elemento estructural, mientras que el más sofisticado es el de elemento finito que divide absolutamente todo el elemento estructural en pequeñas partes. El tipo de mecanismo de plasticidad mencionados anteriormente se pueden encontrar en softwares comerciales como el de tipo fibra, el cual, al estar a lo largo de la sección, ya no requiere incluir el efecto de agrietamiento. Por último, al considerar una mayor cantidad de plasticidad en la sección y a lo largo de esta, estos modelos tipo plasticidad distribuida exigen mayor demanda computacional. Empero, con las actuales computadoras, esto ya no es un problema crítico.

2.3.4 Tipos de plasticidades para la albañilería confinada

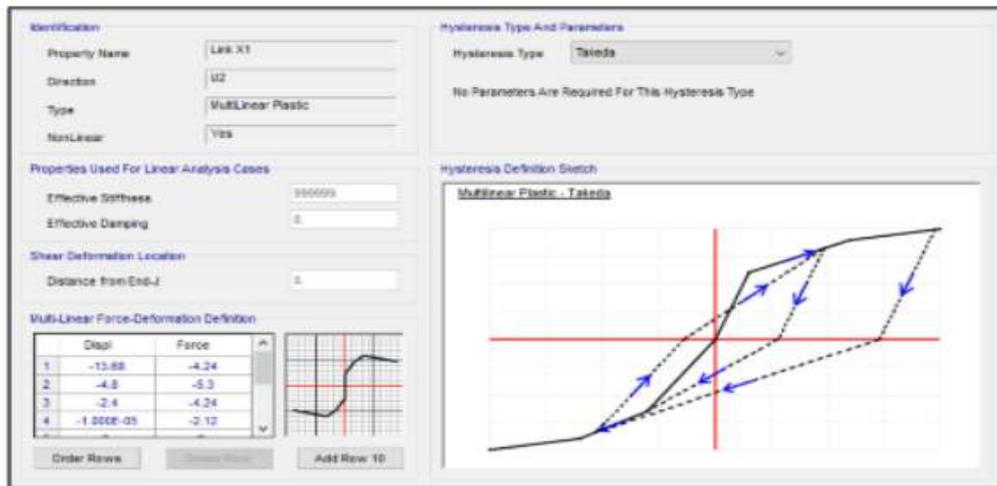
Entre los tipos de plasticidades que se han encontrado para simular la plasticidad de la albañilería, se encuentra el del tipo link, como se observa en la Figura 14. Estos elementos tipo link se modelan en función de la rigidez lineal y no lineal, y se representa al muro de albañilería como un puntal vertical o diagonal con las características lineales y no lineales de la albañilería, concentradas en la parte central del elemento, el cual es utilizado para el modelamiento de tabiquería y albañilería confinada, tal como se aprecia en la Figura 15 (Sáenz, 2018).

Figura 14. Modelo tipo link para simular la albañilería confinada



Nota. Adaptado de “Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos”. (Sáenz, 2018)

Figura 15. Propiedades del elemento tipo link que simula la albañilería confinada

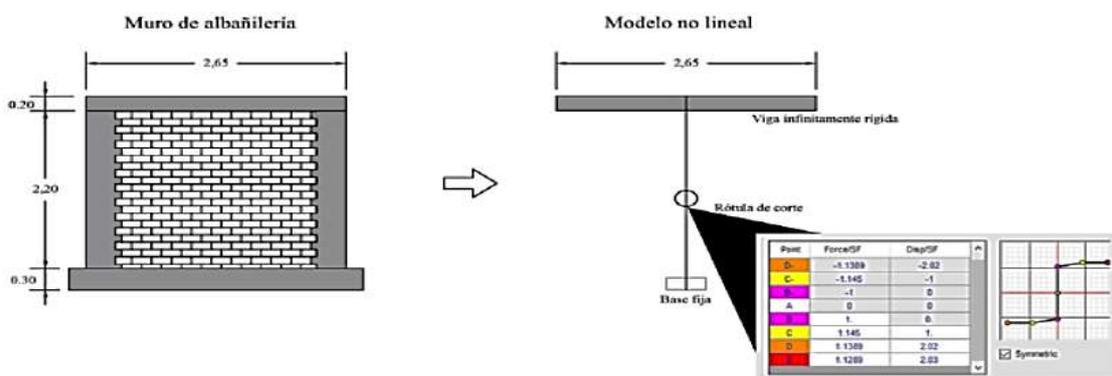


Nota. Adaptado de “Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos”. (Sáenz, 2018)

Otro modelo que se ha encontrado es el de columna ancha con rotula de corte, para cual se ha definido que dentro del comportamiento lineal el módulo de elasticidad es la propiedad que define su comportamiento mientras que cuando se incursiona en el rango no lineal se idealiza un modelo de columna ancha el cual está definido por una rotula de corte que trabaja a fuerza-desplazamiento como se muestra en la Figura 16. (Gonzales et al., 2020).

La parte elástica es definida por el módulo de elasticidad de la albañilería y la sección que tiene la columna ancha y el comportamiento no lineal es determinado por la rótula corte que trabaja a fuerza-desplazamiento, tal como se muestra en la Figura 16 (Gonzales et al., 2020).

Figura 16. Modelo de plasticidad tipo columna ancha con rótula de corte para simular muro de albañilería confinada



Nota. Adaptado de “Análisis dinámico incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal”. Gonzales et al., (2020)

El cálculo para el factor α se plantea en función de la cortante máxima permisible por la norma peruana de albañilería (E.070, 2006), que se observan en la Ecuación 2.14 y Ecuación 2.15

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad (2.14)$$

$$V_m = 0.5v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g \quad (2.15)$$

Donde:

V_e = Fuerza cortante del muro en análisis producido por el sismo moderado, obtenida del análisis elástico.

M_e = Momento flector del muro, obtenido de un análisis elástico.

V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

v'_m = Resistencia característica a corte de la albañilería obtenida de ensayos de muretes a compresión diagonal.

α = Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez del muro.

t = Espesor efectivo del muro de albañilería.

L = Longitud total del muro (incluyendo columnas en caso de muros confinados).

P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (E.030).

2.3.5 Determinación del punto de desempeño sísmico según el ASCE/SEI 41-17

Para el cálculo del desempeño, el ASCE/SEI 41-17 (2017) plantea el método de coeficientes, que consiste en calcular el desplazamiento objetivo como respuesta en función de los coeficientes que se muestran en la Ecuación 2.16.

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (2.16)$$

Donde:

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento de un SDOF (Single-Degree-of-Freedom Linear Oscillator) al desplazamiento de un MDOF (Multi Degrees of Freedom Systems), como se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9. Valores del factor de modificación C0

Número de pisos	Edificios de corte		Otro edificio
	Patrón triangular	Patrón uniforme	Otro patrón de cargas
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10 +	1.3	1.2	1.5

Nota. Adaptado de Standard ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017)

C_1 = factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con la respuesta elástica lineal con la Ecuación 2.17. Para periodos menores a 0.2 segundos, se tomará el valor de $T = 0.2$ segundos. Para periodos mayores a 1 segundo, $C_1 = 1$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \quad (2.17)$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (2.18)$$

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.19)$$

Donde:

μ_{strength} = Coeficiente que representa la relación entre la cortante de demanda elástica y la cortante de fluencia. Ver Ecuación 2.18.

a = Factor de clase de sitio = 60 para clase de sitio D, E y F. (Clase de sitio similar a suelos blandos S3 de normativa E030).

T_e = Periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección de análisis en segundos. Ver Ecuación 2.19.

S_a = Aceleración del espectro de respuesta en el periodo efectivo fundamental del edificio en la dirección en consideración.

g = Aceleración de la gravedad.

T_i = Periodo elástico fundamental en la dirección en consideración, calculado en un análisis dinámico lineal.

K_i = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección en consideración.

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección en consideración.

V_y = Cortante de fluencia efectiva en la dirección en consideración de la curva idealizada fuerza-desplazamiento. Siendo siempre menor a la cortante basal máxima

W = Peso sísmico efectivo (carga muerta más un porcentaje de carga viva).

C_m = Factor de masa efectiva; se calcula mediante la Tabla 10. C_m puede ser considerado 1 si el periodo fundamental es mayor a un segundo.

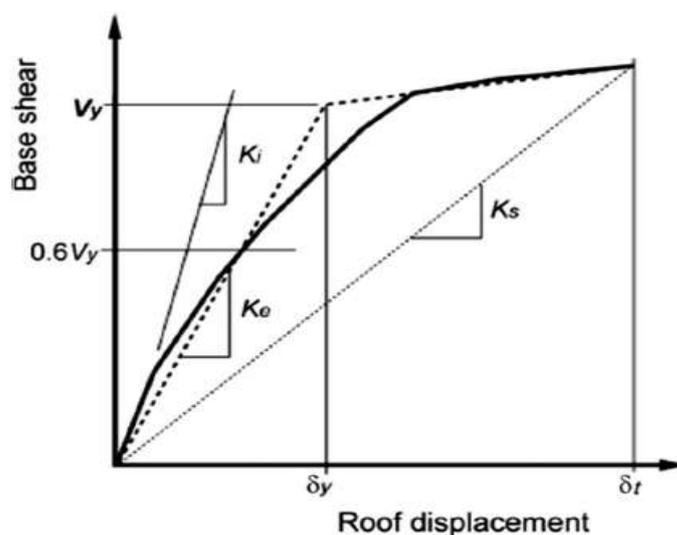
Hay que considerar que la rigidez lateral efectiva K_e , se tomará como la rigidez secante a la cortante basal igual al 60% de la cortante de fluencia efectiva de la estructura. Y la rigidez lateral elástica K_i como la rigidez estimada posterior a un análisis dinámico elástico. Ver Figura 17.

Tabla 10. Valores para el factor de masa efectiva C_m

Número de pisos	Pórticos de concreto	Muros de corte de concreto	Pórticos de acero
1-2	1	1	1
3 o más	0.9	0.8	0.9

Nota. Adaptado de Standard ASCE/SEI 41-17 (2017)

Figura 17. Curva idealizada fuerza-desplazamiento



Nota. Adaptado de ASCE 41-17 (2017)

C_2 = Factor de modificación para presentar el efecto de histéresis, degradación de rigidez cíclica y deterioro de la fuerza en el máximo desplazamiento, C_2 es calculado por la Ecuación 2.20. Para periodos mayores que 0.7 segundos, $C_2 = 1$.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{\mu_{\text{strength}}^{-1}}{T_e^2} \right)^2 \quad (2.20)$$

2.3.6 Cálculo del desempeño según VISION 2000.

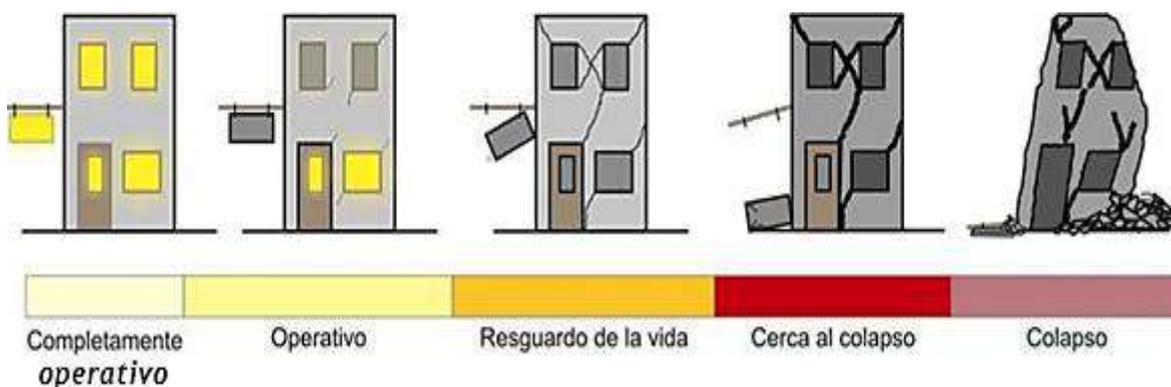
El cálculo del desempeño implica conocer el estado de daño de la estructura. Para ello, de acuerdo con VISION 2000 (SEAOC, 1995), se pueden plantear cuatro niveles de desempeño: operativo, resguardo de la vida, cerca al colapso y colapso; de acuerdo con el nivel de desempeño, VISION 2000 explica con una breve descripción el estado de daño para cada nivel como se muestra en la Tabla 11. La representación gráfica aproximada de cada estado de daño se muestra en la Figura 18.

Tabla 11. Niveles de desempeño según VISION 2000

Nivel de desempeño	Descripción
Completamente operativo	No hay daño. El edificio es seguro. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente. La estructura conserva su rigidez y resistencia. No es necesario hacer reparaciones.
Operativo	Daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero podrían ser fácilmente recuperados.
Resguardo de la Vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido una parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra colapso. Luego del sismo, es baja la probabilidad de derrumbes. Los ascensores podrían estar fuera de servicio, pero las rutas de evacuación están seguras. El edificio podría repararse, aunque no siempre resulte económicamente aconsejable.
Cerca al colapso	Daño importante y extendido. La estructura ha sido seriamente afectada en su capacidad de resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Componentes no estructurales desplomadas o en peligro de hacerlo. Probablemente, no es técnica o económicamente posible reparar el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso
Colapso	La estructura no puede ya resistir acciones laterales y ha perdido su competencia para cargas de gravedad. Pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad. Colapso parcial o total. No es posible reparar la edificación.

Nota. Adaptado de Apuntes del curso ingeniería antisísmica: la ingeniería sismorresistente. (Muñoz, 2009)

Figura 18. Representación gráfica aproximada de cada estado de daño



Nota. Adaptado de Apuntes del curso ingeniería antisísmica: la ingeniería sismorresistente. (Muñoz, 2009)

Es ampliamente aceptado que los códigos sismorresistentes buscan el desempeño de resguardo de vida frente al sismo de diseño del código, a pesar de que este nivel de desempeño permite que sea posible la reparación de la estructura, no siempre es económicamente aconsejable, ya que algunos estudios indican que este nivel implica costos elevados de reparación; por otro lado, este nivel permite resistir réplicas a pesar de una moderada reducción de resistencia y rigidez, además soporta cargas gravitacionales lo cual asegura que no existan pérdidas de vida (FEMA, 1997).

