



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS NO LINEAL DE UN EDIFICIO
DE HORMIGÓN ARMADO CON
MAMPOSTERÍA DE RELLENO,
AFECTADO EN EL SISMO 16 DE ABRIL
DE 2016 EN ECUADOR**

LILIANA MORAIMA BARROS BASTIDAS

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

JOSÉ LUIS ALMAZÁN CAMPILAY

Santiago de Chile, septiembre, 2020.

DEDICATORIA

Dedico a mi madre Marina, a mi padre Gualberto, a mis hermanos Patricio, Hernán, David y Oswaldo, a mi sobrina Sofía, y a mis sobrinos Alejandro, Bruno, Mateo.

AGRADECIMIENTOS

El magister ha sido uno de los retos más gratificantes en mi experiencia de vida académica. Aprendí lecciones importantes no solo académicas sino también personales. A pesar de estar lejos de la familia y amigos, y de todas las dificultades en el camino de alcanzar mi sueño, hubo muchas personas que directa o indirectamente me ayudaron a sobrellevar la situación y me motivaron durante esta jornada que indudablemente sin su apoyo nada hubiera sido posible. Tomando esto en consideración, quiero expresar un agradecimiento a mi familia, amigos, colegas y profesores.

En primer lugar, mi sincero agradecimiento a todos los profesores del programa de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, en especial al profesor José Luis Almazán por ser supervisor de mi actividad de graduación, quien me ayudó con los lineamientos necesarios para un excelente desarrollo de la misma. Aprecio mucho su trato amigable, su motivación y dedicación en cada revisión. Además, agradezco a la señora Elena Cornejo por el continuo soporte y apoyo durante todo el programa.

Agradezco a mis compañeros del magister, colegas y amigos por compartir sus ideas, experiencias, por hacer mi estadía más alegre llena de momentos y anécdotas increíbles. En especial, a Joha, Tati, Kari, Marcos y Paúl por el apoyo incondicional en todo momento.

Un agradecimiento al programa de becas KIZUNA de la Agencia de Cooperación Internacional por el apoyo financiero al ser becaria, y que a pesar de las difíciles condiciones por la pandemia del COVID-19 a nivel mundial, siempre tuve el apoyo económico.

Finalmente, el agradecimiento más importante va dirigido a mi familia, en especial a mi padre y a mi madre por su amor incondicional, por ser mi inspiración, por ser el soporte fundamental en mi vida y mostrarme que con esfuerzo, dedicación y entereza se pueden alcanzar los sueños.

INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE GENERAL	iv
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	2
1.2. Alcance y organización	3
2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS EN ECUADOR	4
2.1. Normativa de diseño y construcción en Ecuador	4
2.2. Sismo del 16 de abril de 2016 en Ecuador (S16A).....	5
2.3. Daños observados en el sismo S16A	6
2.3.1. Piso blando	7
2.3.2. Columna Corta.....	9
2.3.3. Columna débil viga fuerte.....	10
2.3.4. Falla a corte en columnas.....	11
2.3.5. Falla de la albañilería de relleno en el plano y fuera	12
3. FUNDAMENTO TEORICO.....	14
3.1. Métodos de modelación	14
3.1.1. Micro modelado.....	15
3.1.2. Macro modelado	15
3.2. Tipos de análisis	22
3.2.1. Análisis estático no lineal (AENL).....	22

3.3.	Modelos constitutivos de los materiales	26
3.3.1.	Modelo de Mander.....	26
3.3.2.	Modelo de Park y Paulay	27
3.3.3.	Albañilería.....	28
3.4.	Relación carga deformación de los elementos	28
3.5.	Definición del límite de deriva de entrepiso	31
4.	CASO DE ESTUDIO.....	34
4.1.	Descripción General	34
4.2.	Geometría y secciones de los elementos.....	36
4.3.	Materiales.....	40
4.4.	Estados de carga y combinaciones	44
4.4.1.	Carga gravitacional.....	44
4.4.2.	Combinaciones de carga	44
4.5.	Modelaciones.....	45
4.5.1.	Modelo 1	46
4.5.2.	Modelo 2	46
4.5.3.	Modelo 3	47
4.6.	Análisis Modal.....	49
4.6.1.	Modelo 1	50
4.6.2.	Modelo 2	51
4.6.3.	Modelo 3	53
4.6.4.	Comparación global.....	55
4.7.	Análisis dinámico elástico lineal (ADEL)	57
4.7.1.	Registro Sísmico.....	58
4.7.2.	Desplazamientos y drifts de entrepiso	61
4.7.3.	Corte de piso.....	67
4.8.	Análisis estático no lineal (AENL).....	70
4.8.1.	Patrón de carga	70
4.8.2.	Asignación de rótulas plásticas	72
4.8.3.	Elementos vigas y columnas	72
4.8.4.	Diagonales equivalentes de albañilería.....	77
4.8.5.	Resultados del AENL	79
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95

6.	BIBLIOGRAFÍA	97
----	--------------------	----

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 3-1. Factor de reducción R2	19
Tabla 3-2. Valores para el coeficiente k según (NEC-SE-DS, 2015).....	25
Tabla 3-3. Parámetros de modelación y criterios de aceptación para vigas. (ASCE/SEI, 2013)	30
Tabla 3-4. Parámetros de modelación y criterios de aceptación para columnas. (ASCE/SEI, 2013)	30
Tabla 3-5. Valores de deriva máxima (ΔM máximos), expresados como fracción de la altura de piso.	32
Tabla 3-6. Valores de deriva máxima de entrepiso Δmáx propuestos por FEMA-273 (1997)	32
Tabla 3-7. Valores de deriva máxima de entrepiso Δmáx propuestos por SEAOC-VISION (2000)	32
Tabla 3-8. Límite de derivas para albañilería de relleno propuesto por Ghobarah, A. (2004)	33
Tabla 4-1. Resumen del refuerzo en los elementos que conforman la estructura de estudio	37
Tabla 4-2. Resumen de propiedades de la estructura existente	40
Tabla 4-3. Resumen de las propiedades de la albañilería de relleno para materiales locales de Ecuador	42
Tabla 4-4. Resumen de las propiedades de materiales.....	43

Tabla 4-5. Cargas gravitacionales actuantes	44
Tabla 4-6. Cálculo del ancho equivalente w	49
Tabla 4-7. Resumen del porcentaje de participación de masa del Modelo 1	50
Tabla 4-8. Resultados del análisis modal del Modelo 1.....	51
Tabla 4-9. Resumen del porcentaje de participación de masa del Modelo 2	52
Tabla 4-10. Resultados del análisis modal del Modelo 2.....	53
Tabla 4-11. Resumen del porcentaje de participación de masa del Modelo 3	54
Tabla 4-12. Resultados del análisis modal del Modelo 3.....	55
Tabla 4-13. Análisis de resultados de los modos de vibración.....	57
Tabla 4-14. Parámetros para obtener el espectro elástico de aceleraciones según la NEC-15	58
Tabla 4-15. Parámetros para determinar la corte basal de diseño	70
Tabla 4-16. Cálculo del corte de diseño en la base Vb para ambas direcciones	71
Tabla 4-17. Distribución de carga lateral	71
Tabla 4-18. Propiedades geométricas de cada panel	78
Tabla 4-19. Cálculo de la resistencia a compresión y corte para cada panel de albañilería	79
Tabla 4-20. Casos estudiados en el AENL.....	79
Tabla 4-21. Capacidad, desplazamiento máximo alcanzado y rigidez inicial para caso 3 y 5	87

INDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura 2-1. Acelerogramas registrados del sismo S16A. Imagen tomada de PEER	6
Figura 2-2. Ejemplos de colapso por piso blando en S16A. Fotografías (Castañeda & Mieles, 2017)	8
Figura 2-3. Daño por columna corta en edificios de Portoviejo (Aguiar, 2016).....	9
Figura 2-4. Edificio con mecanismo de falla por columna débil-viga fuerte (Aguiar, 2016)	10
Figura 2-5. Ejemplos de falla o posible falla a corte en la cabeza de columna inducida por la albañilería	11
Figura 2-6. Falla de la albañilería en el plano. Edificio en Bahía de Caráquez luego del sismo S16A.....	12
Figura 2-7. Falla de albañilería fuera del plano. Edificio de Bahía de Caráquez luego del sismo S16A.....	13
Figura 3-1. Técnica de micro-modelación con elementos finitos. (Sattar et al., 2016)	15
Figura 3-2. Ancho efectivo w del puntal diagonal. (Crisafulli, Carr, & Park, 2000)	16
Figura 3-3. Puntal equivalente para considerar la albañilería de relleno. (Moretti, 2015) .	17
Figura 3-4. Definición del modelo con tres puntales. (Crisafulli et al. ,2000)	21
Figura 3-5. Patrones de carga lateral.....	24
Figura 3-6. Modelo de Mander para hormigón confinado y no confinado. (Mander et al., 1989)	27

Figura 3-7. Curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo.....	27
Figura 3-8. Relación momento curvatura y modelo propuesto por ASCE/SEI 41. (Aguiar et al, 2015).....	29
Figura 3-9. Rótulas plásticas y localización.....	31
Figura 3-10. Relación entre drift máximo y nivel de daño para la albañilería de relleno de FEMA-306.....	33
Figura 4-1. Ubicación del edificio caso de estudio: a) localización de estaciones cercanas al sitio de estudio; y b) localización de la edificación de estudio.	35
Figura 4-2. Vista global del edificio de estudio: a) vista frontal; y b) vista lateral	36
Figura 4-3. Configuración estructural: a) planta del piso 1; y b) Vista en elevación. Unidades en [m]	38
Figura 4-4. Configuración en planta del edificio: a) Planta tipo; b) Planta con mampostería. Unidades[m].....	39
Figura 4-5. Módulo de elasticidad en albañilería de relleno medido en varios estudios en Ecuador.....	42
Figura 4-6. Resistencia a la compresión en albañilería de relleno medida en varios estudios en Ecuador.....	43
Figura 4-7. Vista 3D del Modelo 1	46
Figura 4-8. Vista 3D del Modelo 2	47
Figura 4-9. Vista 3D del Modelo 3	49
Figura 4-10. Periodos de vibración de los 12 primeros modos.	56
Figura 4-11. Espectro sísmico de aceleraciones según NEC-15	58

Figura 4-12. Espectro elástico de aceleraciones según NEC-15	59
Figura 4-13. Espectro de pseudo-aceleraciones para los registros de las tres estaciones y NEC-15.....	60
Figura 4-14. Acelerograma Estación MNT Componente Norte (Dirección X)	61
Figura 4-15. Acelerograma Estación MNT Componente Este (Dirección Y)	61
Figura 4-16. Vista en 3D y en planta de los puntos de control.....	62
Figura 4-17. Desplazamientos de entrepiso para cada uno de los modelos desarrollados..	63
Figura 4-18. Drifts de entrepiso para cada uno de los modelos desarrollados	65
Figura 4-19. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P120 en la dirección X.....	66
Figura 4-20. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P120 en la dirección Y	66
Figura 4-21. Corte de Piso en las dos direcciones para el Modelo 1	67
Figura 4-22. Corte de Piso en las dos direcciones para el Modelo 2	67
Figura 4-23. Corte de Piso en las dos direcciones para el Modelo 1	68
Figura 4-24. Comparación del corte de piso en la dirección X para los tres modelos.....	69
Figura 4-25. Comparación del corte de piso en la dirección Y para los tres modelos.....	69
Figura 4-26. Patrón de carga triangular invertido en las dos direcciones	72
Figura 4-27. Diagrama de momento curvatura de la viga para flexión positiva	73
Figura 4-28. Diagrama de momento curvatura para flexión negativa	74
Figura 4-29. Diagrama momento curvatura para definir la rótula en SAP2000	74
Figura 4-30. Diagramas momento curvatura para distintas cargas axiales de la columna C1:50x70	75

Figura 4-31. Esquema diagrama momento curvatura para definir la rótula de columnas en SAP2000.....	75
Figura 4-32. Diagramas momento curvatura para definir las rótulas en SAP2000	76
Figura 4-33. Daño en albañilería concentrado en su mayoría en los primeros pisos.....	78
Figura 4-34. Asignación de rótulas en diagonales equivalentes albañilería, vigas y columnas elásticas.	80
Figura 4-35. Asignación de rótulas en diagonales equivalentes albañilería y vigas, columnas elásticas.	80
Figura 4-36. Asignación de rótulas en diagonales equivalentes de albañilería, vigas y columnas.....	81
Figura 4-37. Asignación de rótulas plásticas en vigas, columnas elásticas	81
Figura 4-38. Asignación de rótulas plásticas en vigas y columnas	82
Figura 4-39. Curvas de capacidad del Modelo 3 para caso 1 y 2. Dirección X	83
Figura 4-40. Curvas de capacidad del Modelo 3 para Caso 1 y 2. Dirección Y	84
Figura 4-41. Curvas de capacidad para el Caso 2 y el Caso 4. Dirección X.....	85
Figura 4-42. Curvas de capacidad para el Caso 2 y el Caso 4. Dirección Y.....	85
Figura 4-43. Curvas de capacidad para el Caso 3 y el Caso 5. Dirección X.....	86
Figura 4-44. Curvas de capacidad para el Caso 3 y el Caso 5. Dirección Y.....	87
Figura 4-45. Drifts de entrepiso para el último paso de carga del AENL para Modelos 1 y 3	88
Figura 4-46. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P10 en la dirección X.....	89
Figura 4-47. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P10 en la dirección Y.....	90

Figura 4-48. Mecanismo de falla para caso 3, último paso de carga. Dirección X	91
Figura 4-49. Mecanismo de falla para caso 3, último paso de carga. Dirección Y	91
Figura 4-50. Mecanismo de falla para pórtico sentido Y	92
Figura 4-51. Resultados en la rótula de la diagonal y de la columna más solicitada C2: 50x70	92
Figura 4-52. Mecanismo de falla para caso 5, último paso de carga. Dirección X	93
Figura 4-53. Mecanismo de falla para caso 5, último paso de carga. Dirección Y	93
Figura 4-54. Resultados de la rótula plástica para la columna más solicitada C2: 70x50 ..	94

RESUMEN

Después del fuerte sismo del 16 de abril de 2016 (S16A) ocurrido en Ecuador, se realizaron varios estudios de campo en las zonas más afectadas de la provincia de Manabí en la costa ecuatoriana, a partir de los cuales se obtuvo información del estado de varios edificios afectados por el terremoto en la ciudad de Bahía de Caráquez. Con base en los daños observados en estas estructuras, se apreció que la albañilería de relleno tuvo influencia en el comportamiento sísmico, favorable en algunos casos y negativa en otros. Por tanto, el principal objetivo de este estudio es evaluar el comportamiento sísmico para un caso de estudio de un edificio afectado por el terremoto y valorar la influencia de la albañilería de relleno en la respuesta sísmica de la estructura. Para ello, se consideran tres estrategias de modelación usando el software SAP2000, la primera se basa en el sistema de marcos sin relleno de albañilería, la segunda se añade los paneles de albañilería como elementos *shell*, y por último se modela cada panel de albañilería como una diagonal equivalente en compresión. Luego, se ejecuta un análisis modal para determinar las propiedades dinámicas y validar con los periodos medidos mediante vibración ambiental, posteriormente se lleva a cabo un análisis tiempo historia lineal elástico usando un acelerograma del sismo S16A para valorar las mayores diferencias entre los modelos en términos de drifts de entrepiso y corte de piso. Finalmente, se lleva a cabo un análisis estático no lineal del modelo sin relleno y del modelo con diagonales equivalentes, para determinar las curvas de capacidad.