Para realizar el cálculo del desempeño, VISION 2000 (SEAOC, 1995) plantea sectorizar una recta bilineal desde donde termina la parte elástica en tramos de $0.3\Delta p$, $0.3\Delta p$, $0.2\Delta p$ y $0.2\Delta p$, siendo Δp , el desplazamiento no lineal total de la estructura, donde cada tramo en orden tiene el desempeño de funcional (ocupación inmediata), resguardo de vida, cerca al colapso y colapso (Figura 19).

Figura 19. Sectorización de la curva de capacidad para el cálculo de desempeño según VISION 2000



Nota. Adaptado de Apuntes del curso ingeniería antisísmica: la ingeniería sismorresistente, (Muñoz, 2009)



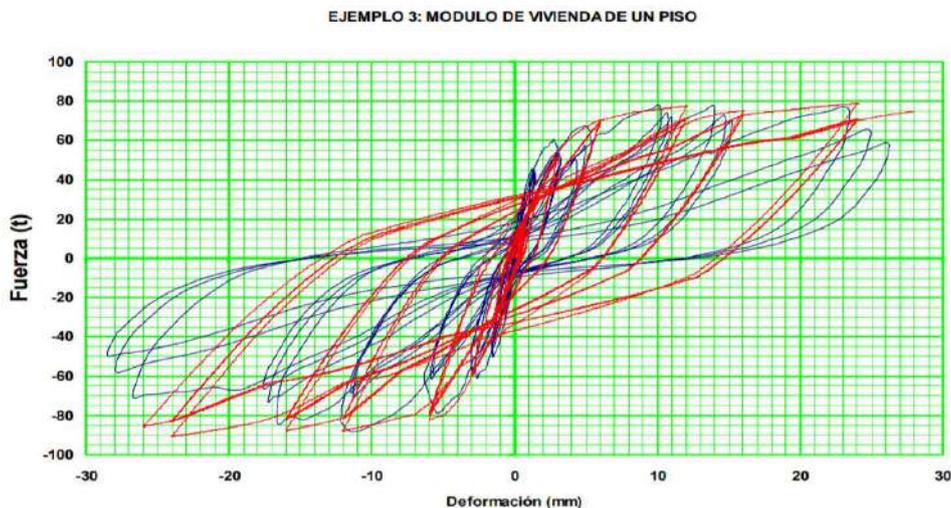
Capítulo 3

Calibración del muro de albañilería confinada y ajuste numérico

3.1 Definición e importancia de una calibración

Cardona et al., (2019) definieron la calibración como la verificación y validación de los resultados numéricos obtenidos por un software respecto a un ensayo experimental. La importancia radica en que ofrece confiabilidad en el modelo estructural para estar seguro de la predicción de la respuesta estructural y, de esta manera, detectar algunos comportamientos inciertos. Frente a esto, Gálvez (s.f.) recomienda a modo de aumentar la confiabilidad de la calibración, realizar una verificación de la rigidez de la estructura a medida que el sismo la afecta y comparar dicha rigidez con la obtenida de ensayos experimentales como se observa en la Figura 20.

Figura 20. Ejemplo de calibración de ensayo numérico versus ensayo experimental



Nota. Adaptado de El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales, (Gálvez, s.f.)

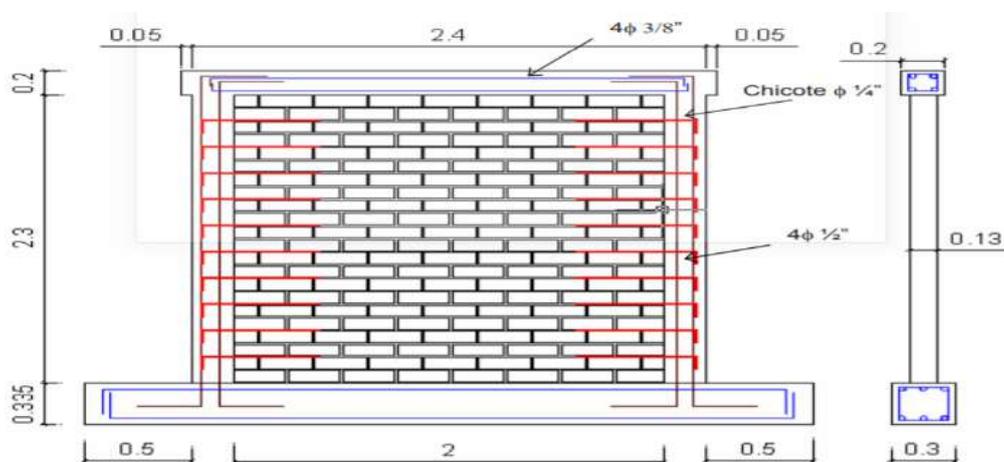
Como se puede observar en la figura 20, los puntos obtenidos del ensayo experimental resaltado de color azul deben coincidir con los puntos obtenidos de la calibración numérica resaltados de color rojo.

De este modo, el proceso de calibración consiste en realizar ajustes al modelo numérico con el fin de parecerse lo más posible al ensayo experimental.

3.2 Características del muro a ensayar

El muro por ensayar es tomado del trabajo de grado de Angles (2008). En su planteamiento, el autor ensayó un muro de albañilería confinado con ladrillo de arcilla y concreto a escala real. Para la presente calibración, se toma el ensayo con ladrillo de arcilla para reproducirla con el software Etabs y, de este modo, tener la confianza suficiente para utilizarla en un modelo más grande. Las dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales se exponen en la Figura 21.

Figura 21. Dimensiones de acero de refuerzo para el ensayo de albañilería confinada de ladrillos de arcilla



Nota. Adaptado de Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla, (Angles, 2008)

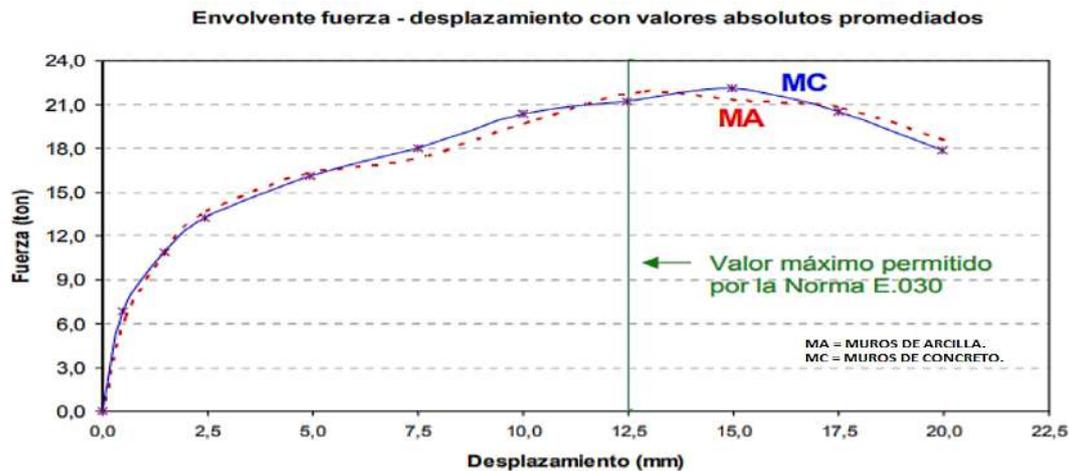
En la Tabla 11 se pueden apreciar las características de resistencia del concreto, albañilería, acero de refuerzo y respectivas dimensiones.

Tabla 12. Resistencia del concreto, albañilería, acero de refuerzo y dimensiones del ensayo a evaluar

Ensayo	f_m (kg/cm ²)	$v'm$ (kg/cm ²)	L(cm)	H(cm)	t (cm)
Albañilería	141	11.87	240	250	13
Ensayo	f_c (kg/cm ²)	b (cm)	h (cm)	Acero	As (cm ²)
Viga	175	20	20	4Ø 3/8"	2.84
Columna	175	20	20	4Ø 1/2"	5.16

Se muestra a continuación la gráfica de desplazamiento versus fuerza o también conocida como curva de capacidad resultado del ensayo experimental en la Figura 22.

Figura 22. Curva de capacidad de albañilería de color rojo en el ensayo a reproducir

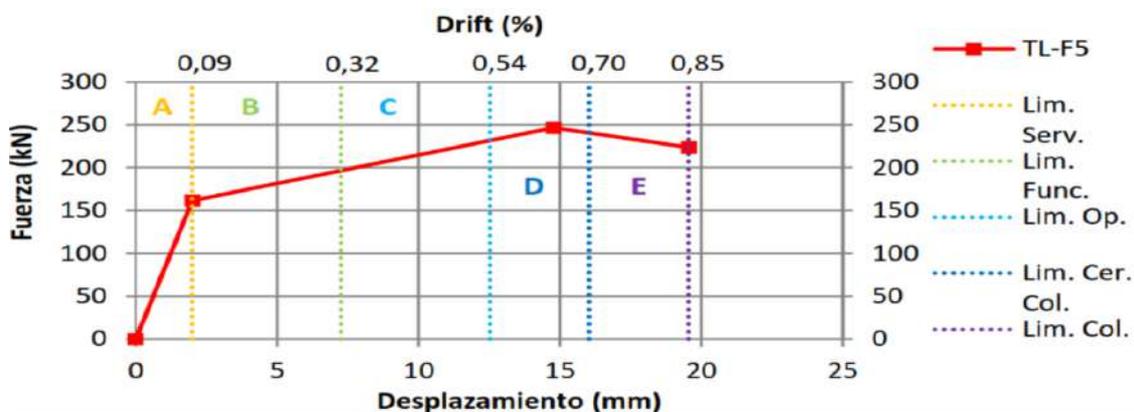


Nota. Adaptado de comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla. (Angles, 2008)

3.3 Calibración del ensayo

Para el presente caso de estudio y luego de revisar bibliografía de investigaciones anteriores, se realizó una calibración previa para obtener la representación más cercana a la realidad de un muro de albañilería confinada. En este caso, primero se ajustaron los valores medidos en laboratorio, posteriormente se modeló en el software ETABS el muro de albañilería representado como columna ancha con rótula concentrada manual (tipo corte), con la finalidad de que la columna ancha con dicha rótula pueda reproducir el ensayo. Para iniciar con valores que busquen reproducir la curva de capacidad de un muro, se partió de una curva de capacidad de muros de albañilería estándar realizada con base a ensayos en la tesis de Coral (2018). En la Figura 23 se muestra dicha curva de capacidad estándar.

Figura 23. Curva de capacidad de albañilería estándar



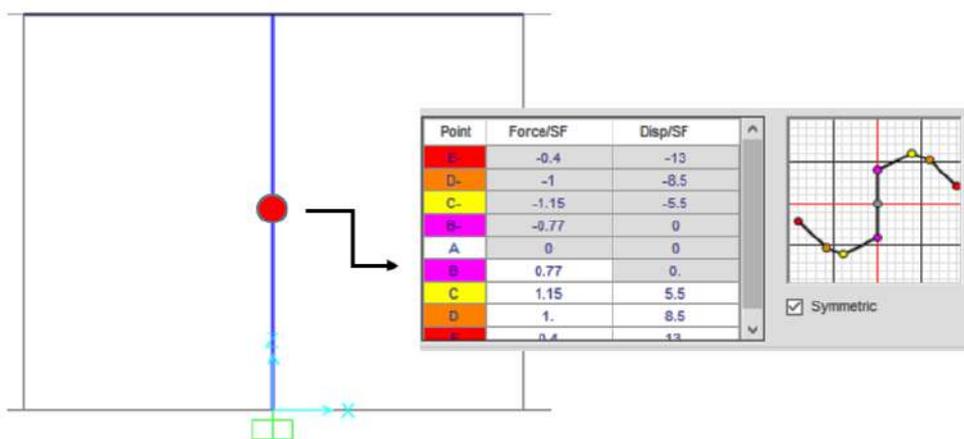
Nota. Adaptado de Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial (Coral, 2018)

En el software ETABS, se modeló el muro de albañilería como un elemento tipo línea, con los atributos de la albañilería (espesor, altura, resistencias a compresión y corte), en el cual la rótula a corte se ubicó en la altura media del muro, esta rótula contó con los resultados obtenidos de la curva de capacidad de la tesis de Coral (2018), tanto de fuerza como desplazamiento, ligeramente ajustados para su aproximación con el ensayo de laboratorio.

Además, hay que indicar que, para la representación del confinamiento del elemento, se consideró empotramiento en la base y en la parte superior se consideraron vigas como brazos rígidos.

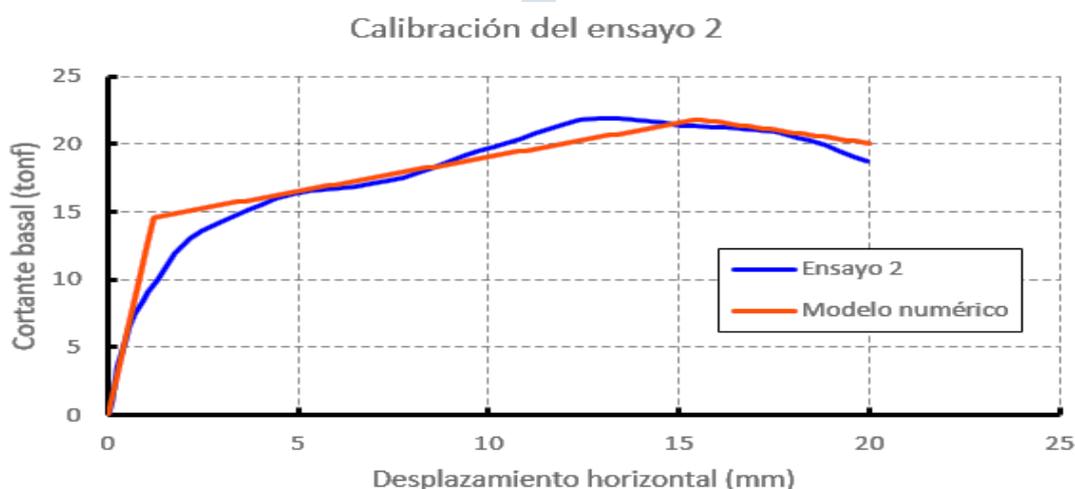
El modelo para ensayar de columna ancha con rótula de corte y vigas rígidas se muestra en la 24.