Los resultados llevan a concluir que, tanto para el modelo sin relleno como el modelo con un puntal, puede verse comprometida la seguridad global de la estructura debido a que se presenta un mecanismo de colapso primero en columnas. Por otro lado, el efecto de la albañilería de relleno no es tan relevante en la capacidad sísmica global; sin embargo, la rigidez global del sistema aumentó y los drifts de entrepiso disminuyeron, pero la albañilería presentará gran daño.

ABSTRACT

After the strong earthquake on April, 2016 occurred in Ecuador, it was carried out several field studies around of the most affected areas in the coastal Ecuadorian province of Manabí, from which the information about the state of some affected buildings in the city of Bahía de Caraquez was obtained. In addition, based on the damage observed to the affected structures, it was noticed that the infill masonry had an effect on the seismic performance in a positive and negative way. Therefore, this study aims to assess the seismic behavior for a case study that was selected from the affected buildings, to evaluate the effect of infill masonry in the structure seismic response. For this, three numerical models are built using SAP2000 software, the first one is a bare frame, in the second one the masonry walls were modeled using shell elements, and the other by adopting the single strut model to represent the masonry wall panel. Likewise, a modal analysis is done in order to validate and calibrate the numerical model by comparing the numerical frequencies with those obtained from ambient vibration tests. Furthermore, linear elastic time history analysis is performed, using accelerograms from the S16A earthquake to determine the differences between the models in terms of inter-story drifts and inter-story shear forces. Finally, a non-linear static procedure is performed for both bare frame model and the infill masonry model represented by a single strut, then the pushover curves are obtained.

The results show that, by adopting either the bare model or the single-strut model, the safety of overall structure can be compromised due to the fact that a column-first collapse mechanism is presented. On the other hand, the effect of infills on the seismic performance is not relevant at all in the overall seismic resistance of the building, however the global stiffness increased and the inter-story drifts decreased, yet the infills exhibit an extensive damage.

1. INTRODUCCIÓN

Ecuador al estar localizado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, lo convierte en uno de los países que ha sufrido las consecuencias de varios sismos de origen tectónico debido al desplazamiento por efecto de subducción entre la placa de Nazca (Placa Oceánica) y la placa Sudamericana (Placa Continental). Ecuador tiene una historia sísmica con registro instrumental que data desde el año 1900, y entre los eventos más importantes existen sismos con magnitud superior a 7.0 (Mw), tal como: el sismo de 8.8 (Mw) de 1906 en el límite Ecuador-Colombia que es el más grande registrado en Ecuador y uno de los 10 más fuertes registrados en el mundo, el sismo de 7.8 (Mw) en Jama de mayo 1942, el de 7.6 (Mw) en Esmeraldas ocurrido enero de 1958, el sismo de 8.2 (Mw) Ecuador-Colombia registrado en diciembre 1979, otro de 7.2 (Mw) de Bahía en agosto 1998 y el de 7.8 (Mw) Pedernales en abril de 2016 (Aguilar, 2016). Por tanto, el historial sísmico en el país es de consideración y lo convierte en un país con un peligro sísmico alto.

En la práctica de la construcción ecuatoriana y de varios países de América Latina, es común encontrar marcos de hormigón armado con albañilería como elementos de relleno para fachadas y divisiones de espacios internos. En este sentido, la normativa en el Ecuador desde sus inicios no ha incluido como parte del sistema estructural a la albañilería, pues ha sido muy explícita al direccionar el diseño de las estructuras a sistemas de pórticos vacíos y que la mampostería o albañilería de relleno se considere únicamente como peso. Sin embargo, se conoce por la extensa investigación tanto teórica como experimental desarrollada para evaluar la influencia de la albañilería y la interacción con un marco de hormigón armado que, en algunos casos el comportamiento sísmico es favorable, mientras que en otros casos el efecto puede ser negativo (Crisafulli, 1997). Adicionalmente, en el caso de evaluación y diagnóstico de una estructura existente, es relevante tomar en cuenta la albañilería para el análisis ya que, si se requiere determinar las características de la estructura, la albañilería juega un papel importante debido al aporte de rigidez a la estructura (Crowley & Pinho, 2006). En consecuencia, ésta práctica puede resultar en una gran vulnerabilidad en las estructuras, pues existe un potencial peligro de que las estructuras presenten mecanismos no

deseados de colapso, ya que al tener una distribución de la albañilería irregular en planta y en elevación, podría generar patologías estructurales como pisos blandos, y columnas cortas para rellenos parciales (Pachano, 2018).

Tomando en cuenta el peligro sísmico elevado que tiene Ecuador, además de la vulnerabilidad que pueden presentar algunas estructuras debido a la presencia de mampostería de relleno, se ve la necesidad de estudiar el comportamiento sísmico para un caso de estudio de una estructura de marcos de hormigón armado que estuvo solicitada en el sismo S16A, tomando en consideración el efecto que puede tener la albañilería.

1.1. Objetivos

Este trabajo tiene como objetivo principal analizar el comportamiento sísmico de una estructura que estuvo solicitada en el sismo S16A en Ecuador, y la influencia los paneles de albañilería en esta edificación. Para alcanzar dicho objetivo, el desarrollo de este estudio tiene varias etapas que son:

- a) Revisar la fundamentación teórica para el desarrollo de la modelación de una estructura con mampostería de relleno.
- b) Calibrar un modelo de la estructura considerando la albañilería de relleno y sin relleno.
- c) Evaluar el efecto que tiene la albañilería en las propiedades dinámicas de la estructura mediante un análisis modal y tiempo historia lineal.
- d) Realizar un análisis estático no lineal de la estructura considerando la no linealidad de los materiales en los elementos vigas, columnas, y rótulas controladas por fuerza para las diagonales de los paños de albañilería de relleno, para así evaluar la capacidad de la estructura con y sin mampostería.

1.2. Alcance y organización

Este trabajo está organizado en cinco capítulos. La introducción, objetivos y alcance del estudio se presentan en el capítulo 1.

En el capítulo 2, una descripción general de la práctica de la construcción en Ecuador, el comportamiento sísmico de algunas edificaciones en el sismo del S16A y daños observados con varios ejemplos del efecto de la albañilería de relleno. Por último, se hace una breve descripción de la normativa para diseño sismorresistente en el Ecuador.

En el capítulo 3 se realiza una revisión bibliográfica para abordar el análisis y modelación de una estructura de hormigón armado considerando la albañilería de relleno. Luego, se definen las propiedades constitutivas de los materiales hormigón, acero de refuerzo y albañilería, las cuales se utilizan para los respectivos análisis.

En el capítulo 4 se expone el caso de estudio con una configuración en planta y elevación típica de una de las zonas afectadas por el sismo S16A. Primero, una descripción general, geometría, sección de los elementos, propiedades de los materiales medidas post terremoto. Seguidamente, se elabora tres estrategias de modelación, la primera se basa en el sistema de marcos sin albañilería (Modelo 1), como segunda opción se añade los paneles de albañilería como elementos *shell* (Modelo 2), y la otra es considerar una diagonal equivalente en compresión (*strut*) en cada panel de albañilería (Modelo 3). Se realiza un análisis modal, un análisis tiempo historia lineal elástico (THLE) y a partir de los resultados se evalúa la influencia del relleno. A continuación, se realiza un análisis estático no lineal (AENL) de los Modelos 1 y 3, y se determina las curvas de capacidad. Se modela en varias instancias para comprender en comportamiento sísmico en cada caso. Por último, se realiza las comparaciones entre los resultados obtenidos.

Finalmente, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones.

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS EN ECUADOR

En el presente capítulo se describe el comportamiento sísmico de las estructuras en el sismo S16A, la historia de la normativa para el diseño estructural en el país, y por último se aborda la influencia de la albañilería en las estructuras y los daños ocasionados.

2.1. Normativa de diseño y construcción en Ecuador

Se conoce que el primer código de construcción data del año 1951, elaborado luego del sismo de Ambato en 1949 (Medina, 2016), basándose el diseño en esfuerzos admisibles. En el año 1977, se elabora el Código de la Construcción (CEC-77) que ya considera en cierta medida la acción sísmica como parte de una condición de carga lateral con una distribución triangular (Quinde & Rea, 2018), código con el que fueron diseñadas una gran parte de edificaciones en la zona de Bahía de Caráquez. Para el año 2000, se hace una actualización de la normativa y se publica el CEC-2000, en el cual se incrementa la exigencia sísmica a considerar como carga lateral basado en la experiencia de sismos ocurridos hasta aquel entonces. Luego de los sismos del 2010 en Chile y Haití, el gobierno ecuatoriano pone en marcha la actualización del CEC2000 que se encontraba obsoleto, llegando la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 la cual está vigente en la actualidad. En todos los casos, la norma considera como sistema estructural resistente a la acción sísmica, el sistema de pórticos resistentes a momento vacíos y la albañilería se considera como no estructural, es decir no se toma en cuenta ni en el análisis ni diseño de la estructura.

El proceso de actualización de la norma se ha enfocado en el incremento del nivel de fuerza sísmica, manteniendo como sistema estructural principal resistente a fuerzas laterales los pórticos, basado en los principios básicos de dotar de suficiente ductilidad a los miembros estructurales, el corte de diseño por capacidad y exigiendo que se realice los chequeos en el diseño de conexión viga columna. Sin embargo, este sistema estructural puede ser susceptible de cambios en el comportamiento sísmico por la

presencia de la albañilería de relleno, la cual normalmente no se considera en el diseño (Medina, 2016), y muestra de ello son los daños observados luego del sismo S16A.

La NEC-15 presenta en uno de sus capítulos la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes, la cual se fundamenta en las normas extranjeras como: ASCE/SEI-31 (American Society of Civil Engineers), ASCE/SEI-41, FEMA 154, FEMA 274, FEMA 256 y FEMA 440. Para el análisis del caso de estudio se toma lineamientos de las normas mencionadas.

2.2. Sismo del 16 de abril de 2016 en Ecuador (S16A)

El 16 abril de 2016 se registró un sismo de 7.8 (Mw) entre las zonas de Cojimíes y Pedernales con epicentro a 21 km de profundidad, el cual tuvo gran repercusión en las provincias ubicadas en la costa ecuatoriana, siendo foco de mayor afectación las ciudades de Portoviejo, Pedernales, Manta y Bahía de Caráquez. El sismo provocó más de 650 muertes, serios daños en viviendas, hospitales, escuelas, y otra infraestructura; además, se estimó que se requiere para reconstrucción en tema de vivienda alrededor de 652.8 MM USD (Senplades, 2016). En efecto, el comportamiento sísmico de muchas edificaciones no fue el más adecuado, pues hubo colapso de estructuras debido a mecanismos no deseados como piso blando o columnas cortas, entre otros factores. Por consiguiente, se puede decir que el sismo puso en evidencia la vulnerabilidad que pueden presentar este tipo de edificaciones que cuentan con albañilería de relleno y la importancia de considerar su efecto en el comportamiento sísmico para evitar colapsos de estructuras, pérdida de recursos económicos y sobre todo evitar la pérdida de vidas humanas.

Bahía de Caráquez fue una de las ciudades con gran afectación luego de Portoviejo y Manta, además concentra una variedad de edificios residenciales y de uso vacacional, pues se ha caracterizado por ser una zona altamente turística y hotelera. En este sentido, luego del sismo S16A un grupo de ingenieros estuvo a cargo de la evaluación de varios edificios en Bahía de Caráquez, campaña a partir de la cual se recabó información

estructural del estado de los edificios post-terremoto. Por tanto, de la información disponible, se elige como caso de estudio en este trabajo un edificio con una configuración estructural en planta y elevación típica de la zona.

2.3. Daños observados en el sismo S16A

El sismo S16A fue registrado por varias estaciones, y de los acelerogramas disponibles se obtuvo la aceleración máxima en roca con sus siglas en inglés PGA (Peak Ground Acceleration), entre los que se puede destacar 0.38 g en Portoviejo, 0.52 g en Manta, 0.37 g en Chone, y el máximo de 1.4 g en Pedernales (Aguiar, 2016), siendo este último registrado en una de las estaciones más cercanas al epicentro del sismo, mientras que los otros tres se registraron en estaciones más bien próximas a la ubicación del caso que se tomará en estudio de Bahía de Caráquez. Estos valores de PGA muestran las zonas que estuvieron más solicitadas y potencialmente las que se serían más afectadas. Por tanto, a pesar de que no existe una estación en el sitio de la edificación de estudio, se puede utilizar los registros de las estaciones más cercanas. En la Figura 2-1 se presenta los registros de aceleraciones tomado de PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center).

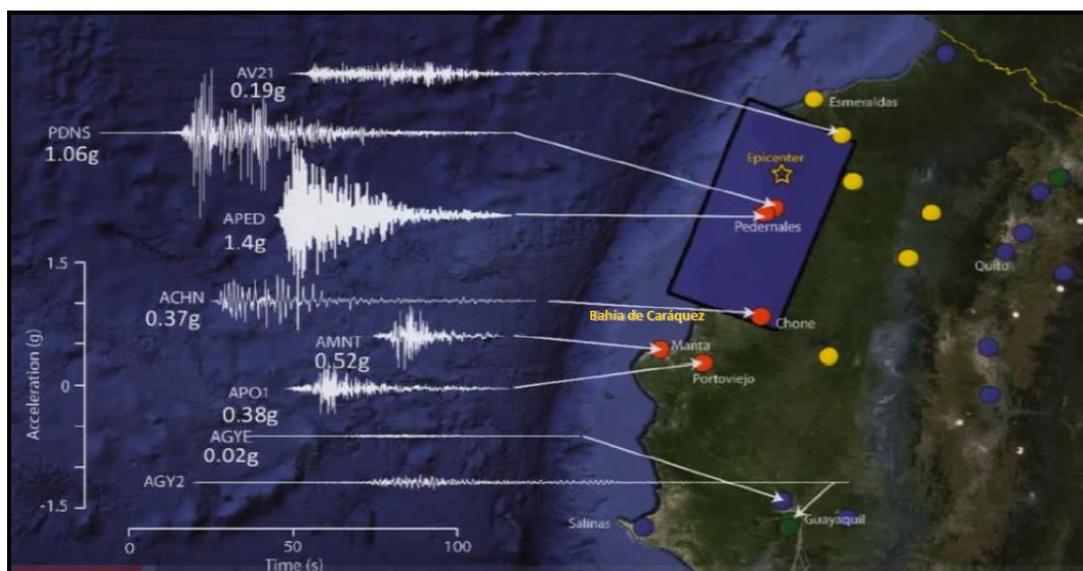


Figura 2-1. Acelerogramas registrados del sismo S16A. Imagen tomada de PEER

Como ya se mencionó, el sismo del S16A dejó a su paso gran afectación en las estructuras, cientos de ellas colapsadas, otras con daño permanente, lo que ocasionó cientos de muertes y pérdidas económicas. En este sentido, son diversas las razones que llevan al colapso a una estructura, las causas dependerán caso a caso; sin embargo, con base en la información y de estudios realizados post-terremoto, se presentan las fallas comunes observadas: a) piso blando, b) columna corta, c) columna débil viga fuerte, d) falla de la albañilería fuera del plano, entre otras (Aguilar, 2016).