Figura 24. Modelo numérico con rótulas concentradas tipo corte



Frente a las consideraciones de Coral (2018) al momento de realizar ligeros cambios en los parámetros de desplazamiento y fuerza en las rótulas concentradas, se obtuvieron los siguientes resultados en la comparación del modelo numérico y del ensayo experimental; dichas observaciones se exponen en la Figura 25.

Figura 25. Comparación entre el modelo numérico y el ensayo experimental



Una vez realizada la calibración y modelación en el software Etabs se procede a revisar que las curvas del modelo numérico y del ensayo experimental tengan semejanza entre sí. De ahí que se afirme que la calibración ha alcanzado suficiente precisión y, por lo tanto, el modelo de columna ancha con rótula de corte sea de utilidad para el presente caso de estudio.

La rótula concentrada utilizada en la calibración se realizó en función de derivas y factores de multiplicación a la resistencia máxima V_m , las cuales están definidas en la norma E070 (2006). Las características empleadas para el cálculo de V_m y derivas utilizadas para la calibración se muestran en la Tabla 12.

Estos valores son referenciados de la tesis de Angles (2008) para el muro de albañilería, y para la rótula de corte se utilizó los postulados de Coral (2018) con ligeras modificaciones en los valores de la calibración previa realizada para determinar la precisión del modelo numérico.

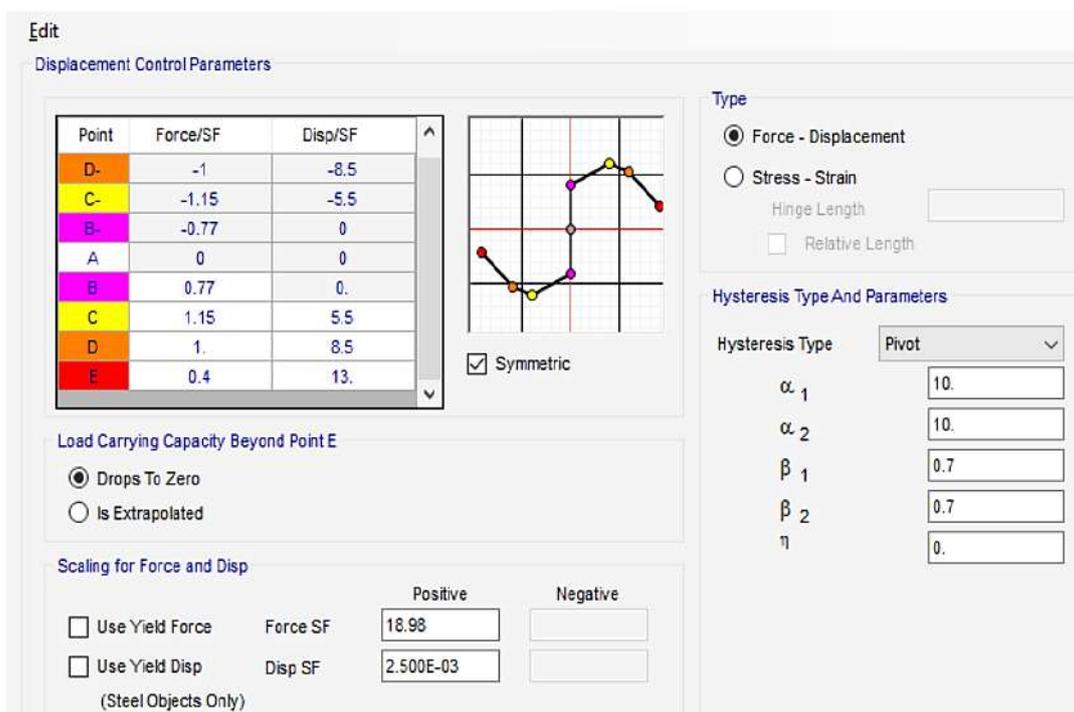
Tabla 13. Parámetros necesarios para generar la rótula concentrada tipo corte

Muro de albañilería confinada - Calibración				
L(cm)	240.00			
H(cm)	250.00			
D(cm)	346.55			
t(cm)	13.00			
f'_m (kg/cm ²)	141.00			
v'_m (kg/cm ²)	11.87			
P_g (tonf)	2.00			
α	1.00			
V_m (tonf)	18.98			
Force SF (tonf)	18.98			
Disp. SD (cm)	0.25			
	B	C	D	E
Fuerza (tonf/tonf)	0.77	1.15	1.00	0.40
Deriva (‰)	-	5.50	8.50	13.00

Nota. Data ingresada al software ETABS con el uso de valores iniciales propuestos en Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla. (Angles, 2008).

Por último, en la Figura 26 se muestra la rótula tipo corte que se utilizó para la calibración, la cual es definida en función de los resultados de la Tabla 12.

Figura 26. Rótula tipo corte utilizada para la calibración



De este capítulo se concluye que la calibración realizada para comparar los resultados de laboratorio del muro de albañilería confinada referenciando la tesis de Coral (2018) y del modelo numérico realizado en el software ETABS ajustando ligeramente los valores, brindó como resultado curvas de capacidad similares, es decir la calibración contó con suficiente precisión, lo cual indica que el modelo computacional propuesto de columna ancha con rótula de corte es confiable. Por lo tanto, se afirma que, al no tener un modelo numérico normado, es factible realizar una calibración previa antes de iniciar con el análisis no lineal estático.

Capítulo 4

Resultado del análisis estructural

En el presente capítulo se exponen los resultados del caso de estudio: colegio de dos niveles para un análisis lineal y no lineal estático.

4.1 Descripción del caso de estudio

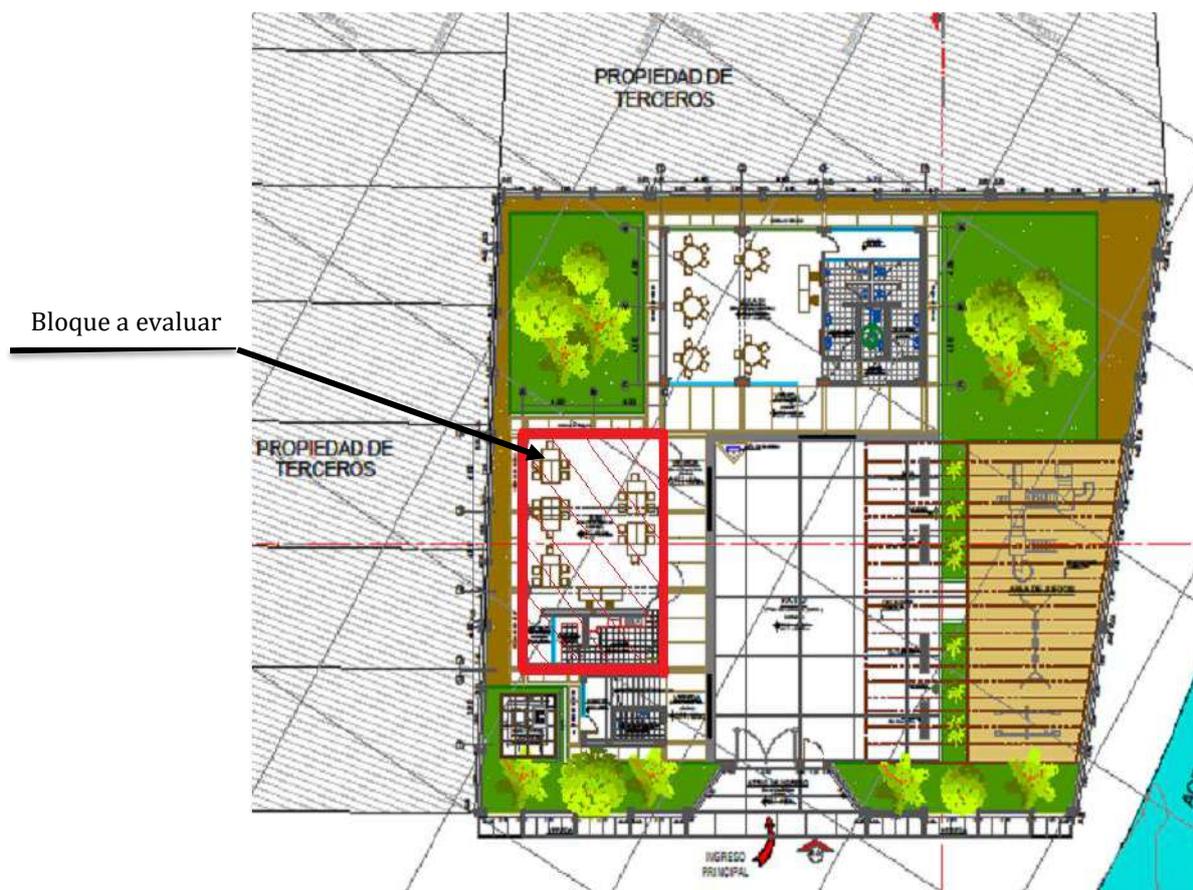
El presente caso de estudio parte de un proyecto realizado a nivel de expediente en el año 2015. El proyecto es una edificación educativa típica ubicada en la zona norte del Perú.

El proyecto colinda con dos avenidas y con dos propiedades de terceros. Además, cuenta con un bloque de un nivel y otro de dos niveles, este último es tomado como caso de estudio y está señalado con un rectángulo rojo, tal como se observa en la Figura 27. Cuenta con áreas verdes, patio y área de juegos. En esta misma figura se observa, dentro de un rectángulo rojo, el bloque a evaluar.

Además, es preciso afirmar que el caso de estudio es un escenario en el cual se evaluó el diseño de la institución educativa a partir de la normativa peruana sismorresistente E.030 (2018) para su análisis estructural lineal. Se utilizaron estándares internacionales que sirvieron como guías, los documentos son VISION 2000 (SEAOC, 1995) y ASCE/SEI 41-17 (2017).

Por otro lado, en el presente caso de estudio se ha limitado el análisis realizado y se ha supuesto un escenario en el cual no se han considerado factores como por ejemplo el golpeteo entre edificaciones, la interacción suelo-estructura, la vulnerabilidad sísmica y el rol de los elementos no estructurales en la determinación y evaluación del desempeño sísmico del bloque de dos niveles de la institución educativa. (Figura 27).

Figura 27. Planta general del colegio y bloque a evaluar como caso de estudio



4.2 Modelo numérico del caso de estudio

El modelo numérico lineal es realizado con elementos tipo frame en vigas y columnas, shell en albañilería y membrana en la losa aligerada. Se ha considerado que los elementos verticales están empotrados en la base de la edificación. Sumado a esto, se ha considerado un diafragma rígido por nivel con 3 grados de libertad (desplazamiento en XX, YY y rotación en Z). La edificación en el eje longitudinal (XX) tiene como sistema estructural resistente a pórticos de concreto, el cual está armado y formado por columnas en "L" y "T", vigas rectangulares de 25x50cm. En el eje transversal (YY) el sistema estructural resistente es principalmente de muros de albañilería de 23 cm de espesor. Como sistema resistente a cargas de gravedad se tienen los muros de albañilería de 23 cm y pórticos formado por columnas en T y vigas de 30x60cm. En la Figura 28 aprecia la distribución en planta y el modelo tridimensional se expone en la Figura 29.

Figura 28. Planta del caso de estudio: colegio de 2 niveles

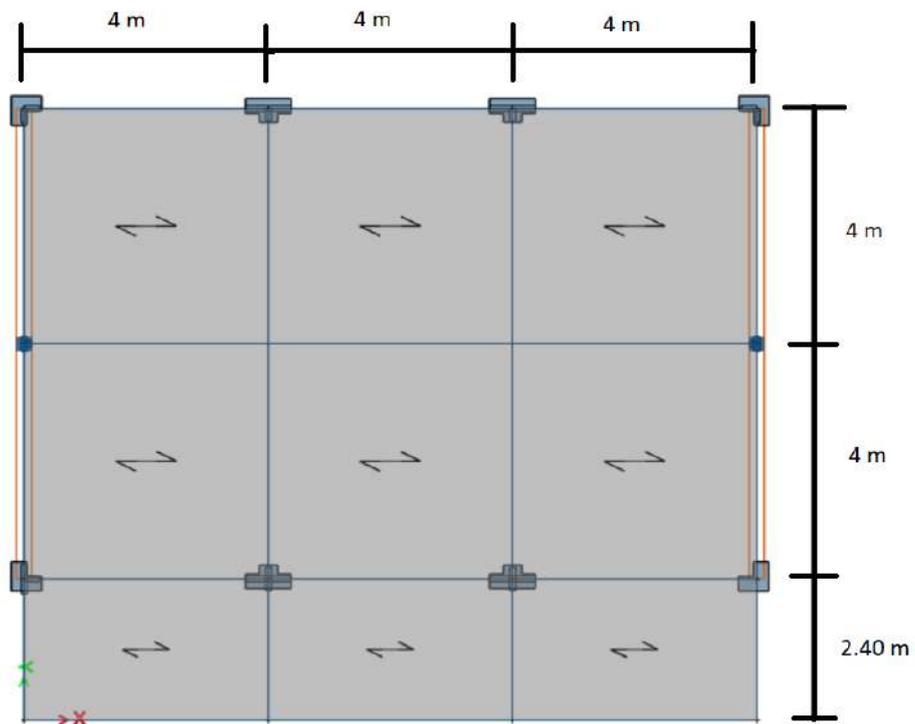
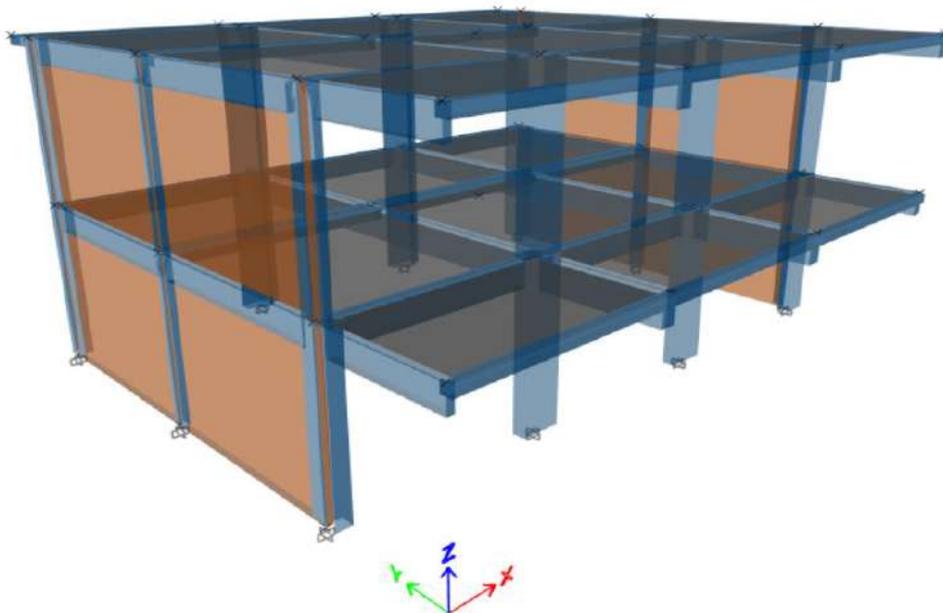


Figura 29. Modelo tridimensional del caso de estudio: colegio de 2 niveles



La losa es aligerada de 20 cm y en el segundo nivel tiene áreas de almacén, baños, corredores y tópico. Debido a esta distribución, se ha considerado como carga muerta los pesos (Tabla 13) y los pesos de carga viva (Tabla 14).

Tabla 14. Carga muerta considerar en el modelo

Carga muerta	
Piso terminado (tonf/m ²)	0.1
Aligerado e=20cm (tonf/ m ²)	0.3
Carga tabique completo (tonf/ m ²)	0.783
Carga parapeto de h= 1.2 m (tonf/ m ²)	0.325

Tabla 15. Carga viva considerada en el modelo

Carga viva	
Almacén (tonf/m ²)	0.5
Baños (tonf/m ²)	0.3
Corredores (tonf/m ²)	0.4
Tópico (tonf/m ²)	0.3

La masa sísmica es considerada de acuerdo con la norma E030; así pues, 100 % de la carga muerta y 50 % de la carga viva (Sencico, 2018). La masa sísmica para el caso de estudio se muestra en la Tabla 15.

Tabla 16. Masa sísmica (100 % CM+ 50 % CV)

Nivel	Diafragma	Masa (tonf-s ² /m)
1	D1	16.954
2	D2	9.515

Las propiedades lineales de los materiales se muestran en la Tabla 16.

Tabla 17. Propiedades lineales de los materiales

	Concreto	Albañilería	Acero de refuerzo
Resistencia a compresión axial característica (kg/cm ²)	210	65	
Resistencia al corte característica de la albañilería (kg/cm ²)		8.10	
Esfuerzo de fluencia (kg/cm ²)			4200

4.3 Resultados del análisis estructural lineal según la norma E030

4.3.1 Modos de vibración

Debido a que se han considerado 3 grados de libertad por nivel, se tienen seis modos de vibración que se muestra en la 17.

Tabla 18. Modos de vibración del caso de estudio

Caso	Periodo	UX	UY	RZ
	Segundos			
Modal 1	0.28	0.88	0.00	0.00
Modal 2	0.09	0.12	0.00	0.01
Modal 3	0.09	0.00	0.93	0.00
Modal 4	0.08	0.00	0.00	0.92
Modal 5	0.04	0.00	0.07	0.00
Modal 6	0.03	0.00	0.00	0.07

En los tres grados de libertad (UX, UY, RZ) se observa que la masa participativa en cada nivel llega como mínimo al 90 %. A partir de esto, se observa que el primer modo es en la dirección X, el segundo es en la dirección Y, y el cuarto en la dirección Z.

4.3.2 Parámetros sísmicos

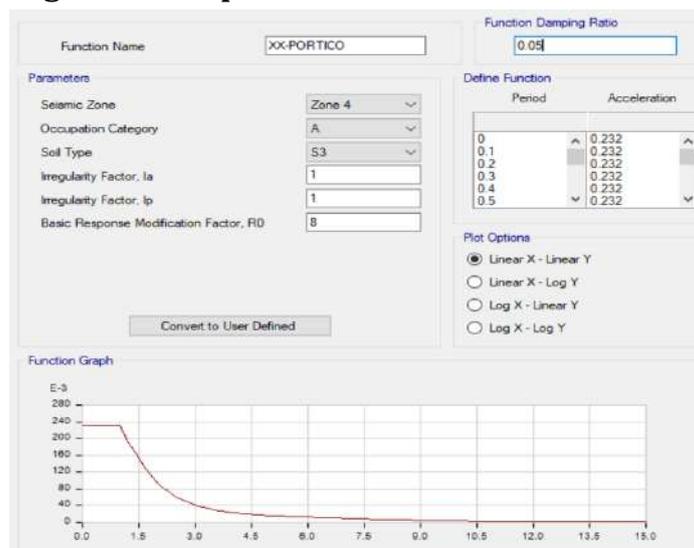
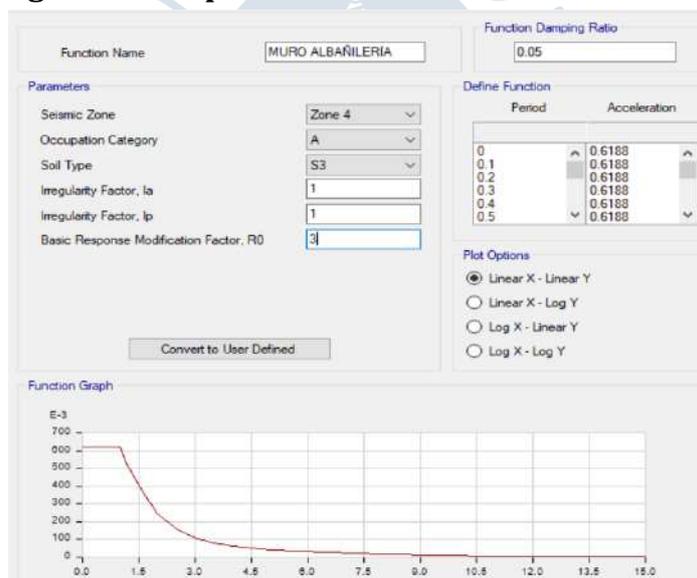
Se presentan los parámetros sísmicos utilizados acorde con la norma E030 en la Tabla 18.

Tabla 19. Parámetros sísmicos del caso de estudio

Z	0.45
U	1.50
C	2.50
S	1.10
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas en x	8.00
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas en y	3.00

Nota. Adaptado de la Norma E-030 (Norma E030, 2018)

Se muestra el espectro con el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) de 8 en la dirección XX (pórticos de concreto armado) en la Figura 30 y con el mismo coeficiente de reducción (R) de 3 de la dirección YY (muros de albañilería confinada) en la Figura 31.

Figura 30. Espectro en la Dirección XX de R=8**Figura 31. Espectro en la Dirección YY de R=3**

4.3.3 Fuerza mínima y cortante por sismo moderado

Con los parámetros sísmicos definidos, según la norma E030, se elige como fuerza cortante de diseño al mayor valor entre el 80 % de la cortante estática y la modal espectral, tal como se observa en la Tabla 20.

Tabla 20. Cálculo de la cortante sísmica

Dirección	C	V estática (tonf)	V dinámica (tonf)	80% V estática (tonf)	V diseño (tonf)	Factor
X	2.5	62.60	53.2	50.08	53.2	1.00
Y	2.5	166.92	149.2	133.54	149.2	1.00

También se obtiene que la carga gravitacional de servicio (P_g) en los muros ubicados en el eje 3 y 6 de la edificación, con sobrecarga reducida resultó de 22 ton aproximadamente, considerando 100% de carga muerta y 50% de carga viva. Y para el control de fisuración, con el propósito de evitar que los muros se fisuren con sismos moderados, que son los más frecuentes, la E070 propone la siguiente expresión:

$$V_e \leq 0,55V_m$$

Donde:

V_e = Fuerza cortante producida por el “sismo moderado” en el muro en análisis.

V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

Luego de realizar el análisis estático en la edificación se obtuvieron los resultados para los muros de los ejes 3 y 6, presentes en la Tabla 20.

Tabla 21. Cálculo de la cortante por sismo moderado

Eje	V_e (tonf)	t (cm)	L (cm)	P_g (tonf)
3	38	25	800	22
6	37.5	25	800	22

4.3.4 Cálculo de desplazamientos y derivas acorde con la norma E030

La estructura estudiada en esta tesis, según los lineamientos de la norma E-030 presenta regularidad en planta y en altura, por lo tanto, según las indicaciones de la norma se procede a realizar el análisis estático lineal con la finalidad de obtener las derivas y desplazamientos y que estos estén dentro de los establecido por la norma, luego de realizar el análisis en un software como Etabs se obtuvieron los resultados de las derivas y desplazamientos presentados en la Figura 32 y Figura 33 respectivamente.

Figura 32. Derivas por nivel en ambas direcciones en ‰

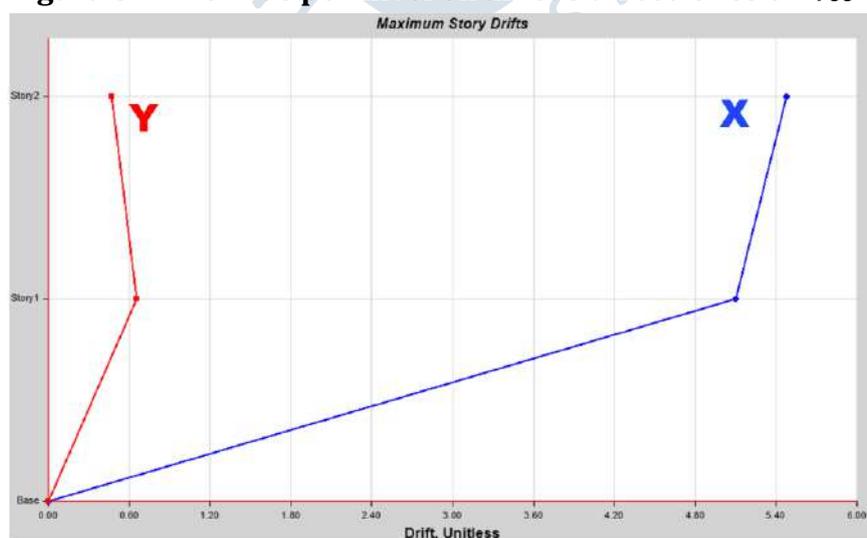
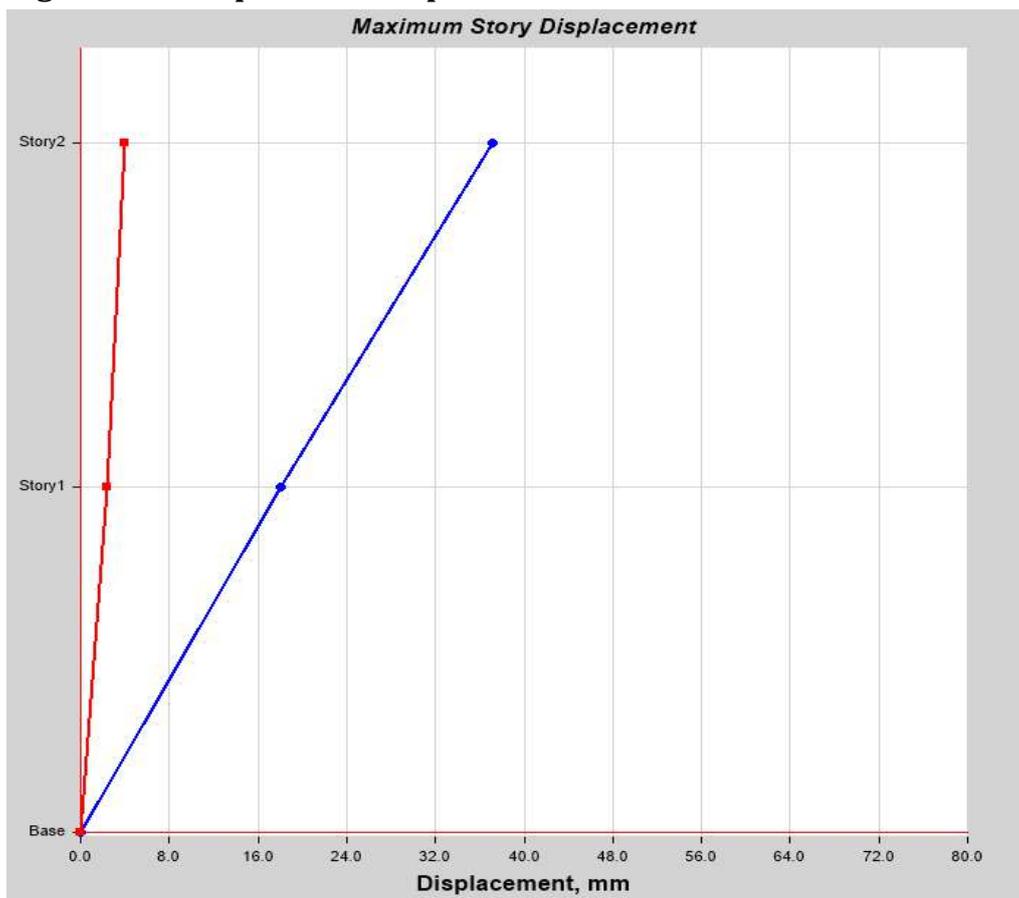


Figura 33. Desplazamiento por nivel en ambas direcciones en mm

Según la norma E-030 los valores máximos de derivas en los elementos de concreto armado son de 0.007 y para la albañilería confinada es de 0.005. En la Tabla 21 se presentan los valores de derivas máximas en las direcciones analizadas y se verifica que estén dentro de los valores permisibles de la norma E030.