2.3.1. Piso blando

Este mecanismo de falla es común en estructuras que presentan una repentina reducción de rigidez de piso a piso, siendo a nivel de planta baja o en un piso de entre medio para estructuras de múltiples pisos. En algunos casos se observa esta patología estructural debido a que existe comercios, estacionamientos, o ambientes sin tanta obstrucción ni mampostería, principalmente en los primeros pisos. Se puede considerar un piso blando cuando presenta una rigidez que es menor al 70% que el piso inmediato superior o es menor al 80% que el promedio de la rigidez de los tres pisos superiores (Dumarú, 2018). La NEC-SE-15, hace referencia como piso débil, si la resistencia de piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior. La resistencia del piso es la suma de la resistencia de los elementos que la componen, según la filosofía y sistema estructural de la norma, se refiere a las columnas que comparten el cortante del piso en cada dirección.

Ante la acción sísmica, en un sistema de pórticos con albañilería de relleno, es la albañilería la que inicialmente trabaja debido a que tiene gran rigidez en el plano, hasta que se agota, fisura o colapsa puesto que no fue diseñada con ningún fin estructural sino solo funcional. La demanda sísmica es mayor en los pisos inferiores y es ahí donde se presenta mayor daño en la albañilería que en pisos superiores, pues si se pierden paredes o no existen paredes en la planta baja, este piso es blando y débil al comparar con el bloque rígido que queda en la parte superior debido al menor daño en paredes

(Placencia, 2017). Por tanto, edificaciones que presentan estas características son probables de tener gran daño global ante sismos frecuentes y llegar a colapso en sismos fuertes. Este tipo de estructuras con distribución no uniforme de albañilería puede tener efectos negativos en comportamiento sísmico.

En la Figura 2-2 se presenta algunos ejemplos de este tipo de mecanismo de falla en algunos edificios luego del sismo S16A.



Figura 2-2. Ejemplos de colapso por piso blando en S16A. Fotografías (Castañeda & Mieles, 2017)

2.3.2. Columna Corta

Como se mencionó la estructura a diseñar dispuesta en las normas, es originalmente pensada en marcos con columnas de altura igual al entrepiso. Sin embargo, la presencia de la albañilería que se construye integradas a las columnas con una distribución irregular en altura debido a las aberturas por ventanales o funcionalidad hace que la estructura real inicial sea un pórtico con columnas cortas (Placencia, 2017).

Las columnas cortas presentan primero una falla frágil por cortante antes que dúctil por flexo-compresión (Aguiar, 2016), pues las solicitaciones a flexión en esas columnas que son bastante rígidas pueden aumentar grandemente y son mucho más críticas las solicitaciones por corte. El código ACI prescribe fórmulas para el diseño a corte de columnas con una relación largo-altura mayor a 4, pero para el caso de columnas cortas no es aplicable dichas fórmulas de querer diseñar columnas cortas (Placencia, 2017). Por otro lado, mientras más resistentes sean los paneles de albañilería, la posibilidad de formación de columnas cortas aumenta resultando en falla frágil de los elementos y posterior inestabilidad de estructura.

En la Figura 2-3 se presenta un caso de mecanismo de falla por columna corta de una estructura luego el sismo S16A.



Figura 2-3. Daño por columna corta en edificios de Portoviejo (Aguiar, 2016)

2.3.3. Columna débil viga fuerte

Es muy peligroso para la seguridad estructural si la viga es más fuerte que la columna, pues fallará primero el elemento vertical (Aguiar, 2016) y no existirá un mecanismo de agotamiento por flexión de las vigas. Este mecanismo de falla la NEC-SE-RE-15 presenta como una condición de inestabilidad, siendo las estructuras diseñadas hace más de 40 años las que pueden presentar este tipo de falla. Sin embargo, en los actuales edificios con albañilería de relleno también pueden presentar una posible falla por este mecanismo, debido a la presencia de la albañilería, pues en caso de sismo fuerte la albañilería es la que trabaja en un inicio y en los pisos inferiores al estar más solicitados se presenta más daño, mientras que en los pisos inmediatamente superiores queda sin tanto daño, lo que con lleva a que las vigas en conjunto con los antepechos o albañilería presenten mayor rigidez y resistencia momentánea que las columnas que perdieron la mampostería.

El grado de modificación en el comportamiento varía según la relación de rigidez de las paredes y la rigidez del marco, además depende si existe albañilería en el vano completo y si hay continuidad vertical de paredes en todos los pisos o existe en un piso y en otro no, de la calidad y resistencia de la albañilería y la conexión con el marco.

En la Figura 2-4 se presenta un ejemplo de este mecanismo de falla que se observó en un edificio luego del sismo S16A.



Figura 2-4. Edificio con mecanismo de falla por columna débil-viga fuerte (Aguiar, 2016)

2.3.4. Falla a corte en columnas

Es una de las fallas que también se pudo observar en ciertas estructuras luego del sismo S16A. La presencia de la albañilería dentro de un marco induce fuerzas de corte a los elementos columnas, provocando falla por corte en cabeza y pie de columnas. Existe mayor posibilidad de que se presente este tipo de fallas cuando el marco es más débil que la albañilería de relleno, donde el daño se concentra por lo general cerca de la conexión viga columna (Dumaru, 2018). Como se puede observar en la Figura 2-5, se presenta un ejemplo de potenciales fallas a corte en la columna debido a la presencia de la albañilería.

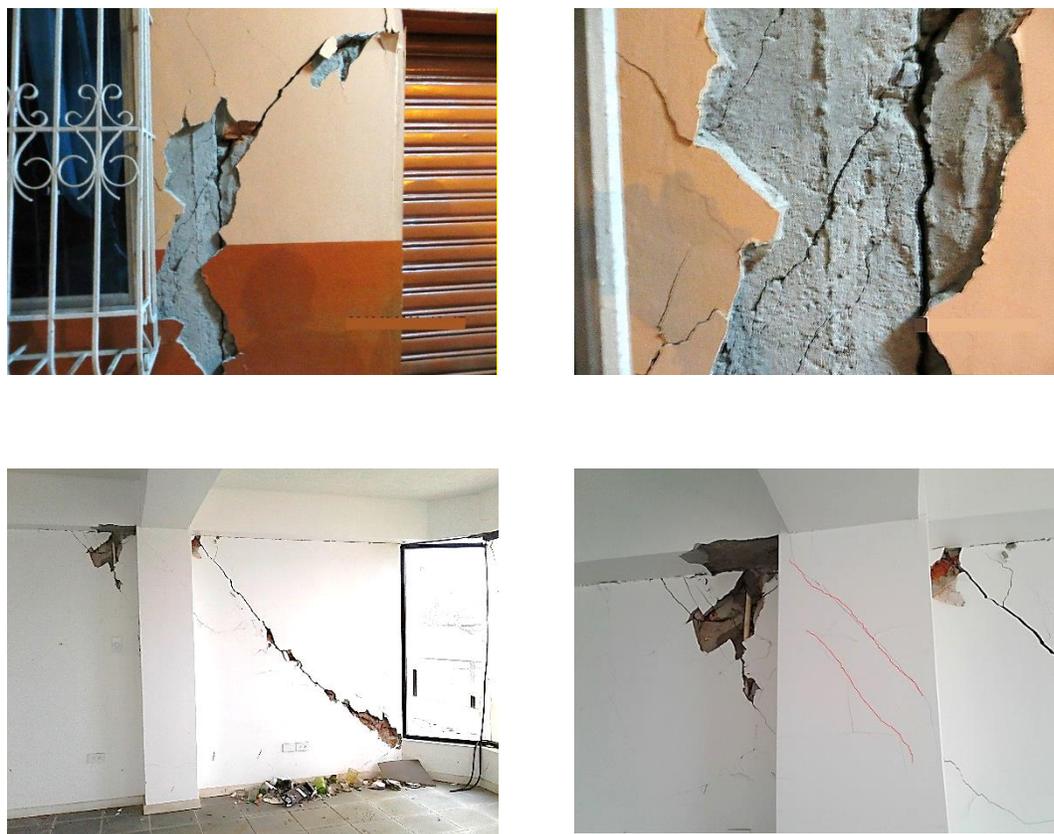


Figura 2-5. Ejemplos de falla o posible falla a corte en la cabeza de columna inducida por la albañilería

2.3.5. Falla de la albañilería de relleno en el plano y fuera

Investigaciones tanto experimentales como teóricas han puesto en manifiesto el comportamiento que pueden tener los marcos de hormigón armado con albañilería de relleno ante la acción sísmica. Muestran que la albañilería aporta gran rigidez en su plano, mientras que fuera del plano resultan ser elementos esbeltos que trabajan a flexión y los hace muy deformables (Pachano, 2018).

La falla en el plano se inicia con el desprendimiento y deslizamiento del panel de albañilería en la interfaz con el marco de hormigón, entonces el marco se deforma a flexión, mientras que el relleno se deforma principalmente a corte (Paulay & Priestley, 1992). Luego se forma una diagonal en compresión en el un sentido y a tensión en la dirección a los otros dos extremos donde se desprendió del marco. En la Figura 2-6 se presenta un ejemplo de la falla típica del panel relleno de albañilería.



Figura 2-6. Falla de la albañilería en el plano. Edificio en Bahía de Caráquez luego del sismo S16A

La falla de la albañilería fuera del plano se puede presentar debido a la combinación del agrietamiento del panel causado por las solicitaciones en el plano junto con las fuerzas inerciales en el sentido perpendicular (Pachano, 2018).

Con base en los resultados de experimentación (Pasca et al, 2017) muestra que el colapso fuera del plano está relacionado con las condiciones de borde, la esbeltez del

panel, las combinaciones de sollicitación en ambas direcciones y las aberturas, lo que los llevo a concluir que este mecanismo se presenta con más frecuencia en pisos inferiores a pesar de que las fuerzas inerciales son mayores en los pisos superiores. En la Figura 2-7 se presenta un ejemplo de la falla típica del panel relleno de albañilería fuera del plano en un edificio luego del sismo S16A.



Figura 2-7. Falla de albañilería fuera del plano. Edificio de Bahía de Caráquez luego del sismo S16A

Haciendo un revisión de los daños frecuentes que se encuentran en las estructuras solicitadas en un sismo, y específicamente de los daños observados en estructuras que estuvieron solicitadas por el sismo del 16 de abril del 2016 en Ecuador, se concluye que, para la realidad ecuatoriana se observa que el efecto de la albañilería al trabajar en conjunto con los marcos de hormigón armado, puede ser positivo por el aporte de rigidez inicial a la estructura, pero en otros casos puede ser negativo y generar mecanismos de falla no controlados como pisos blandos, columnas cortas, entre otros. Por tanto, es importante considerar en el análisis estructural el efecto de la albañilería, de manera que se pueda evaluar de adecuadamente el comportamiento sísmico y evitar los mecanismos de colapso no deseados, más aún en una estructura existente.

3. FUNDAMENTO TEORICO

En este capítulo, se hace una revisión de la metodología para la modelación matemática de un sistema de pórticos de hormigón armado considerando la albañilería de relleno. Se discute el tipo de análisis, uno de estos es el análisis estático no lineal que se ejecutará para encontrar la capacidad de la estructura, para ello se requiere definir los modelos constitutivos de los materiales. Por último, se presenta el límite de deriva de entrepiso que establecen algunas normativas para marcos de hormigón armado y se contrasta con varias propuestas para el límite de deriva al considerar la mampostería de relleno.

3.1. Métodos de modelación

En principio, la albañilería rigidiza localmente en ciertas zonas, lo cual puede llevar a la formación de efectos no considerados en el diseño, tal es el caso de piso blando, columna corta o torsión en planta. Debido a la variabilidad de los parámetros de la albañilería, la predicción del comportamiento ha sido compleja, pues la anisotropía de los materiales que la componen, el acabado que tiene en la interfaz albañilería y marco, y los diferentes modos de falla, hacen mayor la incertidumbre. Sin embargo, con base en las investigaciones experimentales y calibración de modelos matemáticos, en la actualidad se cuenta con varias técnicas para considerar la mampostería en el análisis estructural que permiten ir reduciendo la incertidumbre en cuanto al comportamiento.

Dependiendo del grado de precisión que se quiera incluir en la modelación, se tiene dos enfoques principales:

- a) Micro modelación
- b) Macro modelación

3.1.1. Micro modelado

El modelamiento mediante este enfoque se basa en la utilización de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés), considerando los detalles de cada una de las piezas que conforman el panel de albañilería, juntas de mortero y los efectos locales producidos. Es necesario considerar tres tipos de elementos en la modelación, debido a la composición que tiene la albañilería, primero el marco que define la estructura, segundo un elemento tipo área (*shell*) para el panel de albañilería, y finalmente elementos en la interfase para representar la interacción entre el marco y el panel (Figura 3-1). Este método representa de manera más realista los efectos locales de la albañilería, para lo cual se requiere mayor esfuerzo en definir o asumir los parámetros de modelación (Crisafulli, Carr, & Park, 2000). Este enfoque de análisis detallado, se encuentra fuera de los objetivos del presente trabajo.