Tabla 22. Desplazamientos y derivas máximas y permisibles

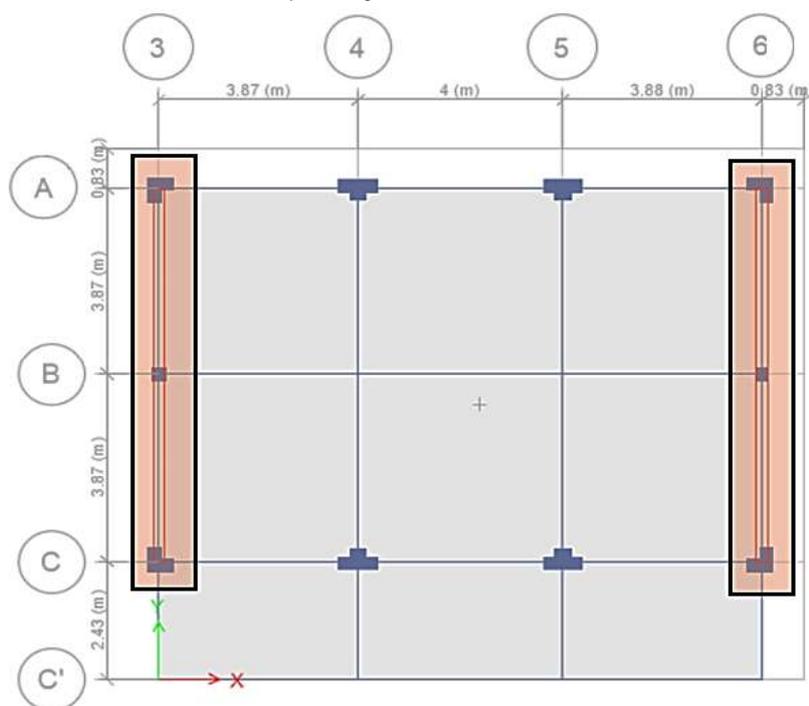
Dirección	Desplazamiento máximo (cm)	Deriva máxima (‰)	Deriva permisible (‰)	¿cumple?
XX	3.70	5.49	7	Sí
YY	0.39	0.66	5	Sí

4.3.5 Cálculo de la verificación por cortante basal en muros de albañilería confinada

La verificación por cortante basal en los muros de albañilería confinada en los ejes 3 y 6 se obtiene luego de realizar el análisis computacional para lo cual se ingresan los datos en la Tabla 22 y se verifica que el valor de para la cortante de sismo moderado (V_e) sea menor a $0.55V_m$.

Tabla 23. Revisión de la cortante en muros de albañilería para sismo moderado

Eje	Ve (tonf)	f _m (kg/cm ²)	v'm (kg/cm ²)	T (cm)	L (cm)	Pg (tonf)	V _m (tonf)	0.55 V _m	condición
3	38	64	8.10	25	800	22	86.06	47.33	ok
6	37.5	64	8.10	25	800	22	86.06	47.33	ok
Total	75.5								

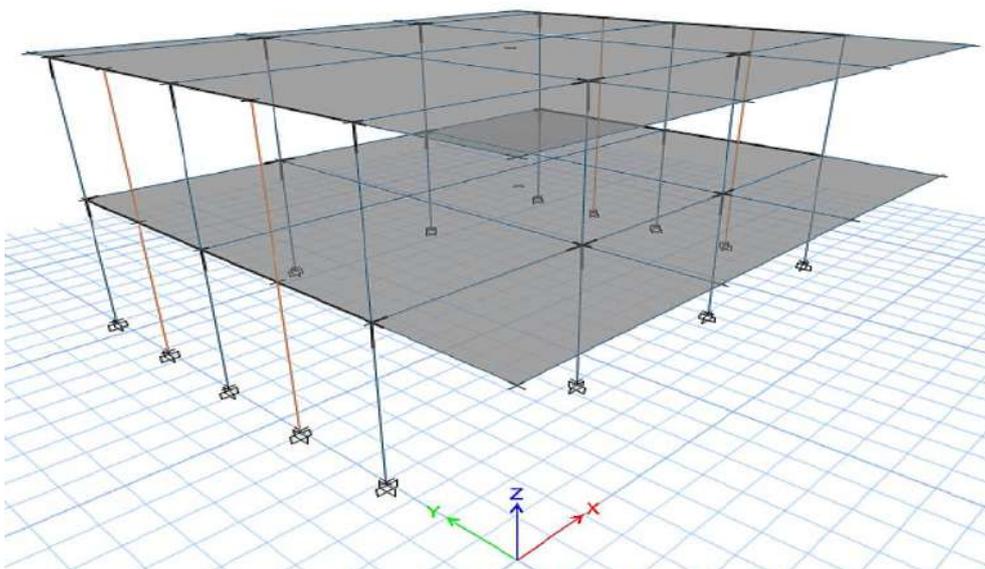
Figura 34. Muros de albañilería existente en el caso de estudio en los ejes 3 y 6

Para el sismo moderado, se observa en la Tabla 35 que la cortante de los muros de albañilería (V_e) resulta aproximadamente 75.5 tonf, el cual es menor a la resistente (V_m) de 86 tonf; en otros términos, se ha agotado el 87 % de la capacidad por corte según los postulados de la norma E070 (2006).

4.4 Resultados del análisis no lineal acorde a los lineamientos del ASCE/SEI 41-17

Se presentan los valores obtenidos después de correr el modelo numérico en el software ETABS, ver Figura 35.

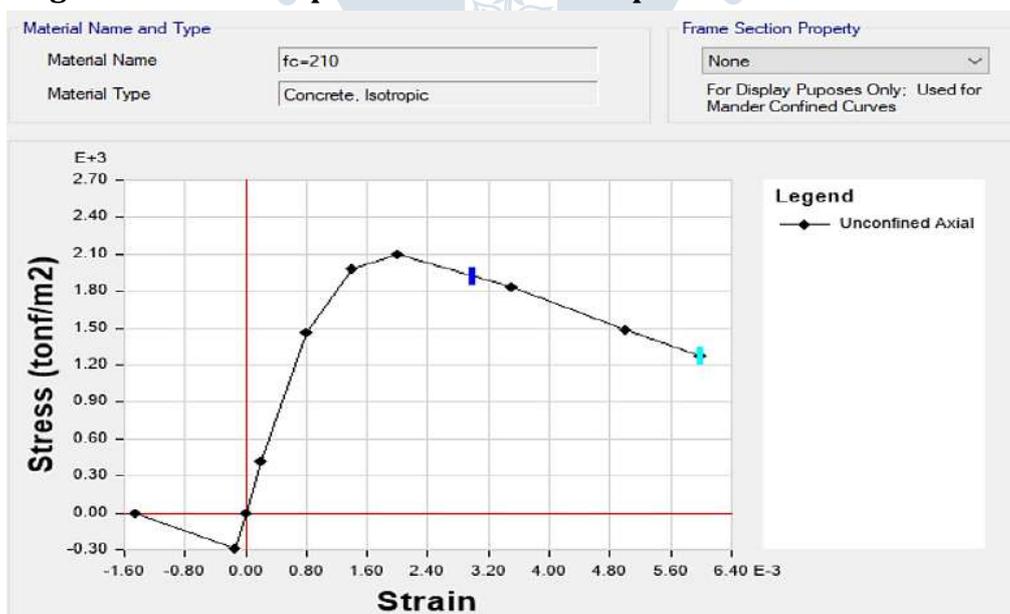
Figura 35. Modelo tridimensional no lineal para el caso de estudio



4.4.1 Creación de la no linealidad en elementos de concreto armado: Plasticidad tipo fibra

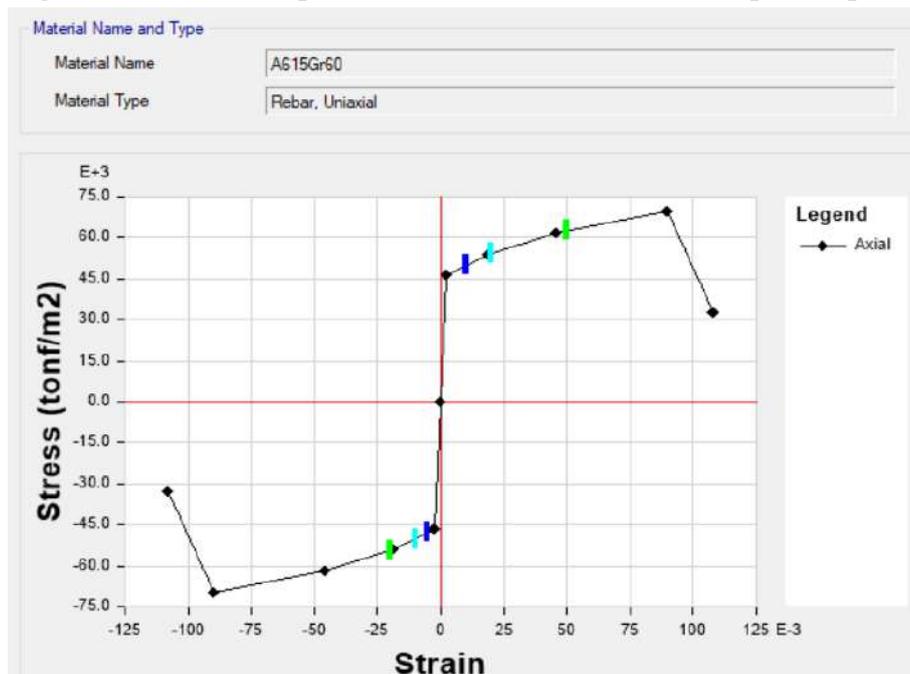
La creación de los elementos de concreto armado se realizó mediante plasticidad tipo fibra en la cual se colocan las propiedades de los materiales, tales como el tipo de concreto, en este caso sería concreto simple de resistencia a la compresión axial de 210 kg/cm² y acero de refuerzo con un módulo de elasticidad de $E=2000000$ kg/cm², cabe mencionar también que se selecciona dentro del software Etabs el uso del modelo de Mander para el concreto, como se observa en la Figura 36 y Figura 37, respectivamente.

Figura 36. Modelo para el concreto del tipo Mander



Nota. Adaptado de User's Manual ETABS. (CSI, 2015)

Figura 37. Modelo para el acero de refuerzo del tipo simple



Nota. Adaptado de User's Manual ETABS. (CSI, 2015)

Como ejemplo se presenta una columna y viga típica seleccionada en la Figura 38 para luego mostrar la creación y la colocación del acero en su sección como se muestra en la Figura 39 y Figura 40.

Figura 38. Columna y vigas seleccionadas para mostrar características para elemento tipo fibra

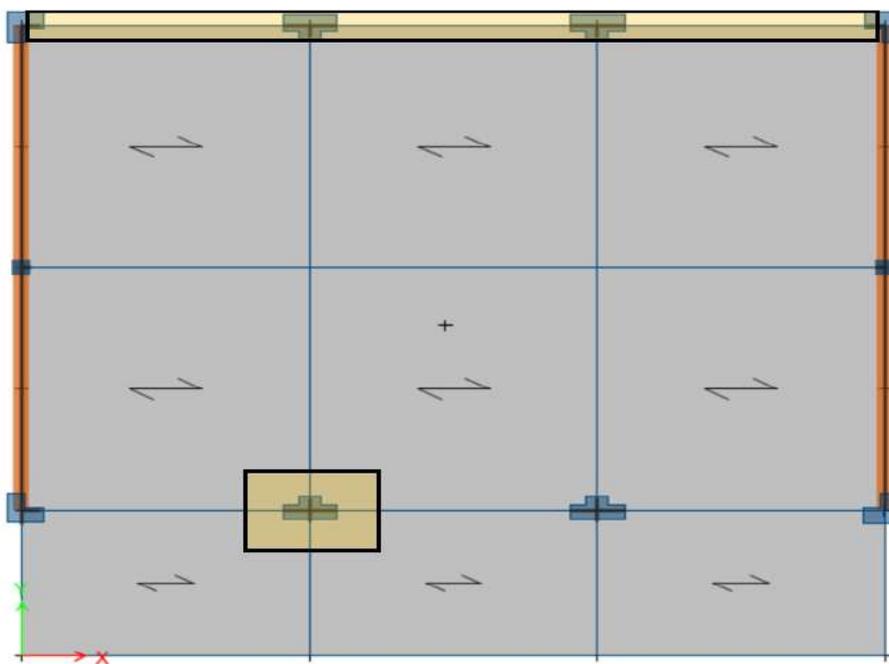


Figura 39. Columna C4 creada según las medidas obtenidas de los planos estructurales.

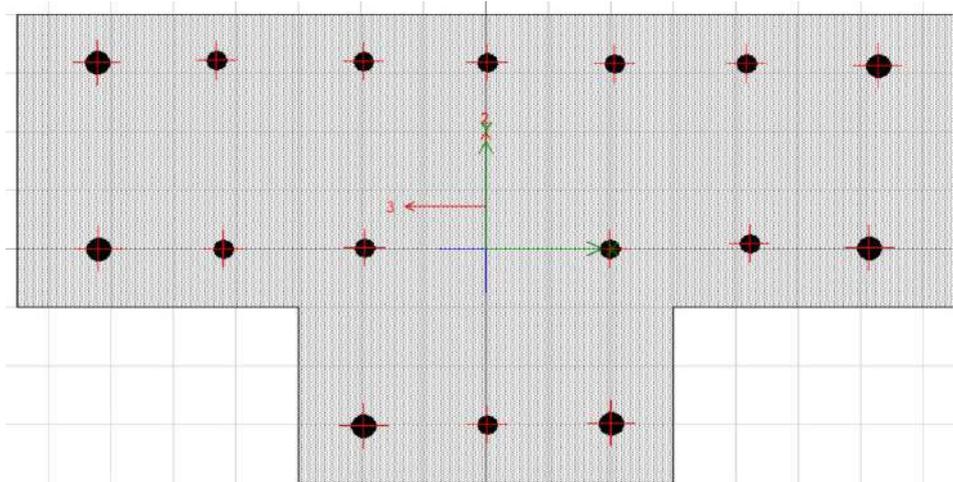
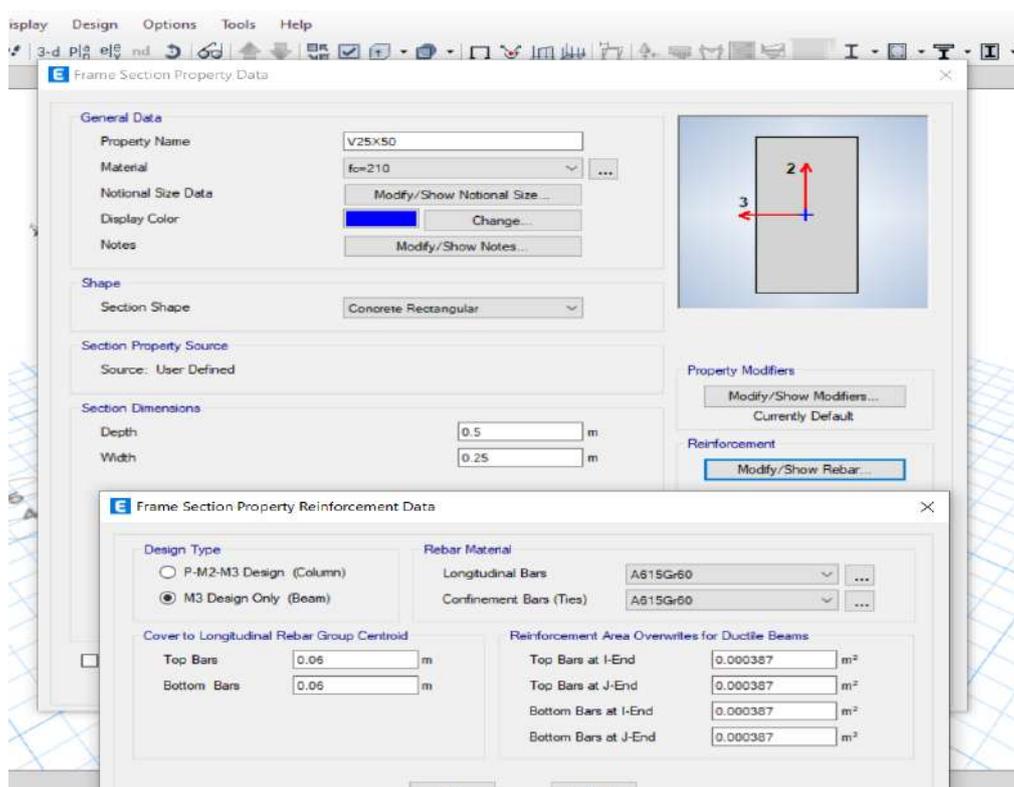


Figura 40. Viga 25 x 50 cm creada según las dimensiones de los planos estructurales.

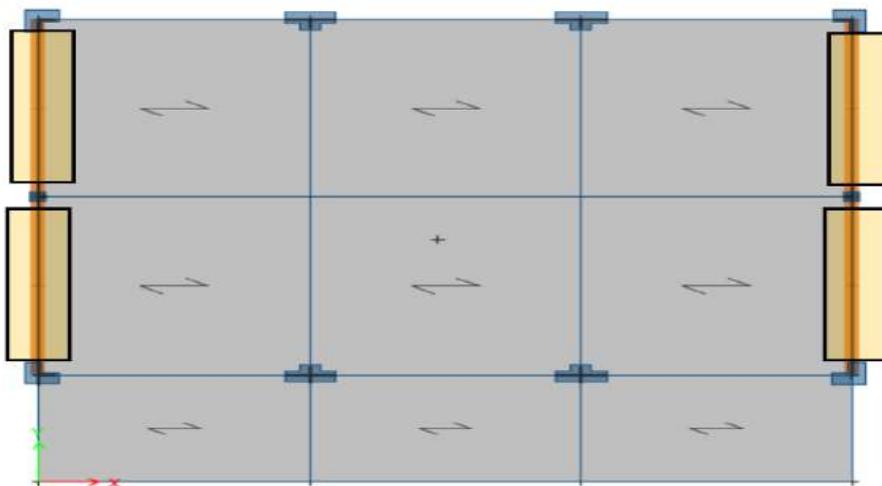


4.4.2 Creación de la no linealidad en elementos de albañilería confinada como columnas con rótulas de corte

Para la creación del modelo no lineal de la albañilería se han creado cuatro columnas anchas por nivel y en cada columna ancha una rótula de corte. Los cuatro

muros de albañilería confinada simuladas se muestran en planta en la Figura 41 y se encuentran resaltadas en rectángulos naranja.

Figura 41. Muros de albañilería confinada creados como columna ancha



A continuación, se muestran las dimensiones y propiedades de los muros del primer y segundo nivel necesarias para crear las rótulas tipo corte en la Tabla 23 y Tabla 24, respectivamente.

Tabla 24 Propiedades del muro de albañilería del primer nivel para la creación de la rótula de corte

Muro de albañilería confinada- Primer nivel				
L(cm)	400.00			
H(cm)	350.00			
D(cm)	531.51			
t(cm)	23.00			
f'm (kg/cm ²)	65.00			
v'm (kg/cm ²)	8.10			
Pg(tonf)	30.00			
α	1.00			
Vm(tonf)	43.99			
Force SF (tonf)	43.99			
Disp. SD (cm)	0.35			
	B	C	D	E
Fuerza (tonf/tonf)	0.77	1.15	1.00	0.40
Deriva (‰)	-	5.50	8.50	13.0

Tabla 25. Propiedades del muro de albañilería del segundo nivel para la creación de la rótula de corte

Muro de albañilería confinada- Segundo nivel				
L(cm)	400.00			
H(cm)	350.00			
D(cm)	531.51			
t(cm)	23.00			
f'm (kg/cm ²)	65.00			
v'm (kg/cm ²)	8.10			
Pg(tonf)	15.00			
α	1.00			
Vm(tonf)	40.54			
Force SF (tonf)	40.54			
Disp. SD (cm)	0.35			
	B	C	D	E
Fuerza (tonf/tonf)	0.77	1.15	1.00	0.40
Deriva (‰)	-	5.50	8.50	13.0

Las rótulas tipo corte para el primer y segundo nivel se muestran en la Figura 42 y Figura 43 respectivamente.

Figura 42. Rótula tipo corte de albañilería para el primer nivel

ET Hinge Property Data for Alb_Primer_nivel - Shear V2

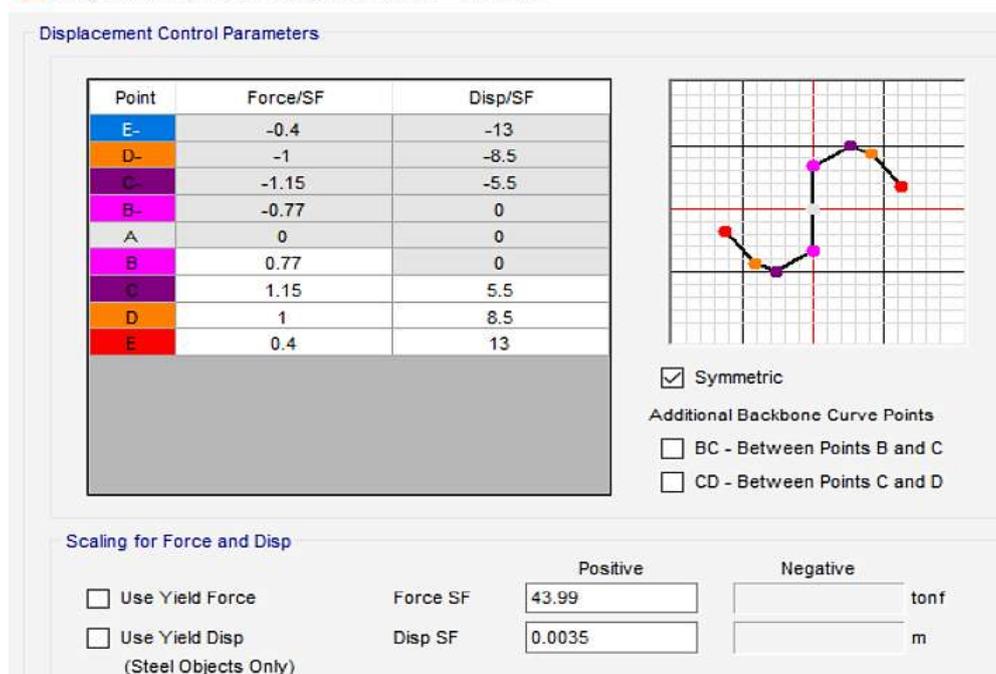
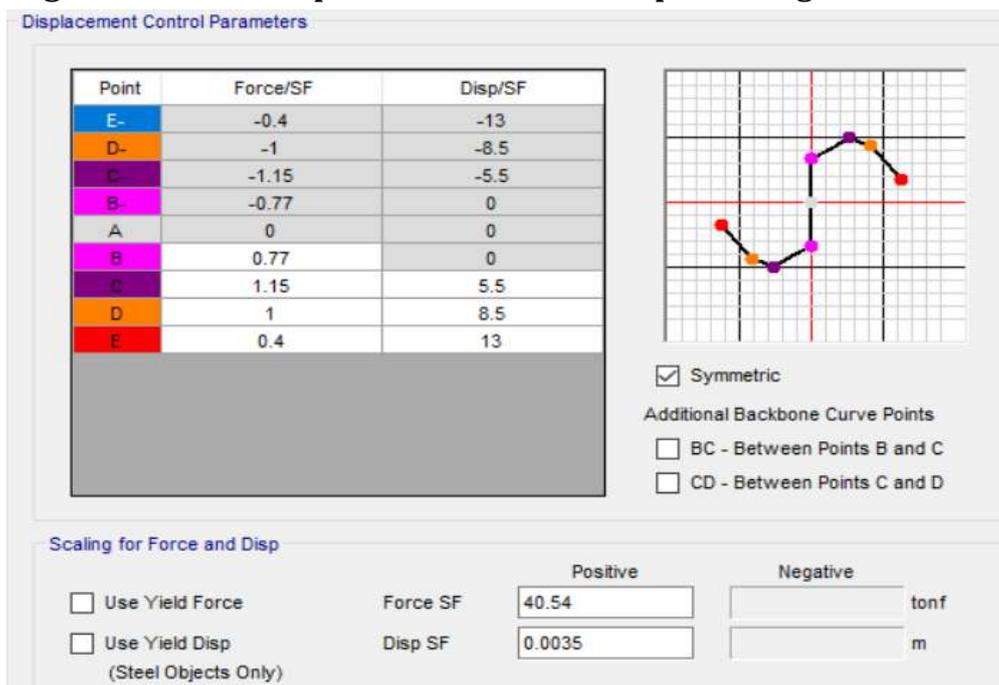


Figura 43. Rótula tipo corte de albañilería para el segundo nivel



4.4.3 Curva de capacidad

A continuación, se muestra la curva de capacidad en la dirección XX en la Figura 44 y en la dirección YY en la Figura 45.

Figura 44. Curva de capacidad en la dirección de pórticos de concreto armado XX

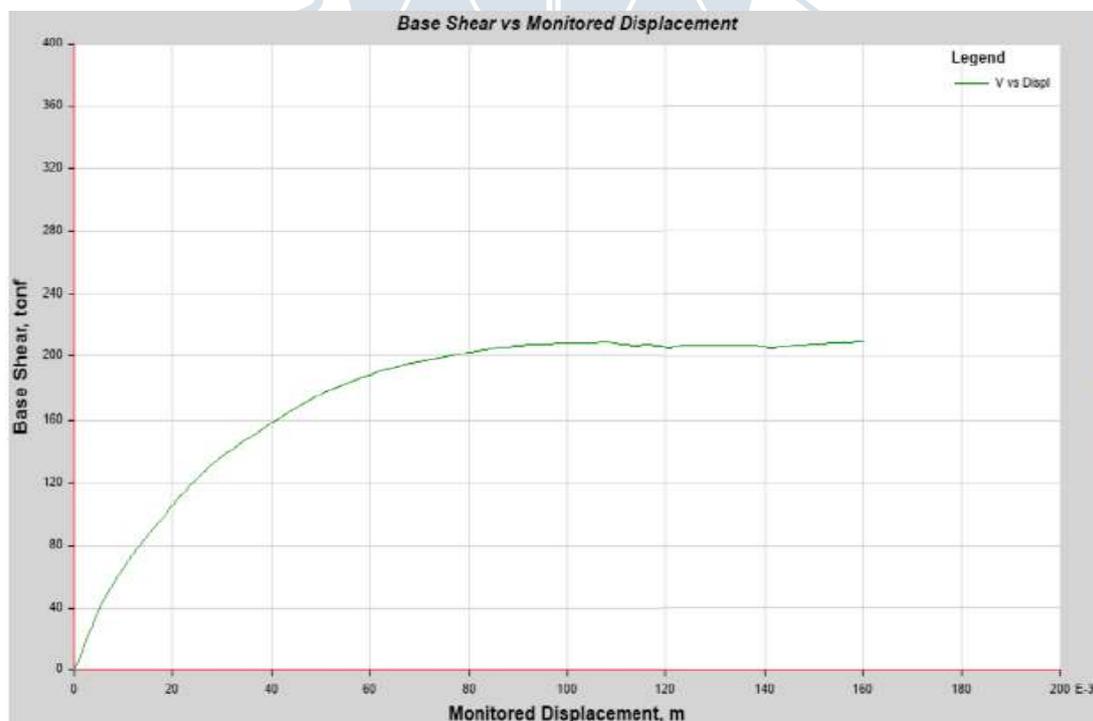
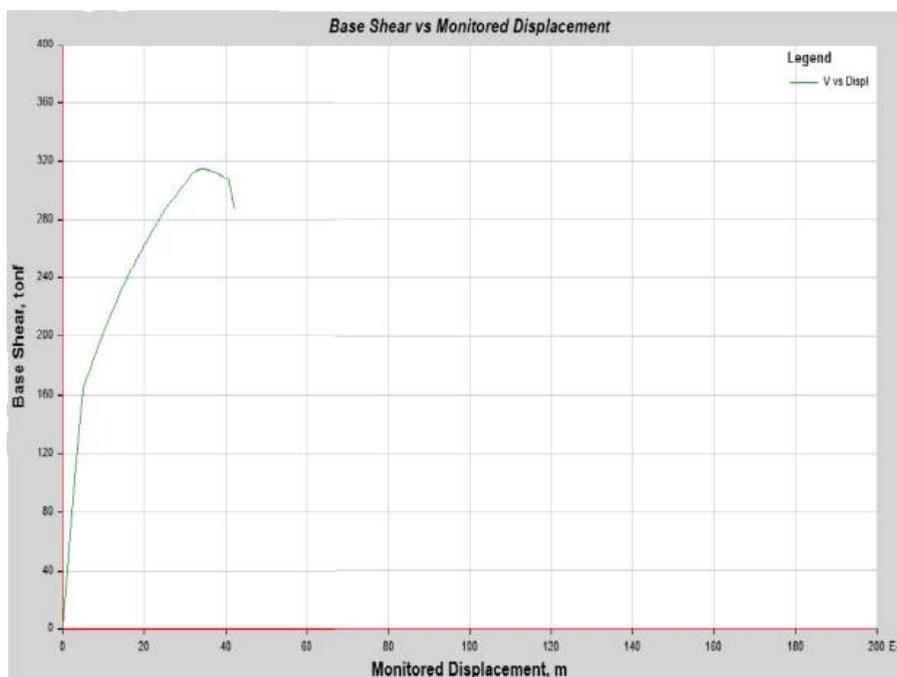