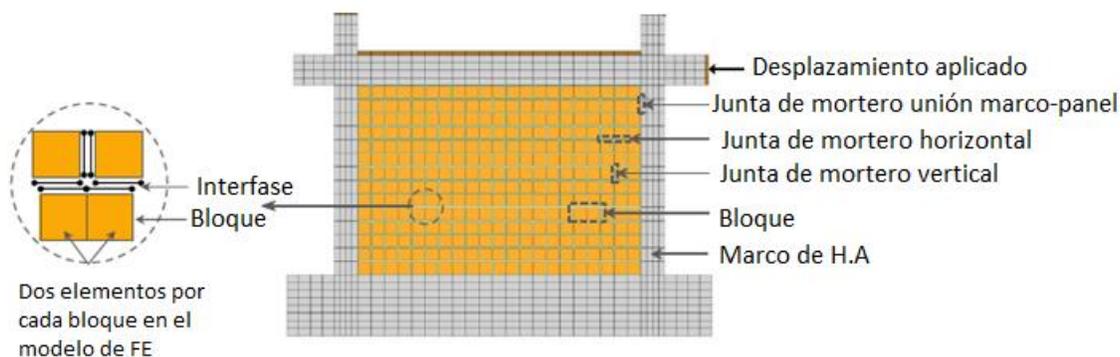


Figura 3-1. Técnica de micro-modelación con elementos finitos. (Sattar et al., 2016)

3.1.2. Macro modelado

Es un método más simplificado que permite representar el efecto de la albañilería en el comportamiento global del sistema ante cargas laterales. Este modelo que se basa en investigaciones tanto teóricas como experimentales en pruebas de laboratorio donde se ha observado que, ante el incremento de carga lateral el panel de albañilería se despegaba del marco de hormigón en los nudos opuestos en tanto que el esfuerzo axial de

compresión es de gran relevancia en las otras dos esquinas del panel que no se han despegado del marco (Fiore et al., 2016).

Fue Polyakov en 1956, quien concluye que el comportamiento de los marcos rellenos de albañilería cargados lateralmente se puede considerar equivalente a un puntal diagonal en compresión (Figura 3-2), según lo referido por (Crisafulli J. , 1997) y (Tarque et al., 2015).

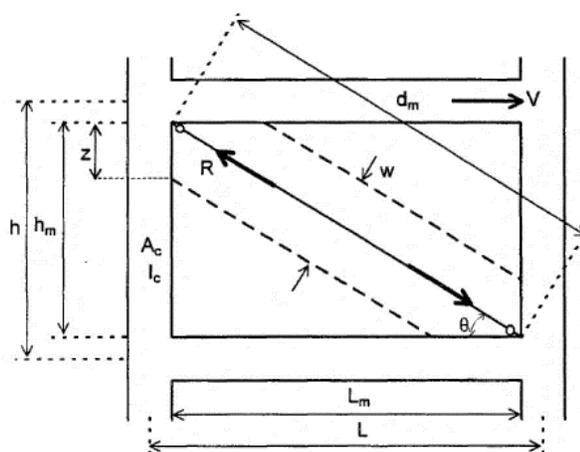


Figura 3-2. Ancho efectivo w del puntal diagonal. (Crisafulli, Carr, & Park, 2000)

El método del puntal (*strut*) equivalente se presenta como un procedimiento racional, el cual es aplicado ampliamente para la evaluación de estructuras de hormigón armado existentes (Karayannis et al., 2011; Moretti et al., 2013; Mulgund and Kulkarni, 2011). Incluso, uno de los códigos que ha tomado este método para el diseño de marcos rellenos de albañilería es (ASCE/SEI, 2013), por su simplicidad en la aplicación.

La más simple propuesta de modelamiento se define mediante el uso de un puntal con una resistencia únicamente a compresión, articulado en sus extremos y generalmente se asume que coincide en la intersección entre viga y columna (ver Figura 3-3). El puntal o diagonal queda definido por el espesor (t) que es igual al

ancho del panel de albañilería y por un ancho equivalente de la diagonal (w). El área de la diagonal se calcula con la siguiente expresión:

$$A_d = t \cdot w \quad (3.1)$$

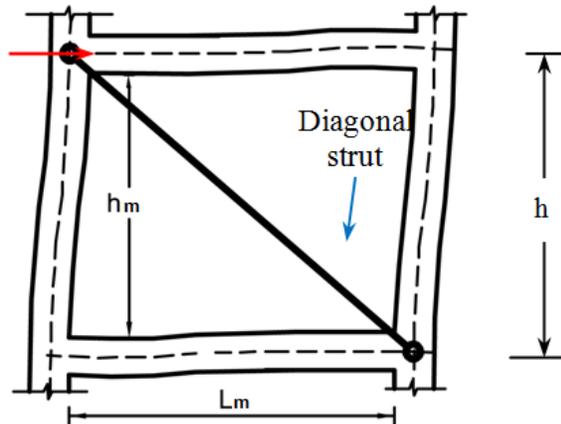


Figura 3-3. Puntal equivalente para considerar la albañilería de relleno. (Moretti, 2015)

Para un análisis elástico se requiere el área del puntal (A_d), la longitud del puntal diagonal (d_m) y el módulo de elasticidad de la albañilería de relleno (E_m), con lo cual se determina la rigidez del puntal diagonal según la expresión siguiente:

$$K_{puntal\ eq} = \frac{A_d E_m}{d_m} \quad (3.2)$$

El cálculo de la resistencia del puntal equivalente se basa en determinar la carga necesaria para alcanzar la resistencia a la compresión (R_{comp}) y al cortante o a la adherencia del relleno de albañilería (R_{cort}), siendo la componente de estas fuerzas orientada en la dirección de la diagonal, la resistencia del puntal (R_{puntal}) que se asigna a la rótula plástica (Carrillo & González, 2007). Con base a los estudios experimentales realizados por (Carrillo & González, 2007), la resistencia que gobierna en la diagonal equivalente viene dada por la siguiente expresión:

$$R_{puntal} = R_{comp} \leq \frac{R_{cort}}{\cos \theta_{puntal}} \quad (3.3)$$

La resistencia a compresión y corte del panel de albañilería, conocidas sus propiedades, se determinan con las siguientes expresiones.

$$R_{comp} = w t f' m \quad (3.4)$$

$$R_{cort} = A_{mv} f' v (R_1)_i (R_2)_i \quad (3.5)$$

$$A_{mv} = t L_m \quad (3.6)$$

$$R_1 = 0.6 \left(\frac{A_{aberturas}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{aberturas}}{A_{panel}} \right)^2 + 1 \quad (3.7)$$

$$A_{panel} = L_m h_m \quad (3.8)$$

Donde,

w : ancho del puntal equivalente

t : espesor efectivo del elemento para evaluar efectos de pandeo

$f' m$: resistencia nominal a la compresión de la mampostería

$f' v$: resistencia nominal a corte de la mampostería

A_{mv} : área neta de la sección transversal

L_m : longitud horizontal del panel de albañilería.

R_1, R_2 : factores de reducción debido a la presencia de aberturas y al daño del relleno respectivamente (Al- Chaar, 2002).

Haciendo referencia al factor de reducción debido al daño R_2 , (Al- Chaar, 2002) sugiere que se puede asumir diferentes valores dependiendo del nivel de daño que tengan los paneles de albañilería. En la Tabla 3-1 se presentan los factores de reducción recomendados. Se precisa que el factor puede tomar un valor de 1.0 cuando no existe daño.

Tabla 3-1. Factor de reducción R_2

Hw/t	<i>Daño moderado</i>	<i>Daño extensivo</i>
≤ 21	0.7	0.4
> 21	0	Se requiere una estrategia de reparación

Para determinar el ancho del puntal (w), diversas expresiones han sido propuestas por diferentes investigadores, el ancho (w) varía entre un tercio y un décimo de la longitud de la diagonal (Moretti, 2015). Algunas de las propuestas para determinar w , se presentan a continuación:

En 1961, Holmes basándose en experimentación propone una expresión para determinar el ancho del puntal diagonal (w), la cual es función de la longitud de la diagonal.

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (3.9)$$

Donde,

w : ancho equivalente del puntal diagonal

d_m : longitud del puntal diagonal

En 1966, Stafford Smith desarrolla un modelo de puntal donde define un parámetro λ , el cual representa la rigidez equivalente panel-marco, y el parámetro z para describir la longitud de contacto entre el relleno y la columna.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_d \text{sen}(2\theta)}{4 E_c I_c h_m}} \quad (3.10)$$

$$\frac{z}{h} = \frac{\pi}{2 \lambda h} \quad (3.11)$$

Donde:

λ : parámetro de rigidez equivalente del puntal diagonal

E_m : módulo de elasticidad de la albañilería

t_d : espesor de la albañilería

θ : ángulo que la tangente es la relación entre la altura y longitud del panel de albañilería

E_c : módulo de elasticidad del concreto

I_c : Inercia de la columna

h_m, L_m : altura del pórtico, altura y longitud del panel de albañilería

En 1971, Mainstone propone una expresión para determinar el ancho equivalente del puntal diagonal (w), la cual depende del parámetro de rigidez λ (3.10). Los códigos FEMA 306 en el año 1999 y el código ASCE (2007) han implemento la expresión de Mainstone:

$$w = 0.175 (\lambda h)^{-0.4} d_m \quad (3.12)$$

Donde:

h : altura de la columna que va de centro a centro de las vigas

λ : parámetro de rigidez equivalente del puntal diagonal

En 1992, Paulay y Priestley proponen una expresión simplificada (3.13) para determinar el ancho equivalente del puntal diagonal (w), el cual se considera adecuado para un diseño conservador. Además, sugieren que el periodo de vibración del marco con la diagonal equivalente se debería calcular de acuerdo a la rigidez luego de que se produce la separación entre el panel de albañilería y el marco (Moretti, 2015).

$$w = \frac{d_m}{4} \quad (3.13)$$

En 2000, Crisafulli señala que el macro-modelo utilizando un puntal equivalente tiene gran ventaja por su simplicidad y eficiencia computacional dando resultados adecuados. Sin embargo, para representar de mejor manera los esfuerzos de momento y corte en la estructura al considerar el efecto de la albañilería de manera local, presenta un modelo más preciso de tres puntales tal como se puede observar en la Figura 3-4. Parte de la misma expresión que utiliza Stafford Smith (1966) para definir la distancia de contacto entre el relleno y la columna (z). Los dos puntales adicionales se encuentran a una distancia de $z/2$ del puntal principal. El área de los puntales secundarios queda definida como el 25% de área del puntal principal, y el área del puntal principal es el 50% del área total.

$$z = \frac{\pi}{2 \lambda} h \quad (3.14)$$

$$A_{tot} = w t_d \quad (3.15)$$

$$A_{princ} = \frac{A_{tot}}{2}; A_{sec} = \frac{A_{tot}}{4} \quad (3.16)$$

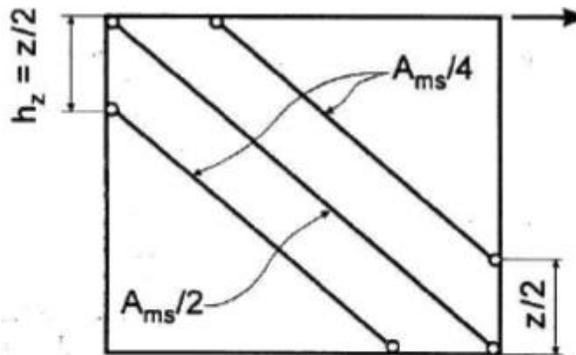


Figura 3-4. Definición del modelo con tres puntales. (Crisafulli et al. ,2000)

Las expresiones arriba mencionadas para determinar el ancho del puntal diagonal (w), han sido obtenidas mediante ensayos de pórticos rellenos de albañilería, las cuales se

aceptan como validas si no existe conectores entre el panel de relleno y el pórtico (Moretti, 2015).

En conclusión, al ser un procedimiento bastante razonable y de fácil implementación para el análisis del comportamiento global, se decide aplicar esta metodología en la modelación de la estructura que se tomará como caso de estudio para evaluar los efectos de la albañilería en la respuesta sísmica.

3.2. Tipos de análisis

Un análisis lineal permite evaluar la respuesta de la estructura en el rango elástico y sus las propiedades dinámicas, por tanto, antes de realizar un análisis no lineal, se realiza en principio un análisis modal y luego un análisis tiempo historia lineal (THL) para evaluar la respuesta en drifts y corte de piso.

Un análisis no lineal permite determinar la respuesta de un sistema estructural y ayuda a entender como la estructura realmente se va a comportar, identificando los modos de falla progresivamente hasta el colapso. Existen varios métodos para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura, entre los más utilizados están: el análisis estático no lineal (AENL) y el análisis dinámico no lineal (ADNL). El ADNL puede ser considerado un acercamiento más real al comportamiento de la estructura, ya que se la somete a uno o varios registros reales o artificiales de aceleración; sin embargo, el costo computacional es alto y la interpretación de resultados no es tan sencilla (Dumaru, 2018). Por tanto, se elige realizar un AENL al ser un método ampliamente utilizado por su simplicidad y eficiencia, el cual arroja resultados aceptables de la capacidad de la estructura.

3.2.1. Análisis estático no lineal (AENL)

El AENL o *pushover* es un método que permite estimar la fuerza, deformación de una estructura e identificar los diferentes niveles de desempeño de la estructura como es la

secuencia de agrietamiento, fluencia, post-fluencia y falla de los elementos estructurales y no estructurales correspondiente al límite de deformación de acuerdo al tipo de elemento y constitutiva del material utilizados (Medina, 2016). El parámetro para evaluar el desempeño de una estructura puede ser: el desplazamiento de techo, drift de entrepiso global, la deformación tanto en elementos estructurales como no estructurales o fuerzas en los elementos (Dumaru, 2018). La principal consideración al evaluar la respuesta estructural mediante un AENL es asumir un sistema equivalente de un grado de libertad (SGDL).

El AENL consiste en la aplicación incremental monotónica de un patrón de cargas laterales hasta cierto desplazamiento objetivo, proceso mediante el cual se puede estimar la capacidad de la estructura a través del equilibrio estático utilizando procesos iterativos para este efecto. Como resultado, se obtiene la curva de capacidad que consiste en una gráfica donde se plotea en el eje de las ordenadas el corte en la base de la estructura V_{base} y en las abscisas el parámetro de evaluación sea desplazamiento de techo δ_{techo} o drift de entrepiso global.

Existen varias formas de distribución del patrón de carga lateral, puede ser una carga distribuida uniforme, una carga triangular invertida o adoptar la forma del modo fundamental en cada dirección (Figura 3-5). La elección del patrón de carga depende de las características dinámicas de la estructura. En (FEMA 306, 2000) se menciona que, si supera el 75% de participación modal de la masa asociada al modo fundamental, se puede adoptar una distribución de carga de acuerdo al cortante de piso V_{ix} calculado del análisis estático, o en su defecto se puede asumir la forma del modo fundamental en cada dirección.

No existe un solo patrón de carga aceptado, ya que no se lograría captar la respuesta dinámica de cualquier sistema. En los códigos como (FEMA 306, 2000) o el Europeo (EC8), recomiendan utilizar al menos dos patrones de carga para evaluar la respuesta

de una estructura. Entonces, para el caso de estudio se considera dos patrones de carga lateral, los cuales son:

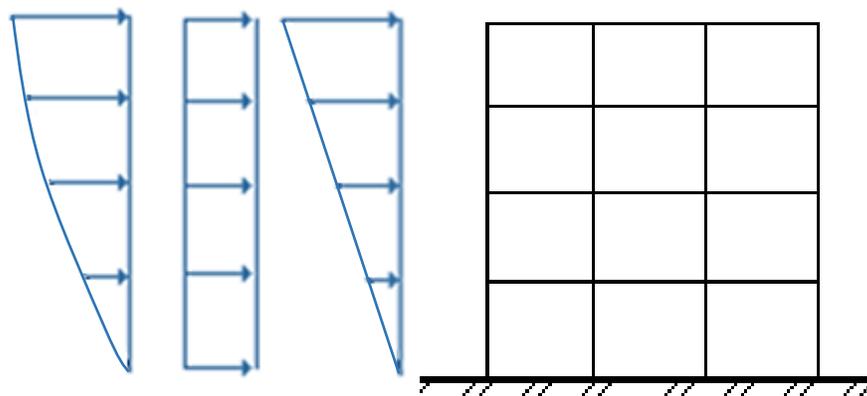


Figura 3-5. Patrones de carga lateral.

1. Distribución de carga debido a la forma modal asociada al modo fundamental en cada dirección.

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \quad (3.17)$$

2. Distribución de carga lateral recomendada por la (NEC-SE-DS, 2015), la cual se asemeja a una distribución triangular invertida lineal, y se determina con la siguiente expresión:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V_b \quad (3.18)$$

Donde:

V_b : Cortante total en la base de la estructura

V_x : Cortante total en el piso x de la estructura

F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n : Número de pisos

w_x : Peso del nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

w_i : Peso del nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x : Altura de piso i de la estructura

h_i : Altura del piso i de la estructura

k : coeficiente relacionado con el periodo de vibración T de la estructura, ver Tabla

3-2

Tabla 3-2. Valores para el coeficiente k según (NEC-SE-DS, 2015)

<i>Valores de $T[s]$</i>	<i>k</i>
< 0.5	1.0
$0.5 < T < 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2.0

El corte basal de diseño total se determina según la expresión:

$$V_b = \frac{I S_a(T_a) W}{R \phi_e \phi_p} \quad (3.19)$$

Donde:

V_b : Cortante basal total de diseño

I : factor de importancia de acuerdo al uso de la estructura

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleraciones

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

T_a : Periodo de vibración

W : Carga sísmica reactiva

$\phi_e \phi_p$: Coeficientes de irregularidad en elevación y en planta.

3.3. Modelos constitutivos de los materiales

En el presente apartado se realiza una descripción de los modelos constitutivos a ser considerados en el análisis no lineal. Se utiliza el modelo de Mander para hormigón confinado en los elementos columnas y vigas, el modelo de Park y Paulay para el acero de refuerzo, modelos que serán empleados en las curvas esfuerzo deformación. Por último, se define ciertas consideraciones a tomar en cuenta para la albañilería.

Existen diferentes modelos constitutivos para los distintos materiales, los modelos que se plantean para este estudio se basan en su amplia utilización; sin embargo, se pueden utilizar otros métodos siempre y cuando sean adecuados para las diferentes condiciones de los materiales.

3.3.1. Modelo de Mander

Es un modelo que se utiliza en elementos de hormigón armado, el cual considera el grado de confinamiento de la sección. Está definido por una curva continua, la cual considera el incremento de capacidad de deformación del hormigón, y debido al confinamiento de la sección la resistencia última a compresión aumenta. En la Figura 3-6 se presenta la curva esfuerzo deformación para hormigón confinado y no confinado.

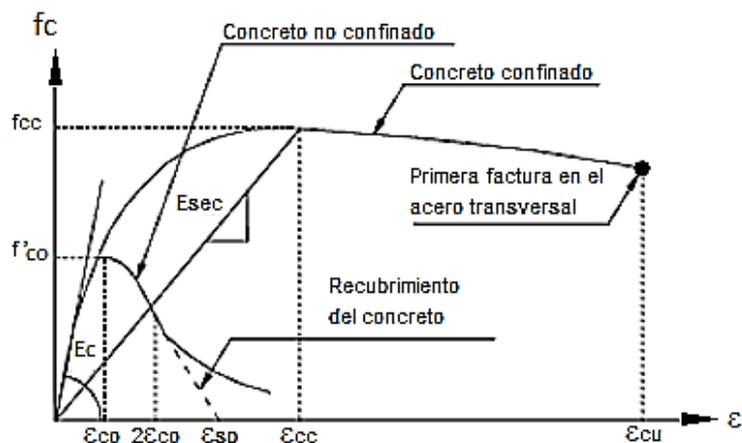


Figura 3-6. Modelo de Mander para hormigón confinado y no confinado. (Mander et al., 1989)

3.3.2. Modelo de Park y Paulay

El modelo constitutivo que se empleará para el acero de refuerzo es el propuesto por Park y Paulay. La principal cualidad de este material radica en su gran resistencia a la tracción, razón lo por la cual se utiliza como refuerzo en elementos de hormigón armado. En este modelo se puede distinguir tres zonas, la parte elástica, luego una rama definida de post fluencia y finalmente una rama que considera el endurecimiento por deformación, tal como se puede observar en la Figura 3-7. Basándose en experimentación, se ha comprobado que este modelo se aproxima bastante bien a los resultados obtenidos de ensayos.

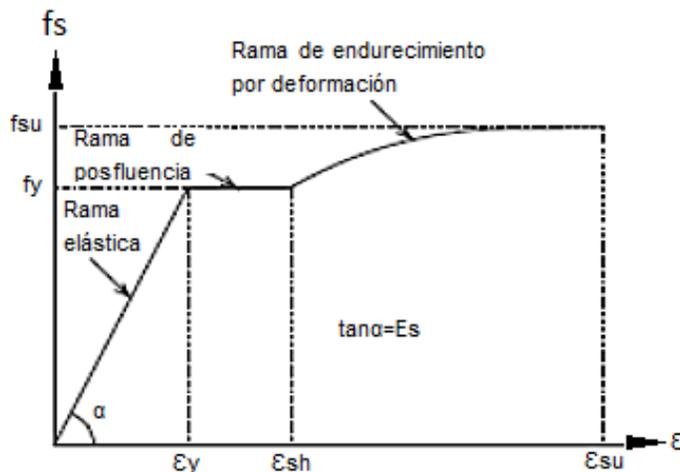


Figura 3-7. Curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo.

3.3.3. Albañilería

Para el caso de la albañilería, la curva esfuerzo deformación se puede considerar similar a la definida para el hormigón simple. La fuerza de compresión máxima típicamente se alcanza para valores de deformación menores a los que se tiene en hormigón no confinado (Priestley , Calvi, & Kowalsky, 2007).

Con base en estudios experimentales realizados por varios investigadores, entre ellos (Crisafulli J. , 1997) menciona que la deformación unitaria a la falla y última en la albañilería indica valores entre 0.002 a 0.004, y entre 0.003 a 0.006, respectivamente. (Paulay & Priestley, 1992) considera valores entre 0.0025 a 0.003, respectivamente. (Hendry et al, 2003) en su estudio determina que la deformación unitaria a la falla toma un valor de 0.0028.

3.4. Relación carga deformación de los elementos

La definición de la rótula plástica es uno de los parámetros relevantes para un análisis no lineal, por lo que es necesario conocer la capacidad de los elementos que conforman la estructura. En función del comportamiento de los materiales definido en el apartado anterior, se puede elaborar los diagramas momento-curvatura de los elementos vigas y columnas en las zonas donde se espera formación de rótulas plásticas, y de esta manera conocer la capacidad global de la estructura (Medina, 2016).

El ASCE/SEI 41, normativa que presenta lineamientos para el análisis de estructuras existentes, proporciona tablas que permiten obtener las relaciones momento rotación, valores que han sido respaldados por investigaciones teórico y experimentales, además los criterios de aceptación para cada caso. Los criterios de aceptación en la definición de las rótulas plásticas en vigas y columnas, se adoptan los propuestos en la tabla 10-7 y 10-8 (ASCE/SEI 41-13), respectivamente.

El diagrama característico de momento curvatura se muestra en la Figura 3-8a, donde se observa que presenta tres zonas: la zona elástica donde la rigidez a flexión se puede calcular mediante las propiedades de la sección gruesa (EI_g), la zona de post-fluencia (plástica) donde la rigidez a flexión está dada por las propiedades de la sección efectiva (EI_e), y por último la zona residual. En este contexto, el modelo propuesto por ASCE/SEI 41 presenta un esquema como el que se muestra en la Figura 3-8b y su nomenclatura para determinar las relaciones momento rotación. En el eje de las abscisas se tiene el giro (θ) o desplazamiento (Δ) y en el eje de las ordenadas la relación Q/Q_y que representa la relación M/M_y para el caso de flexión. El punto B representa el punto de fluencia donde $M = M_y$, por tanto, la relación Q/Q_y es igual a 1.0 asociado a la rotación Q_y . Para encontrar los puntos C, D, E, se hace mediante los parámetros a, b, c tabulados para elementos de hormigón armado y acero.

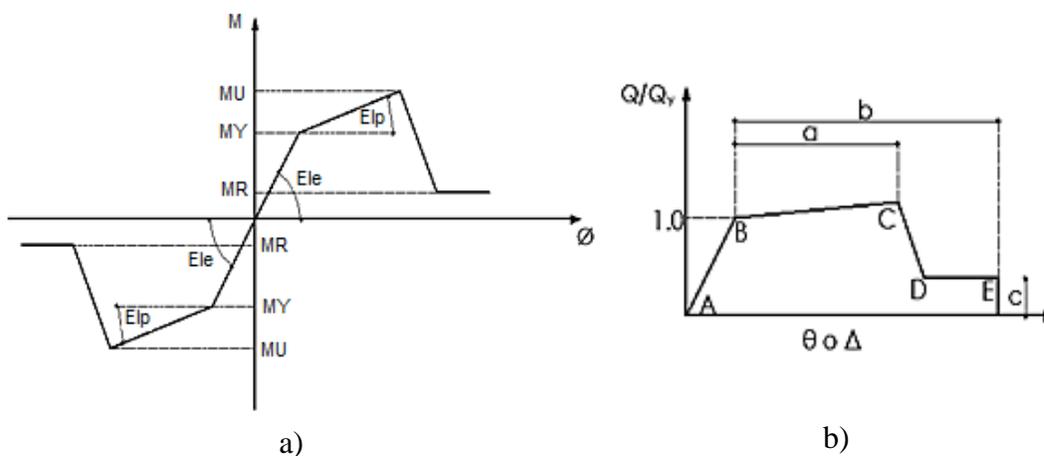


Figura 3-8. Relación momento curvatura y modelo propuesto por ASCE/SEI 41. (Aguilar et al, 2015)

En la Tabla 3-3 se indican los factores definidos para el diagrama momento rotación para el caso las vigas de hormigón armado, donde se presentan algunas variables como la cuantía del acero en tracción (ρ), cuantía del acero en compresión (ρ'), la cuantía balanceada (ρ_b), el cortante (V), el ancho del elemento (b_w), el peralte efectivo (d), y la resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$).

Tabla 3-3. Parámetros de modelación y criterios de aceptación para vigas. (ASCE/SEI, 2013)

Conditions			Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
						IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{na}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Para el caso de columnas, los parámetros de modelación y criterios de aceptación se presentan en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4. Parámetros de modelación y criterios de aceptación para columnas. (ASCE/SEI, 2013)

Conditions			Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
						IO	LS	CP
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$ ^c	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Para el caso de la albañilería, en función de la rigidez y resistencia del puntal diagonal equivalente, se asigna una rótula plástica que represente la carga axial, donde se espera un comportamiento de ductilidad limitada con falla frágil y gobernado por fuerza.

En general, la localización y tipo de rótulas plásticas que se requieren para la modelación de una estructura de hormigón armado con mampostería de relleno, tiene un esquema como el que se muestra en la Figura 3-9.

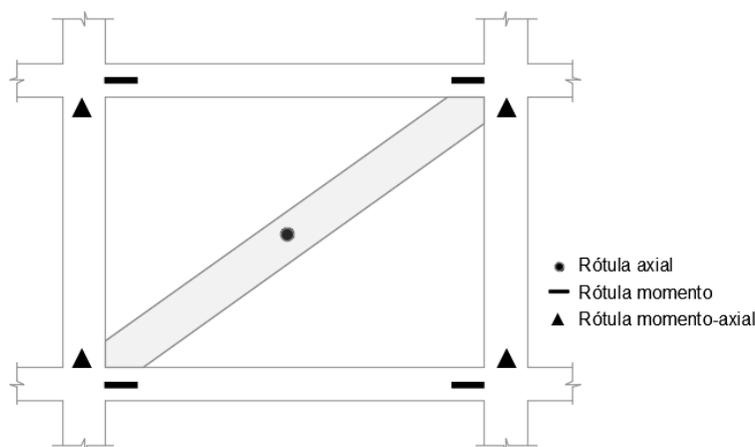


Figura 3-9. Rótulas plásticas y localización

3.5. Definición del límite de deriva de entrepiso

La deriva (drift) de entrepiso es la relación entre el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo y la altura de entrepiso, medido en una misma alineación vertical de la estructura (NEC-SE-DS, 2015). Las derivas están relacionadas con el nivel de daño esperado en la estructura, sea este agrietamiento, fluencia y colapso. En el diseño de una edificación nueva, la NEC-15 especifica que la estructura deberá presentar derivas de piso menores a las permisibles mostradas en la Tabla 3-5. Se observa que la norma considera una deriva límite del 2% para estructuras de pórticos sin albañilería.

Tabla 3-5. Valores de deriva máxima (Δ_M máximos), expresados como fracción de la altura de piso.

<i>Estructuras en</i>	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De albañilería	0.01

Para definir los estados límite de desempeño en estructuras de hormigón armado, han sido propuestos límites de derivas en varios códigos internacionales como: FEMA-273 (1997), SEAOC-VISION (2000). En la Tabla 3-6 se presentan las derivas máximas de entrepiso propuestas por FEMA-273 para los diferentes niveles de desempeño sísmico para una estructura de marcos sin albañilería, y en la Tabla 3-7 los límites propuestos por SEAOC-VISION (2000).

Tabla 3-6. Valores de deriva máxima de entrepiso $\Delta_{m\acute{a}x}$ propuestos por FEMA-273 (1997)

$\Delta_{m\acute{a}x}$ [%]	<i>Niveles de Desempeño Estructural</i>		
	<i>Prevención de Colapso</i>	<i>Seguridad de Vida</i>	<i>Ocupación Inmediata</i>
	>4%	1-2%	1%

Tabla 3-7. Valores de deriva máxima de entrepiso $\Delta_{m\acute{a}x}$ propuestos por SEAOC-VISION (2000)

$\Delta_{m\acute{a}x}$ [%]	<i>Niveles de Desempeño Estructural</i>			
	<i>Completamente</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad de</i>	<i>Cerca al</i>
	<i>Operacional</i>		<i>Vida</i>	<i>Colapso</i>
	1	2	2	4

Tanto FEMA-273, SEAOC-VISION (2000), cuanto la NEC-15 proponen los límites para estructuras sin considerar la albañilería de relleno; sin embargo, el presente estudio se enfoca en el análisis de la estructura considerando el efecto de la albañilería de relleno, por tanto, no es del todo aplicable los lineamientos de los códigos que presentan límite de drifts para edificios de pórticos, pero es necesario hacer referencia a estos límites pues también se modelará la estructura sin mampostería.