Figura 45. Curva de capacidad en la dirección de albañilería confinada YY



Se observa que la cortante en la base es mayor en la dirección YY y llega hasta una cortante de 315 tonf, mientras que en la dirección XX alcanza hasta 213 tonf. En la dirección YY el desplazamiento máximo es menor respecto a la dirección XX, 4.2 cm frente a 16 cm. Se puede observar que el sistema estructural de pórticos posee mayor capacidad de disipación de energía, es decir, es más dúctil que el de albañilería confinada, debido a que presenta una curva de capacidad que alcanza mayores desplazamientos sin colapsar y no como el de la albañilería que no desarrolla mucho su ductilidad y posee un menor desplazamiento. Se muestran los datos de las cortantes, desplazamientos máximos y deriva máxima en la Tabla 25, obtenidos de las gráficas de curvas de capacidad anteriormente analizadas.

Tabla 26. Cortante basal, desplazamiento y deriva máxima

Dirección	Cortante basal máximo (tonf)	Desplazamiento máximo (cm)	Deriva máxima (‰)
XX	213	16.0	25.4
YY	315	4.2	10.3

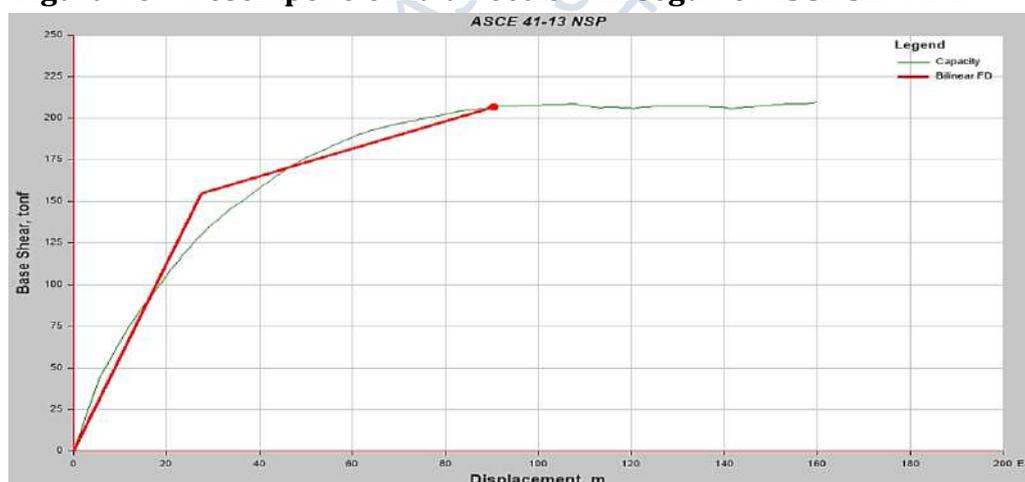
4.4.4 Cálculo del desempeño para sismo máximo

El cálculo del desempeño para sismo máximo se realizó según el ASCE/SEI 41-17 (2017) y para ello se muestran los parámetros utilizados en la dirección XX en la Tabla 26.

Tabla 27. Parámetros para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17

Parámetros utilizados para el cálculo del desempeño			
C0	1.200	a	60.000
C1	1.291	Te	0.343
K_e (tonf/m)	5624.000	Sa	1.856
K_i (tonf/m)	8056.000	Vy (tonf)	162.040
Ti(s)	0.287	W (tonf)	267.120
C2	1.045	C_m	1.000
Delta (cm)	8.808	$\mu_{strength}$	3.060

Con estos parámetros se obtiene el desempeño en la dirección XX en la Figura 46.

Figura 46. Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Se observa que el desempeño se encuentra para un desplazamiento de la azotea de 8.81cm, deriva de 13.9 % y cortante basal es de 206 tonf.

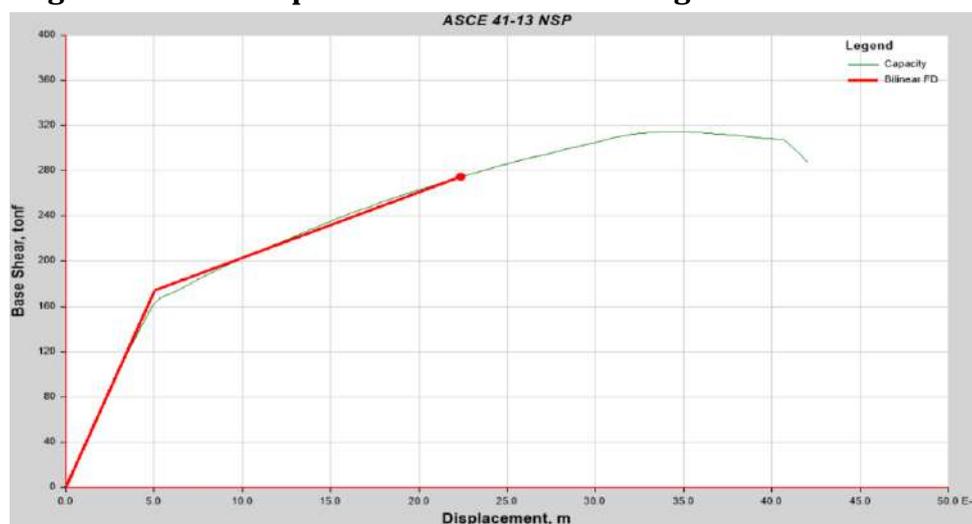
Por otro lado, el cálculo del desempeño para la dirección YY se realizó mediante los parámetros que se muestran en la Tabla 28.

Tabla 28. Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17

Parámetros utilizados para el cálculo del desempeño			
C0	1.200	a	60.000
C1	1.775	Te (s)	0.139
K_e (tonf/m)	34690.657	Sa	1.856
K_i (tonf/m)	34690.657	Vy (tonf)	173.360
Ti(s)	0.139	W (tonf)	267.120
C2	1.224	C_m	1.000
Delta (cm)	2.323	$\mu_{strength}$	2.860

Con estos parámetros se obtiene el desempeño en la dirección YY en la Figura 47.

Figura 47. Desempeño en la dirección YY según el ASCE 41-17



Se observa que el desempeño se encuentra para un desplazamiento de la azotea de 2.323 cm, deriva de 4.4 ‰ y cortante basal de 267.4 tonf.

En resumen, la respuesta para un sismo máximo en ambas direcciones, según el desempeño del ASCE/SEI 41-17 (2017), se muestra en la Tabla 28.

Tabla 29. Resumen del desempeño para sismo máximo en ambas direcciones

Dirección	Cortante basal (tonf)	Desplazamiento máximo (cm)	Deriva máxima (‰)
XX	206.0	8.81	13.9
YY	267.4	2.32	4.4

4.4.5 Determinación del nivel de desempeño de la estructura según VISION 2000

Para el cálculo del nivel de desempeño se procede a delimitar por áreas según los lineamientos del VISION 2000 (SEAOC, 1995) en ambas direcciones.

Los valores de desplazamiento en la dirección XX son presentados en la Tabla 29, para después poder graficar la curva mostrada en la Figura 48.

Tabla 30. Límites de los niveles de desempeño para la dirección XX

Nivel de desempeño	Límite del nivel de desempeño (cm)
Inicio de fluencia	3.70
Ocupación inmediata	7.69
Resguardo de vida	11.68
Cerca al colapso	14.34
Colapso	17.00

Figura 48. Nivel de desempeño en la dirección XX según VISION 2000

De acuerdo con las gráficas, se observa que para un sismo máximo en la dirección XX se tiene un desempeño de resguardo de vida; aún con holgura para llegar a ser cerca al colapso según VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Los valores de desplazamiento en la dirección YY son presentados en la Tabla 31 para luego graficar la curva mostrada en la Figura 49.

Tabla 31. Límites de los niveles de desempeño para la dirección YY

Nivel de desempeño	Límite del nivel de desempeño (cm)
Inicio de fluencia	0.70
Ocupación inmediata	1.75
Resguardo de vida	2.80
Cerca al colapso	3.50
Colapso	4.20

Figura 49. Nivel de desempeño en la dirección YY según VISION 2000

Se observa que para un sismo máximo en la dirección YY se tiene un desempeño de resguardo de vida; aun con holgura para llegar a ser cerca al colapso según VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Con la finalidad de observar el estado de daño de la estructura luego de aplicar el NSP, se muestran las rótulas y su estado de daño, representado por colores, el modelo numérico en la dirección XX se aprecia la Figura 50, mientras que en la dirección YY está presente en la Figura 51.

Figura 50. Representación gráfica de rótulas y su estado de daño en la dirección XX

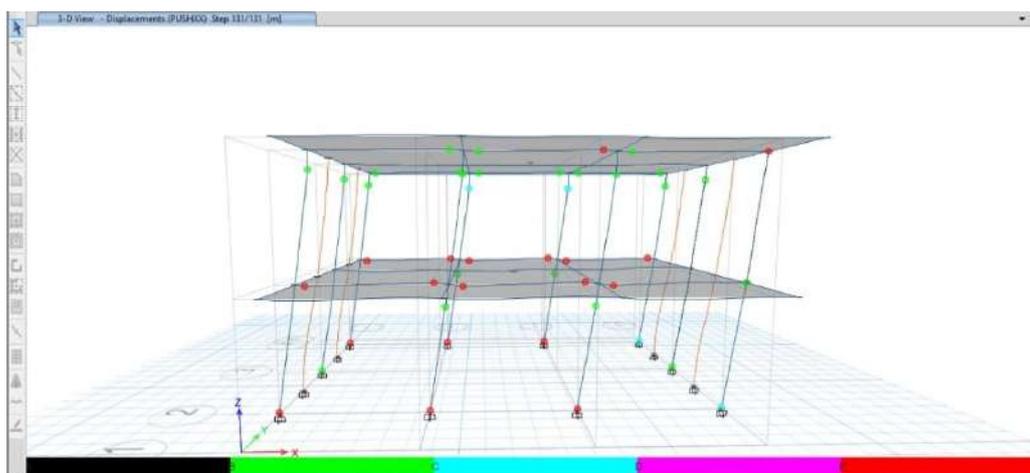
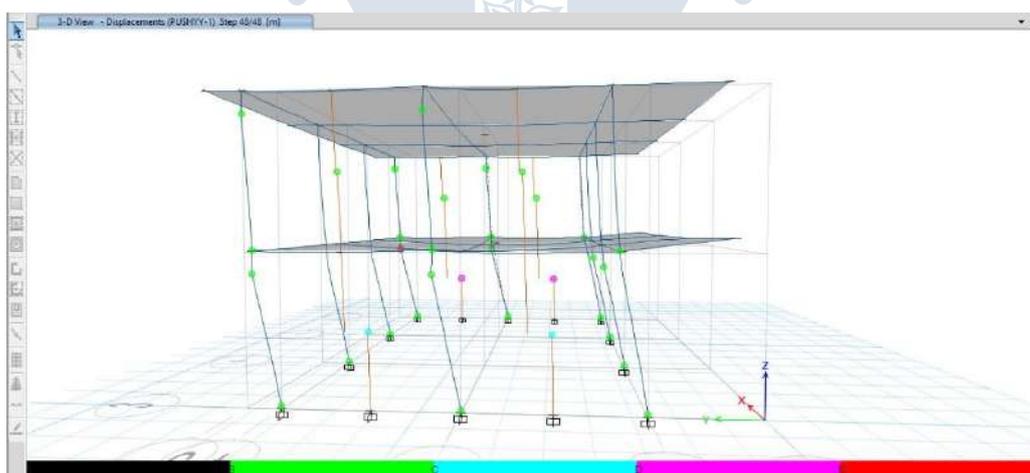


Figura 51. Representación gráfica de rótulas y su estado de daño en la dirección YY



4.5 Comparación entre análisis no lineal estático y análisis lineal

Se realiza una comparación en función de desplazamiento, deriva, cortante basal y desempeño esperado. Los resultados se exponen en la Tabla 31 y Tabla 32 para las direcciones XX y YY, respectivamente. También se puede apreciar en la Figura 52 y

Figura 53 la comparación entre cortantes basales máximas versus cortantes de diseño en la dirección XX y YY respectivamente en la edificación evaluada.