En contraste, Rossetto, et al. (2003), Ghobarah, A. (2004) recomiendan un valor convencional y conservador para el límite de deriva de entrepiso en pórticos rellenos de albañilería para el nivel de colapso de 1%, entre otros niveles como se observa en la Tabla 3-8. Otros estudios, basados en resultados experimentales para pórticos de hormigón con albañilería de relleno débil y esbelta, por ejemplo (Calvi et al., 2001) y (Hak et al., 2013), recomiendan el 1% como límites de deriva de entrepiso para el nivel de colapso.

Tabla 3-8. Límite de derivas para albañilería de relleno propuesto por Ghobarah, A. (2004)

<i>Niveles de daño en albañilería y drift asociado</i>			
Δ_M [%]	<i>Sin daño</i>	<i>Daño irreparable</i>	<i>Colapso</i>
	< 0.1 %	> 0.5 %	> 1%

Otros códigos como FEMA-306 y FEMA-307 hacen referencia a valores de límite de deriva para albañilería de 1.5% y para el inicio de la fisuración de la diagonal de 0.25%, lo cual se esquematiza en la Figura 3-10.

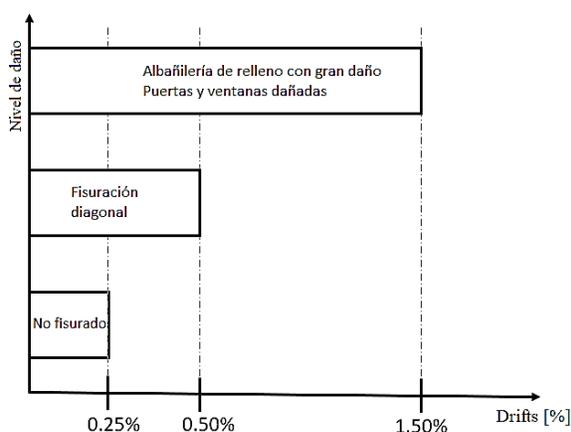


Figura 3-10. Relación entre drift máximo y nivel de daño para la albañilería de relleno de FEMA-306

En consecuencia, para el presente estudio se propone contrastar las derivas de entrepiso obtenidas de la estrategia de modelación con mampostería con los límites de FEMA-306, mientras que para el modelo sin albañilería lo establecido en la NEC-15.

4. CASO DE ESTUDIO

En la presente sección, se realiza el análisis lineal y no lineal de un edificio afectado por el S16A que se toma como caso de estudio, para ello, se definen las propiedades geométricas, mecánicas y cargas actuantes. Luego, se procede con las simulaciones de los modelos planteados, y finalmente se discuten los resultados obtenidos.

El caso de estudio que se presenta en este trabajo fue tomado de la información disponible de la evaluación estructural realizada a 23 edificios afectados por el terremoto del 16 de abril del 2016 en la ciudad de Bahía de Caráquez, provincia de Manabí en Ecuador (Paredes P. , 2017). Los trabajos de la evaluación se presentaron en el congreso de Ingeniería Sísmica, Estructural y Geotécnica en abril de 2017. En su mayoría son edificios de uso residencial y vacacional, la altura predominante de los edificios evaluados es 10 pisos, y la configuración en planta y elevación varía caso a caso. Por tanto, al contar con tan valiosa información de estructuras evaluadas post-terremoto, se selecciona un edificio tipo para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura existente y se considera la albañilería de relleno parte del análisis.

4.1. Descripción General

La estructura caso de estudio se encuentra ubicado en el sur-este de la ciudad de Bahía de Caráquez, en la calle Montúfar entre Estrada y Marañón (Figura 4-1b).

La ciudad de Bahía de Caráquez no cuenta con una estación sismológica y de ser necesario definir acelerogramas para el análisis, se tomará como referencia las estaciones más cercanas al lugar de emplazamiento de la estructura, es decir las estaciones MNT, APO, y CHN, como se puede observar en la Figura 4-1a.

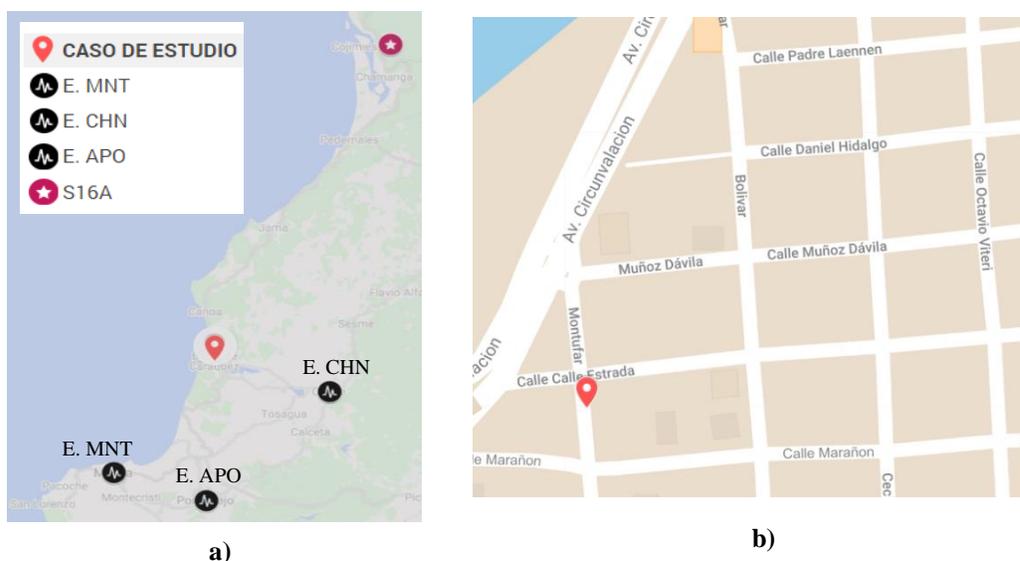


Figura 4-1. Ubicación del edificio caso de estudio: a) localización de estaciones cercanas al sitio de estudio; y b) localización de la edificación de estudio.

La construcción de este edificio data de los años 1993-1994. Es un edificio destinado a uso residencial vacacional, tiene 10 pisos distribuidos como siguen: el piso 1 está destinado a estacionamientos y bodegas, el piso 2 cuenta con área social y dos departamentos, el resto de pisos tiene dos departamentos por planta, y finalmente hay una losa de cubierta. El sistema estructural es de pórticos de hormigón armado y como ya se ha mencionado, la gran mayoría de las edificaciones cuenta con albañilería de relleno de bloque de concreto hecho con agregado de pómez de 15 cm.

El edificio estuvo solicitado en los sismos de Bahía de 7.2(Mw) en 1998 y el de Pedernales de 7.8 (Mw) del 16 de abril de 2016, dejando como consecuencia de este último sismo daños en la tabiquería, concentrando la mayor parte de daño en los primeros pisos. Según la información recabada luego del terremoto, hubo daño localizado en elementos estructurales. Para la calibración del modelo, se considera la

albañilería que tuvo daño moderado o ningún daño, no se consideró la mampostería colapsada y la que no está conectada directamente a los elementos estructurales.

En la Figura 4-2 se presenta una vista global del edificio tomado como caso de estudio. Se puede evidenciar que la mampostería de la vista lateral tiene afectación en los primeros cinco pisos y en los pisos superiores no se observa mayor daño.



Figura 4-2. Vista global del edificio de estudio: a) vista frontal; y b) vista lateral

4.2. Geometría y secciones de los elementos

El edificio presenta una configuración en planta rectangular uniforme para todos los pisos, a excepción del piso 1 que ocupa mayor área. Cuenta con dos ejes resistentes en el sentido transversal, mientras que en el sentido longitudinal de la estructura tiene

6 ejes resistentes. La altura de entrepiso es 3.25 m para el nivel 1 y 2.88 m para los siguientes niveles (Figura 4-3 b).

Las columnas C1 son rectangulares de 50 x 70 cm y están en los ejes 3, 4, 7 y 8; las C2 de los ejes 5A y 6A son de 70 x 50 cm; y las C3 en los ejes 5B y 6B de 150 x 25 cm. Las columnas C0 de los ejes 1, 2 son cuadradas de 35 cm y están sólo en el piso 1 (Figura 4-3a). Todas las vigas son de 30 cm de ancho y 50 cm de alto. La losa es alivianada de espesor 30 cm (Aliviamientos 40-10-40) en todos los niveles de piso equivalente a una losa maciza de 21.5 cm.

En la Figura 4-3a se presenta la planta del piso 1 y en la Figura 4-3b se presenta la vista en elevación. En la Figura 4-4a se presenta una planta tipo de los pisos superiores del edificio y en la Figura 4-4b se muestra la distribución típica de albañilería, a excepción del piso 1 que no tiene albañilería debido a que es lugar de estacionamientos.

El detalle del refuerzo que tiene cada elemento estructural, se presenta en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Resumen del refuerzo en los elementos que conforman la estructura de estudio

<i>Elementos</i>	<i>Identificación</i>	<i>Sección [cm]</i>	<i>As. Long.</i>	<i>Estribos</i>
Vigas	Viga tipo	30 x 50	As_sup: 5 ϕ 25 mm As_inf: 4 ϕ 25 mm	1 E ϕ 10 @ 12 cm
Columnas	C0	35 x 35	8 ϕ 18 mm	2 E ϕ 10 @ 10 cm
	C1	50 x 70	14 ϕ 25 mm	3 E ϕ 10 @ 10 cm
	C2	70 x 50	14 ϕ 25 mm	3 E ϕ 10 @ 10 cm
	C3	150 x 25	10 ϕ 25 mm + 8 ϕ 18 mm	2 E ϕ 10 @ 10 cm + 2 E ϕ 10 @ 20 cm + 2 Gr ϕ 10 @ 20 cm

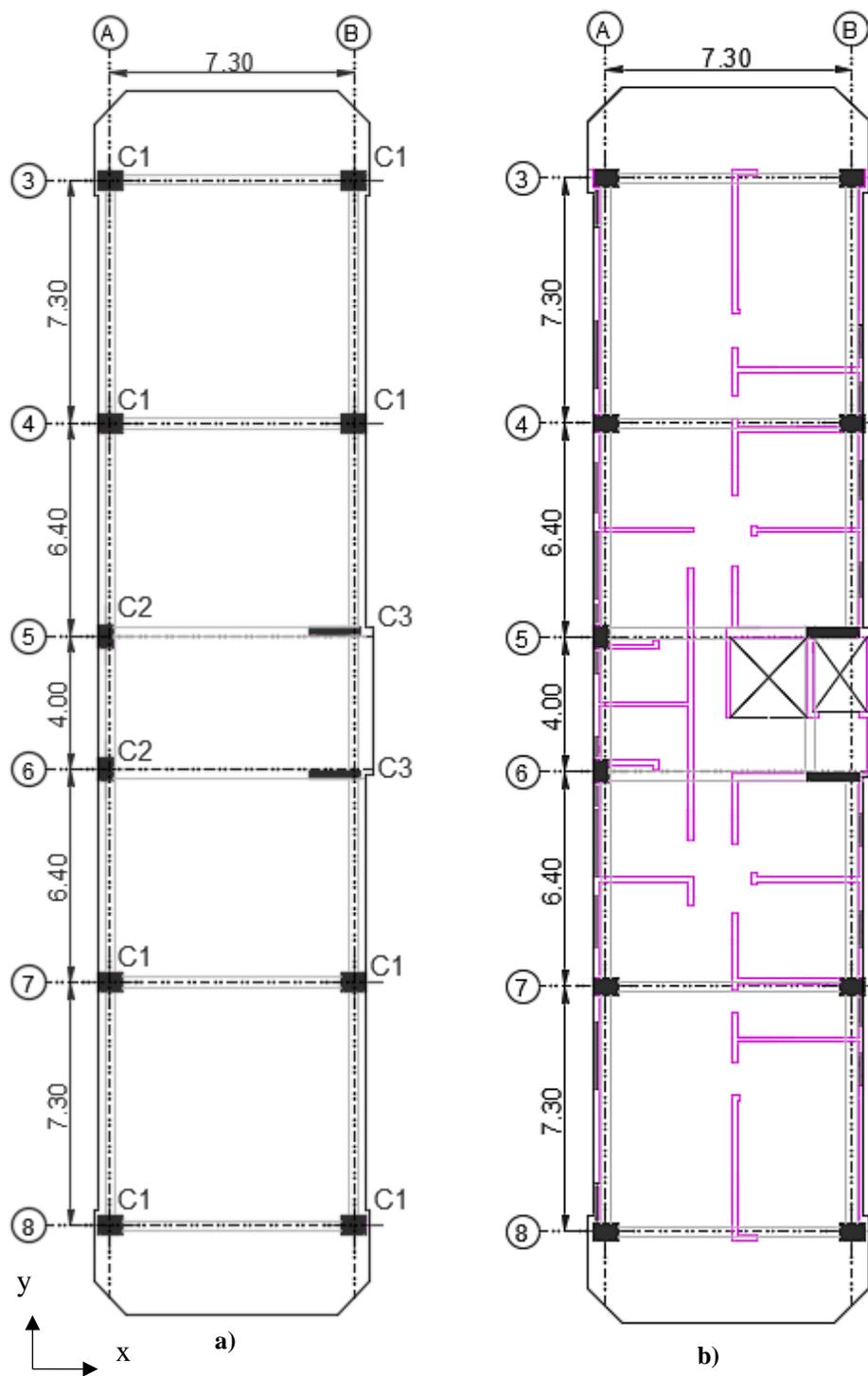


Figura 4-4. Configuración en planta del edificio: a) Planta tipo; b) Planta con mampostería.

Unidades[m]

4.3. Materiales

Con base en la información disponible de la evaluación post terremoto, se conoce que se realizaron diferentes visitas de campo para determinar las características de la estructura, entre las cuales se encuentra: una campaña de ensayos no destructivos y extracción de núcleos de hormigón de diferentes elementos para conocer la resistencia cilíndrica de compresión $f'c$, una campaña de exploración del suelo para conocer el tipo de suelo, y la medición del periodo de vibración de la estructura mediante vibración ambiental. La recopilación de datos tuvo como base los lineamientos del ASCE 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) para evaluación y rehabilitación de estructuras existentes. En la Tabla 4-2 se presenta un resumen con las propiedades mecánicas de la estructura, obtenidas de las campañas de campo. Se conoce que la resistencia a la compresión del hormigón considerada en el diseño original fue de $f'c = 21$ MPa.

Tabla 4-2. Resumen de propiedades de la estructura existente

<i>Descripción</i>	<i>Propiedad</i>	<i>Unidades</i>
Resistencia a la compresión hormigón	$f'c = 12$	MPa
Tipo de suelo	Tipo = D	
Periodo de la estructura medida	$T_{trans} = 1.16$	s
	$T_{long} = 0.79$	s

El acero de refuerzo es del tipo ASTM A615 Gr 60, con una tensión de fluencia mínima de 415 MPa y el límite de ruptura es de 630 MPa.

El módulo de elasticidad para el hormigón se calcula con la expresión que especifica la (NEC-SE-HM, 2015), la cual se escribe a continuación:

$$E_c = 1.15 \sqrt{E_a} \sqrt{f'c} \quad (4.1)$$

Dónde:

E_c : módulo de elasticidad del hormigón [GPa]

$E_a = 52.5$ [GPa], módulo de elasticidad del agregado para el sitio de la edificación

f'_c : resistencia a la compresión del hormigón [MPa]

Para el caso de la albañilería de relleno, no se cuenta con mediciones de las propiedades del material de la estructura evaluada; asimismo se conoce que en Ecuador el poco control de los parámetros de manufactura, materiales, componentes y método constructivo en la construcción de los paneles de albañilería, hacen que sea difícil generalizar su comportamiento y existe gran incertidumbre en cuanto a sus propiedades mecánicas. Sin embargo, existen muchas expresiones empíricas basadas en ensayos experimentales, las cuales son válidas para las condiciones y materiales con los que fueron ensayados (Crisafulli J. , 1997). En este sentido, en los últimos años se han desarrollado investigaciones orientadas a conocer dichas propiedades y su comportamiento, debido al uso generalizado en las construcciones ecuatorianas y la necesidad de entender mejor el efecto en el comportamiento sísmico de las estructuras para la realidad local. Por tanto, por la falta de información directa de la estructura evaluada y tomando como referencia los resultados obtenidos de los estudios experimentales con mampostería en las investigaciones desarrolladas en el país, se evalúa los valores que se utilizarán en la simulación de la albañilería de relleno para el caso de estudio.

En la Tabla 4-3 se presenta un resumen del módulo de elasticidad y resistencia a la compresión para paneles de albañilería de bloque de concreto hecho de pómez en su mayoría de 15 cm de espesor, los cuales fueron obtenidos de varios estudios basados en ensayos experimentales realizados en Ecuador y resumidos por (Grijalva & Narváez, 2018).

En base a los valores medidos en ensayos experimentales, se obtuvo un valor promedio del módulo de elasticidad (E_m) y la resistencia a la compresión (f'_m). La relación resulta en $E_m = 952 f'_m$.

Tabla 4-3. Resumen de las propiedades de la albañilería de relleno para materiales locales de Ecuador

No.	ESTUDIOS	E_m [MPa]	$f'm$ [MPa]	Relación $E_m/f'm$
1	Alambrec 4	873.02	0.78	1122.62
2	(Albuja & Pantoja , 2017)	928.89	0.93	1000.21
3	(Lima & Paredes, 2017)	653.74	0.43	1536.01
4	Diaz, Rodríguez	1144.80	0.50	2284.48
5	(Rivas, 2017)	4849.98	3.80	1276.29
6	(Pachano, 2018)	1640.00	0.94	1744.68
7	(Medina, 2016)	1176.79	1.96	600.00
8	(López & Ushiña, 2017)	388.27	1.63	237.65
9	(López & Manobanda, 2019)	614.00	1.92	319.79
Promedio		1363.28	1.43	951.99

Se observa en la Figura 4-5 que los valores típicos para el E_m se concentran entre 500 y 1500 MPa; por consiguiente, el asumir un valor promedio de E_m para la albañilería del caso de estudio es una buena aproximación.

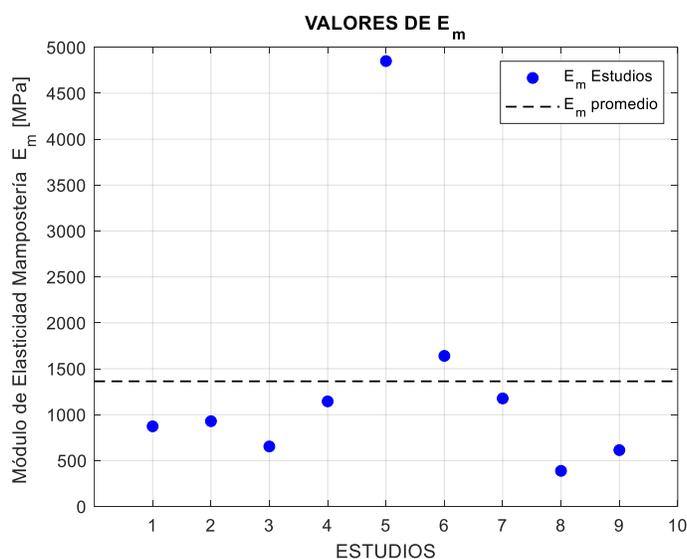


Figura 4-5. Módulo de elasticidad en albañilería de relleno medido en varios estudios en Ecuador

En cuanto a la resistencia a compresión f'_m se observa en la Figura 4-6 que se concentran los valores alrededor del promedio y van desde 0.5 a 2.0 MPa. Entonces, el considerar el valor promedio también se estima apropiado para el caso de estudio.

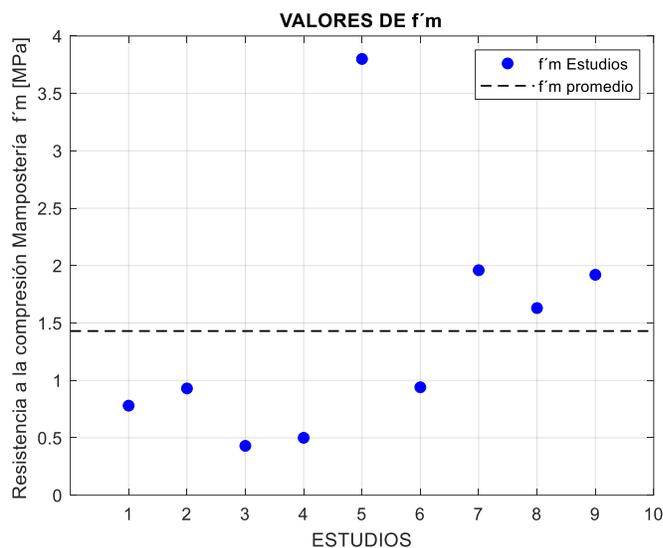


Figura 4-6. Resistencia a la compresión en albañilería de relleno medida en varios estudios en Ecuador

En la Tabla 4-4 se presenta un resumen con las propiedades mecánicas de los diferentes materiales presentes en la estructura de análisis.

Tabla 4-4. Resumen de las propiedades de materiales

<i>Material</i>	<i>Propiedades del material</i>	<i>Características</i>
Hormigón	Esfuerzo de compresión, f'_c	12 [MPa]
	Módulo de elasticidad, E_c	14773 [MPa]
	Coefficiente de Poisson, μ_c	0.2 -
	Peso específico, γ_c	2400 [N/m ³]
Acero de refuerzo	Tensión de fluencia, f_y	415 [MPa]
	Tensión última, f_u	630 [MPa]
	Módulo de elasticidad, E_s	205940 [MPa]
	Coefficiente de Poisson, μ_s	0.3 -
	Peso específico, γ_s	76982 [N/m ³]

Albañilería de relleno	Resistencia a la compresión, f'_m	1.43 [MPa]
	Módulo de elasticidad, E_m	1363.28 [MPa]
	Resistencia a corte, f'_v (Pachano, 2018)	0.20 [MPa]
	Peso específico, γ_m	15690 [N/m ³]

4.4. Estados de carga y combinaciones

4.4.1. Carga gravitacional

Las cargas de gravedad debido al peso propio de vigas, columnas y losas (CPP), se consideran las calculadas en el software SAP2000 mediante la definición del peso específico de los materiales utilizados. Las cargas por peso de albañilería, recubrimientos y acabados se consideran como una sobrecarga muerta adicional (SCP). En cuanto a la carga viva (CV), se define en función del uso de la edificación según la (NEC-SE-CG, 2015).

En la Tabla 4-5 se presenta el resumen de las cargas gravitacionales consideradas para el análisis de la estructura.

Tabla 4-5. Cargas gravitacionales actuantes

Carga Viva (CV)	2.0	kN/m ²
Loseta en Compresión + Nervios (CPP)	3.3	kN/m ²
Instalaciones	0.3	kN/m ²
Mampostería (Albañilería e=15cm)	2.5	kN/m ²
Recubrimientos y masillado (3cm)	0.7	kN/m ²
Sobrecarga permanente (SCP)	3.4	kN/m²

4.4.2. Combinaciones de carga

En cuanto a combinaciones de carga, se considera que, para el análisis estático no lineal y al tratarse del análisis de una estructura existente, la acción lateral se toma según lo establecido en (ASCE/SEI, 2013) mostrada en la expresión:

$$Q_G = Q_D + 0.25 Q_L \quad (4.2)$$

Donde,

Q_D : acción causada por la carga muerta.

Q_L : acción causada por la carga viva de diseño (CV) definida en la Tabla 4-5.

La (NEC-SE-CG, 2015) no considera un porcentaje de la carga viva (CV) para la acción lateral en el análisis estático no lineal, sin embargo, para este estudio se considera lo establecido en (ASCE/SEI, 2013).

4.5. Modelaciones

En este apartado se detallan las diferentes estrategias de modelación adoptadas para el análisis del caso de estudio. Al ser parte del desarrollo de este trabajo el evaluar la influencia de la albañilería de relleno en el comportamiento sísmico de la estructura, se plantea en primera instancia realizar una modelación de la estructura de marcos sin mampostería, luego se considera los elementos no estructurales o paneles de albañilería. Las simulaciones se basan en modelos 3D elaborados en el software SAP2000. Las tres estrategias de modelación son las siguientes:

- 1) Modelo 1.- estructura de marcos (vigas, columnas, losas) sin considerar la albañilería de relleno.
- 2) Modelo 2.- estructura de marcos considerando los paneles de albañilería como elementos shell.
- 3) Modelo 3.- estructura de marcos considerando puntales equivalentes para cada paño de albañilería.

4.5.1. Modelo 1

En primera instancia se modela la estructura considerando la disposición de los elementos columnas y vigas como elementos tipo *frame* con las dimensiones correspondientes presentadas en la Tabla 4-1. Las losas se modelan explícitamente como elementos tipo *shell*, se considera diafragma rígido en cada nivel de piso, y se discretiza tanto la losa como las vigas. La unión viga columna se considera rígida y la estructura está empotrada en su base. En la Figura 4-7 se muestra una vista en 3D del modelo 1.

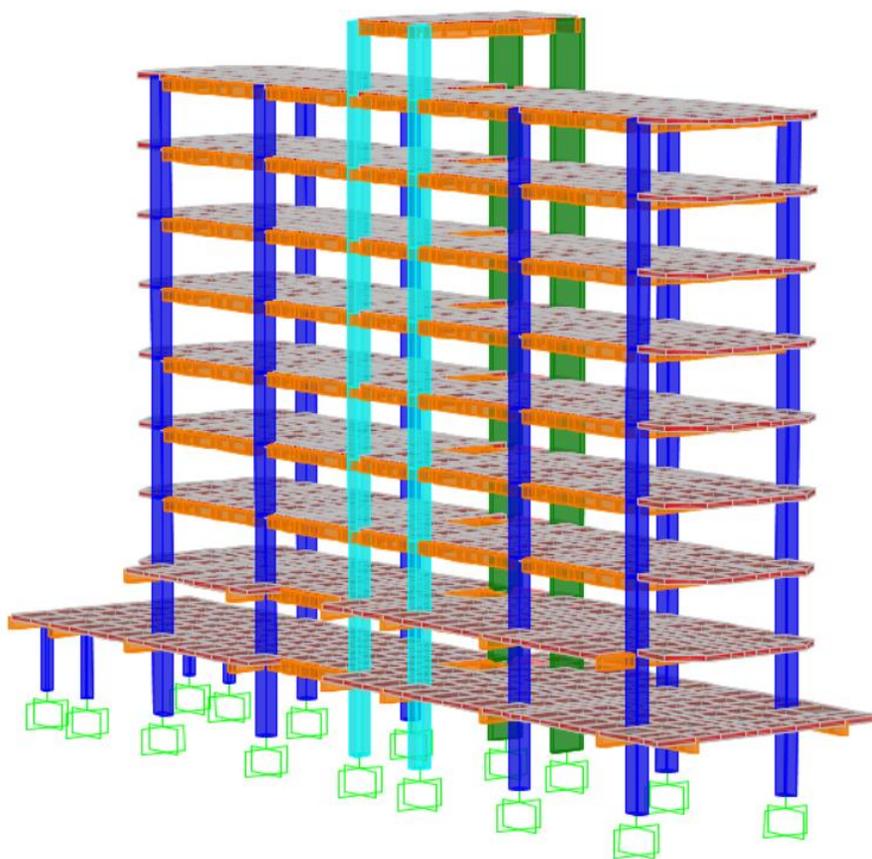


Figura 4-7. Vista 3D del Modelo 1

4.5.2. Modelo 2

El Modelo 2 es la segunda estrategia de modelación, donde al Modelo 1 se le añaden los paños de albañilería según la distribución mostrada en la Figura 4-4b tomando en

cuenta las aberturas de ventanas, puertas, etc. Se considera a los paneles de albañilería como elementos *shell*, de espesor 15 cm. Además, se modelan los paneles conectados a los elementos vigas y columnas discretizando adecuadamente. El módulo de elasticidad se toma como el valor de $E_m = 13901.68 \text{ kg/cm}^2$ (1363.29 MPa). En la Figura 4-8 se presenta una vista en 3D del Modelo 2.