Tabla 32. Comparación entre análisis lineal y no lineal estático en la dirección XX

Análisis	Desplazamiento máximo (cm)	Deriva máxima (‰)	Cortante basal máximo (tonf)	Desempeño
ANLE XX	8.81	13.90	206.0	Resguardo de vida
LINEAL XX (R=8)	3.70	5.49	53.2	Resguardo de vida

Tabla 33. Comparación entre análisis lineal y no lineal estático en la dirección YY

Análisis	Desplazamiento máximo (cm)	Deriva máxima (‰)	Cortante basal máximo (tonf)	Desempeño
ANLE YY	2.32	4.40	267.4	Resguardo de vida
LINEAL YY (R=3)	0.39	0.66	149.2	Resguardo de vida

Figura 52. Cortante máximo vs cortante de diseño en la dirección XX

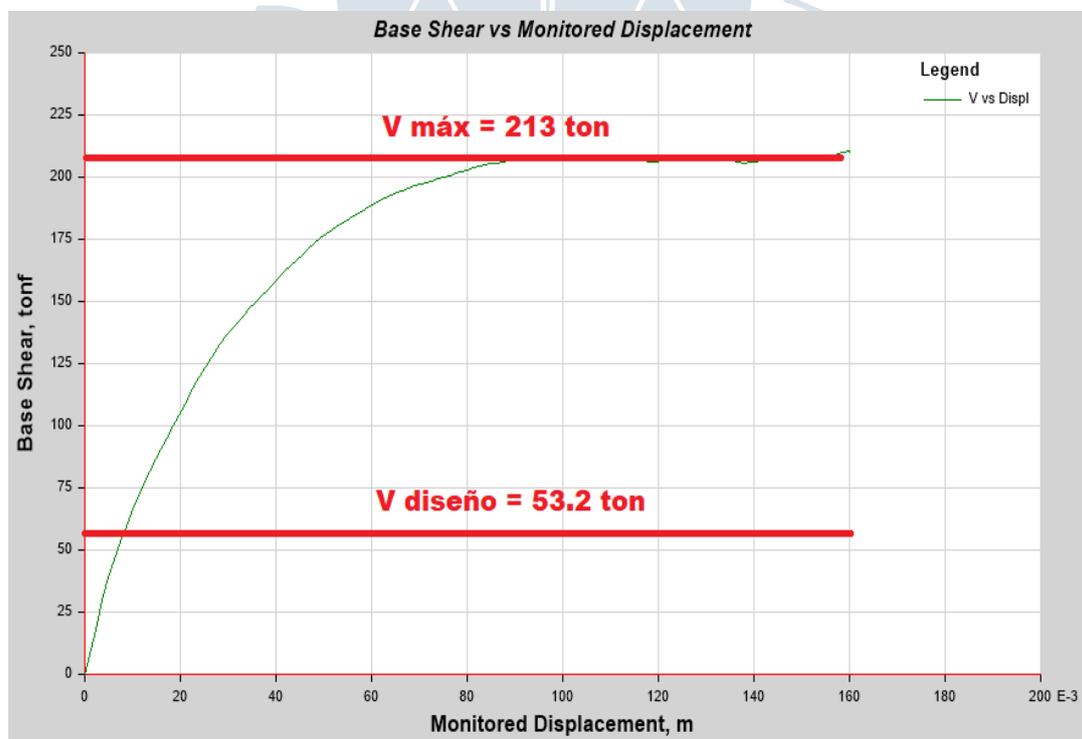
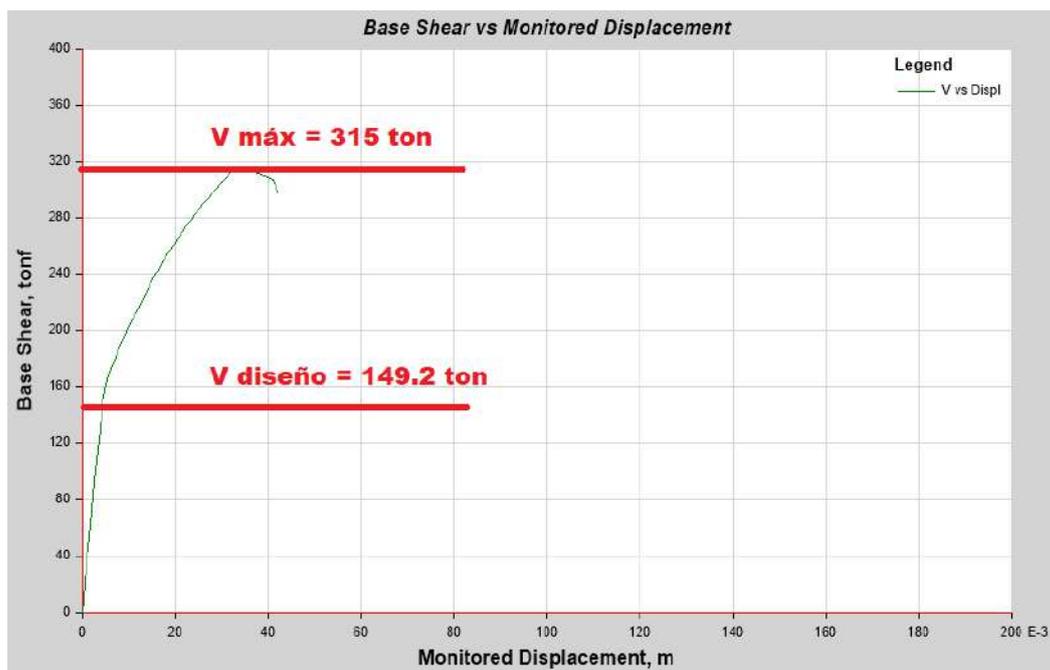


Figura 53. Cortante máximo vs cortante de diseño en la dirección YY



Cabe resaltar que en el análisis lineal se observó que el 87 % de la capacidad de los muros de albañilería confinado es consumido. Por lo tanto, la albañilería no se encuentra muy lejos de su capacidad máxima, lo cual se ve reflejado en el desempeño, puesto que es resguardo de vida y aún conserva una holgura para pasar al siguiente nivel de desempeño de cerca al colapso.

Además, se aprecia la notable sobre resistencia y desplazamiento en ambas direcciones; a favor de la primera se puede producir por los factores de reducción de resistencia y amplificación de cargas en el análisis lineal, por parte del desplazamiento esto se puede deber a que en el análisis lineal se consideran las secciones brutas y, por su parte en el no lineal se considera agrietamiento, favoreciendo en mayores desplazamientos laterales.

Conclusiones

Luego de haber evaluado el diseño de la institución educativa a partir de la norma técnica peruana E.030 (2018) y de acuerdo a los estándares internacionales que sirvieron como guías de análisis en la evaluación del desempeño sísmico de la misma, como son los documentos VISION 2000 (SEAOC, 1995) y ASCE/SEI 41-17 (2017), resultó que el nivel de desempeño obtenido es de resguardo de vida, tal como se verificó en la sectorización de la curva de capacidad de la edificación. Esto reflejado en nivel de daño, nos indica que la estructura todavía posee suficiente resistencia y rigidez en los entrepisos, aún soporta cargas de gravedad, posee también derivas permanentes y que su reparación no es económicamente recomendable pese a que presenta un margen de seguridad frente al colapso.

Al considerar la no linealidad de los elementos de albañilería confinada y del concreto armado, como elementos tipo línea como fue la columna ancha con rótula de corte y elementos con plasticidad tipo fibra respectivamente, se reduce el tiempo de iteración de manera considerable. Además, se obtuvo un modelo no lineal respaldado en antecedentes tanto nacionales como internacionales junto a la calibración previa al modelamiento, lo cual permite concluir que el modelo numérico utilizado es fiable para obtener resultados aproximados al escenario supuesto.

Frente a los resultados de ensayos experimentales (Coral, 2018), la calibración de la albañilería confinada verificó y validó las curvas de capacidad obtenidas del modelo real realizado en laboratorio. Lo anterior permite confiar en el modelo computacional propuesto de columna ancha con rótula de corte.

Luego de haber llevado a cabo el análisis dinámico lineal, la deriva máxima en la dirección XX es menor a 0.007 y en la dirección YY el valor tampoco supera el máximo, es decir, 0.005. Cumpliendo los valores de las derivas máximas permitidas por la norma E.030 (2018)

Respecto a la cortante basal, se puede apreciar que en el análisis no lineal estático existe sobre resistencia en ambas direcciones, producto de los factores de reducción de resistencia y amplificación de cargas en el diseño lineal.

Respecto a los desplazamientos, se puede apreciar que en el análisis lineal se consideran las secciones brutas y, por su parte en el no lineal se considera agrietamiento en los elementos, alcanzando así mayores desplazamientos laterales.



Recomendaciones

Se recomienda que ante métodos de modelamiento que no están normados como el caso de muros de albañilería confinada en la normativa internacional ASCE/SEI 41-17 (2017), se calibre primero con resultados de investigaciones ya realizadas.

Por otro lado, se recomienda para futuras investigaciones, proponer escenarios en los cuales se consideren factores como por ejemplo el golpeteo entre edificaciones, la interacción suelo-estructura, la vulnerabilidad sísmica y el rol de los elementos no estructurales en la determinación y evaluación del desempeño sísmico. Estos escenarios servirán para comparar la variación en los resultados, a fin de tener un historial de desempeños sísmicos contemplando diversos factores que se han limitado emplear en el presente caso de estudio.

Por último, se recomienda también enfocar este análisis no lineal en edificaciones esenciales como colegios, universidades, multifamiliares, servicios de emergencia, entre otros. Esto se logra con la misma configuración estructural del presente trabajo, con el objetivo de poseer un enfoque escalado a la realidad peruana.



Referencias bibliográficas

- Aceros Arequipa. (2019). *Fierro corrugado. ASTM 615 - grado 60*. Obtenido de NTP 341.031- grado 420: <https://bit.ly/3rTl3IH>
- ACI, A. C. (2019). ACI CODE-318-19: building code requirements for structural concrete and commentar. *ACI*.
- Angles, P. (2008). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla*. Trabajo de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Obtenido de <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/1>
- Arone, J. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural de la IE N.º1199 Mariscal Ramón Castilla, UGEL N.º6 del Distrito de Chaclacayo*. Tesis de grado, Universidad Peruana Unión, Lima.
- ASCE, A. S. (2017). Standard ASCE 41-17: seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *ASCE*.
- ASCE, A. S. (2017). Standard ASCE/SEI 41-17: seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *ASCE*.
- Becerra, A. (2018). *Verificación del comportamiento de la estructura de acuerdo con el ASCE/SEI 41-17*. Tesis de maestría, Universidad de los Andes, Bogotá, D.C.
- Beer, F., Johnston, E., DeWolf, J., & Mazurek, D. (2010). *Mecánica de materiales*. McGraw-Hill.
- Bolaños, A., & Monroy, O. (2004). *Espectros de peligro sísmico uniforme*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Cardona, A., Garelli, L., Giménez, J., Kler, P., Márquez, S., & Storti, M. (2019). *Calibración de modelos estructurales simples en base a ensayos dinámicos orientada a detección de daños*. Obtenido de Asociación Argentina de Mecánica Computacional: <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/download/5864/5851>

- Coral, M. (2018). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial*. Trabajo de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú. Obtenido de https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/13133/CORAL_ALVA_ENSAYOS_CICLICOS_MUROS.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- CSI, C. &. (2015). User's Manual ETABS. *Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of building systems*. CSI.
- Cumpa, J., & Quispe, B. (2019). *Evaluación del desempeño sismorresistente de la institución educativa N°50217 de la comunidad Umachurco-San Salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (pushover)*. Tesis de grado, Universidad Andina del Cusco, Cusco.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief(4)*, 1-32.
- Escamilla, M. (2010). *Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares*. UNAM, Distrito Federal de México.
- FEMA, F. E. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 273. D.C.: FEMA*. Washington.
- FEMA, F. E. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures: FEMA 440. FEMA*. Washington, D.C.
- FEMA, F. E. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures: FEMA P-750. FEMA*. Washington, D.C.
- Gálvez, A. (s.f.). *El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales*. Obtenido de <https://www.udocz.com/apuntes/19976/el-analisis-no-lineal-dinamico-y-su-aplicacion-en-la-simulacion-de-respuestas-estructurales-por--adolfo-galvez-villacorta--msc--1>
- Gioncu, V., & Mazzolani, F. (2003). *Ductility of seismic-resistance steel structures*. Obtenido de CRC Press: <https://doi.org/10.1201/9781482271904>
- Gonzales, G., Aguilar, A., & Huaco, G. (2020). Análisis dinámico incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal. *18th LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology*, 1-6. doi:<http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2020.1.1.375>
- Holzer, S., Melosh, R., Barker, R., & Somers, A. (1975). *Singer: A Computer Code for General Analysis of Two-Dimensional Reinforced Concrete Structures (Vol. 1)*. Virginia Polytechnic Institute and State University.

- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Mostafei, H., & Kabeyasawa, T. (2004). Investigation and analysis of damage to buildings during the 2003 bam earthquake. *Bulletin of Earthquake Research Institute*, 79, 107-132.
- Muñoz, J. (2009). *Apuntes del curso ingeniería antisísmica: la ingeniería sismorresistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Muñoz, J. (2020). Comentarios a la norm peruana E030. *Diseño sismorresistente*. Sencico.
- Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: state of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, 599-621. doi:https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.002
- Norma E020. (2006). Cargas. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma E030. (2018). Diseño Sismorresistente. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma E060. (2009). Concreto Armado. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma E070. (2006). Albañilería. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Ottazzi, G. (2011). Apuntes del curso concreto armado. 1, 11.^a ed. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Roche, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Universidad Eafit.
- Sáenz, S. (2018). *Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos*. Tesis de grado, Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- SEAOC, S. E. (1995). Vision 2000: performance based seismic engineering of buildings. SEAOC.
- Seismic Safety Commision. (1996). ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Seismic Safety Commission*. California.
- Sencico, S. N. (2018). Norma Técnica E.030. Diseño sismorresistente. *Sencico*.
- Tunque, J., & Colos, E. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico del Pabellón de Geología-UNSA*. Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa.
- Ugel, R. (2015). *Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Yepes-Estrada, C., Silva, V., Rosetto, T., D'Ayala, D., Ioannou, I., Meslem, A., & Crowley, H. (2016). The global earthquake model physical vulnerability database. *Earthquake Spectra*, 32(4), 2567-2585. Obtenido de <https://doi.org/10.1193%2F011816EQS015DP>