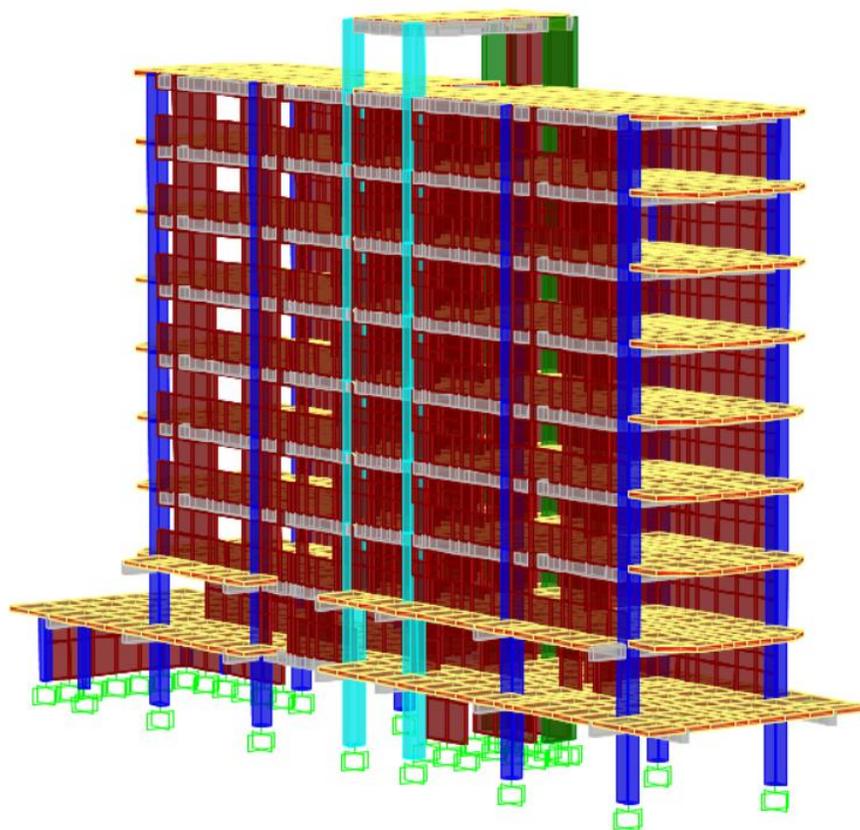


Figura 4-8. Vista 3D del Modelo 2

4.5.3. Modelo 3

Existen diferentes aproximaciones que se pueden asumir para modelar el relleno de albañilería en marcos de hormigón armado y evaluar su influencia en el comportamiento sísmico tanto a nivel local como global, tal como se desarrolló en la fundamentación teórica. En relación a la utilización de macro modelos, varios autores

plantean la utilización de un puntal de ancho equivalente para simular cada panel de albañilería, los cuales consideran solo la geometría del panel para hallar el ancho equivalente del puntal diagonal, mientras que otros autores presentan expresiones en las que se requiere parámetros adicionales a la geometría, como propiedades mecánicas del marco y coeficientes que consideran la interfaz marco-panel. Existen también en la actualidad planteamientos como la utilización de varios puntales para entender mejor su comportamiento a nivel local. Por tanto, dependiendo del enfoque de análisis que se quiera tener, se debe elegir el modelo más adecuado para alcanzar los objetivos planteados, es así que, para efectos de este estudio se decide utilizar un puntal equivalente por panel ya que representa una de las estrategias más utilizadas y reproduce apropiadamente la contribución lateral en rigidez en el comportamiento global.

El Modelo 3 representa la tercera estrategia de modelación, donde al modelo 1 se añade un puntal de ancho equivalente a cada paño de albañilería. Para determinar el ancho equivalente w , se optó por utilizar la expresión (3.13) propuesta Paulay y Priestly que representa una aproximación conservadora para el análisis de una estructura en 3D. El módulo de elasticidad para la albañilería se considera $E_{mb} = 13901.68 \text{ kg/cm}^2 (1363.29 \text{ MPa})$.

Al utilizar esta estrategia se entiende que para que el puntal diagonal en compresión se forme, se asume que se produjo el despegue del panel en las esquinas tensionadas, por lo que al tomar en cuenta esta consideración se entiende que la rigidez del panel es menor que si estuviera conectado monolíticamente (Modelo 2) y mayor que cuando se modela sin los paneles de albañilería (Modelo1). En la Figura 4-9 se presenta vista 3D del Modelo 3.

En la Tabla 4-6 se resume el cálculo del ancho equivalente (w) del puntal diagonal.

Tabla 4-6. Cálculo del ancho equivalente w

<i>DIRECCIÓN</i>	<i>PUNTAL</i>	<i>L</i> [cm]	<i>H</i> [cm]	<i>Ld</i> [cm]	<i>w</i> [cm]
Y	STR 1	730	288	785	196
Y	STR 2	640	325	718	179
Y	STR 3	400	325	515	129
X	STR 4	500	325	596	149
X	STR 5	730	325	799	200

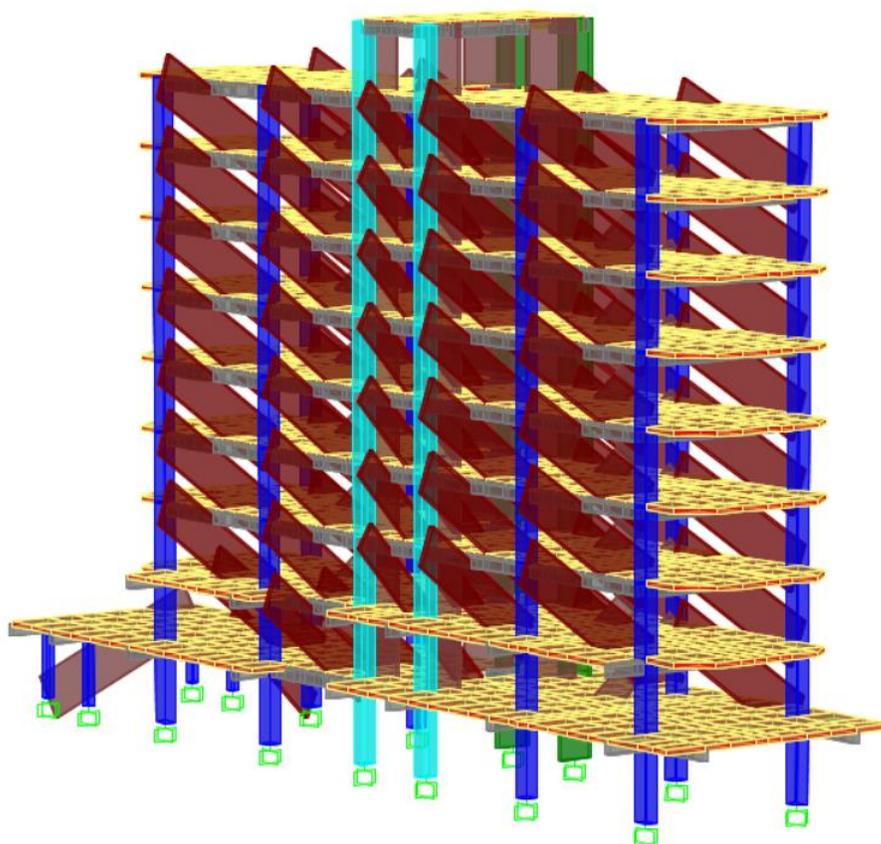


Figura 4-9. Vista 3D del Modelo 3

4.6. Análisis Modal

En la presente sección, se realiza un análisis modal para las diferentes estrategias de modelación. En primer lugar, el sistema de marcos sin mampostería (Modelo 1), luego se añade la albañilería como paneles con elementos *shell* (Modelo 2), y como tercera

estrategia se utiliza puntales de ancho equivalente para simular los paños de albañilería (Modelo 3). Por último, se presentan los resultados de los modos de vibración de cada uno de los modelos y se hace las respectivas comparaciones.

4.6.1. Modelo 1

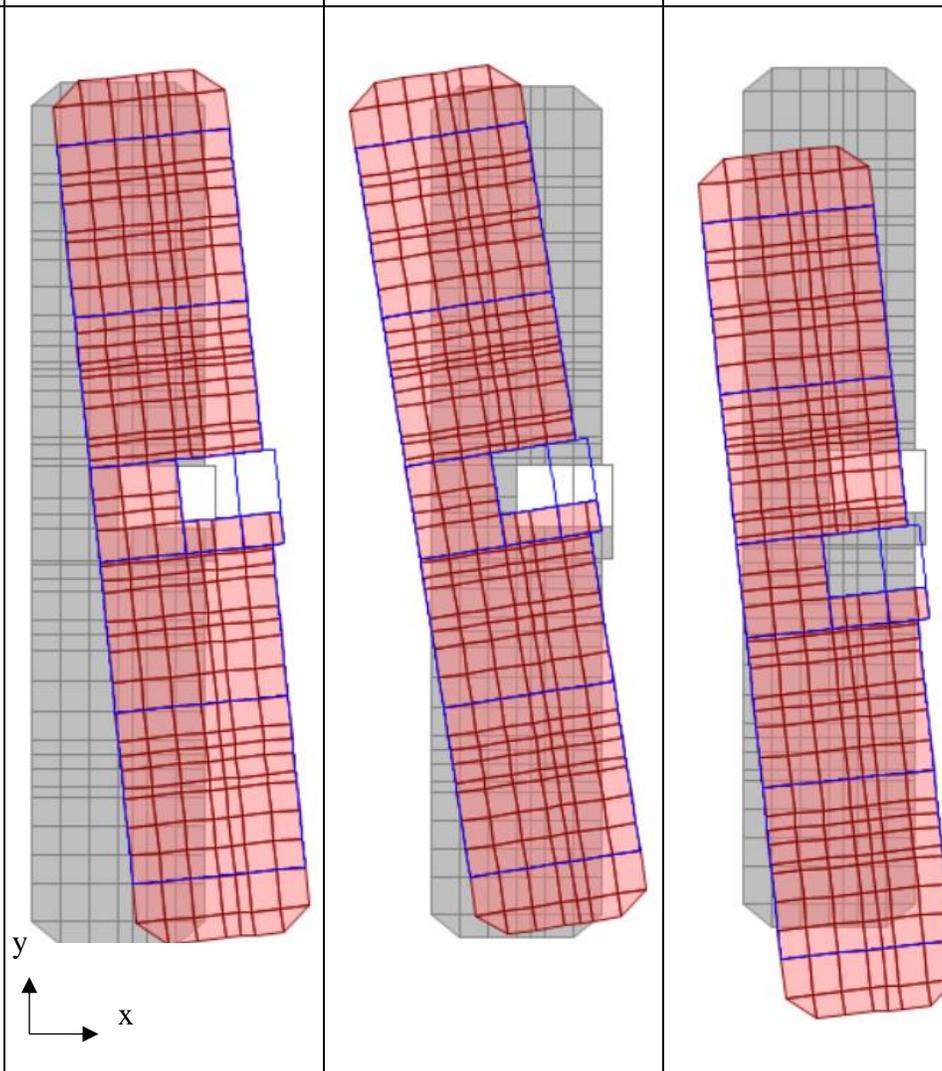
Los resultados correspondientes al análisis modal del sistema de marcos sin albañilería se presentan en esta sección. En la Tabla 4-7 se resume el porcentaje de participación de masa de los doce primeros modos de vibración del Modelo 1.

Tabla 4-7. Resumen del porcentaje de participación de masa del Modelo 1

<i>MODO</i>	<i>Periodos</i> [s]	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>
1	1.303	63.2%	0.9%	12.3%
2	1.278	11.9%	6.0%	53.9%
3	1.159	0.0%	70.5%	6.2%
4	0.421	0.73%	0.56%	11.94%
5	0.407	12.27%	0.09%	0.81%
6	0.384	0.02%	11.38%	0.94%
7	0.245	0.03%	0.13%	7.18%
8	0.224	0.78%	4.27%	0.30%
9	0.223	4.97%	0.60%	0.01%
10	0.170	0.15%	0.15%	3.44%
11	0.167	0.01%	0.14%	0.24%
12	0.167	1.16E-07	0.00%	0.01%

Los resultados correspondientes a tres primeros modos de vibración, su forma modal y periodos asociados, obtenidos del análisis modal del sistema de marcos sin albañilería, están resumidos en la Tabla 4-8.

Tabla 4-8. Resultados del análisis modal del Modelo 1

<i>Modos</i>	1	2	3
<i>Periodo [s]</i>	1.303	1.278	1.159
<i>Deformada de los modos de vibración</i>			

4.6.2. Modelo 2

En esta sección se presentan los resultados correspondientes al análisis modal del sistema de marcos con paneles de albañilería modelados explícitamente con elemento *shell*. En la Tabla 4-9 se resumen el porcentaje de participación de masa de los doce primeros modos de vibración y periodo asociado a cada modo, para el Modelo 2.

Tabla 4-9. Resumen del porcentaje de participación de masa del Modelo 2

<i>MODO</i>	<i>Periodo</i> [s]	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>
1	0.993	73.9%	0.0%	4.2%
2	0.898	2.9%	0.1%	69.5%
3	0.552	0.0%	85.7%	0.1%
4	0.321	11.50%	0.00%	1.96%
5	0.296	1.90%	0.00%	9.18%
6	0.197	0.00%	8.79%	0.02%
7	0.182	1.54%	0.10%	2.69%
8	0.168	2.67%	0.00%	2.32%
9	0.160	0.00%	0.00%	0.00%
10	0.154	0.00%	0.83%	0.00%
11	0.149	0.00%	0.00%	0.00%
12	0.148	2.68E-06	0.15%	0.00%

La modelación se realizó con los paneles conectados directamente a los elementos columnas y vigas. Se observa que al incluir los paneles de albañilería en el primer modo predomina la traslacional, mientras que el segundo es completamente torsional y el tercer modo traslacional. Por otro lado, el aporte en rigidez como panel completo tiene efecto en la disminución de los periodos respecto a los valores obtenidos en el Modelo 1 (Tabla 4-7).

En la Tabla 4-10 se presentan los resultados correspondientes a tres primeros modos de vibración, su forma modal y periodos asociados, obtenidos del análisis modal del sistema de marcos con paneles de albañilería (Modelo 2).

Tabla 4-10. Resultados del análisis modal del Modelo 2

<i>Modos</i>	1	2	3
<i>Periodo [s]</i>	0.993	0.898	0.552
<i>Deformada de los modos de vibración</i>			

4.6.3. Modelo 3

En el presente apartado se muestran los resultados obtenidos del análisis modal para el sistema de marcos considerando la estrategia de utilizar puntales diagonales de ancho equivalente (w) para la albañilería. Se modeló los puntales diagonales con un ancho w para los diferentes paneles, utilizando los resultados de la Tabla 4-6. Además, se utilizó el módulo de elasticidad $13901.68 \text{ kgf/cm}^2$ (1363.29 MPa).

En la Tabla 4-9 se resume el porcentaje de participación de masa de los doce primeros modos de vibración y el periodo asociado a cada uno, para el Modelo 3.

Tabla 4-11. Resumen del porcentaje de participación de masa del Modelo 3

<i>MODO</i>	<i>Periodo</i> [s]	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>RZ</i>
1	1.129	46.3%	0.3%	31.1%
2	1.096	30.0%	0.5%	41.3%
3	0.826	0.0%	83.1%	0.7%
4	0.371	3.00%	0.06%	9.71%
5	0.354	10.19%	0.02%	2.64%
6	0.279	0.00%	9.80%	0.13%
7	0.216	0.10%	0.04%	5.89%
8	0.197	4.84%	0.00%	0.60%
9	0.168	0.00%	1.26%	0.04%
10	0.165	0.00%	0.08%	0.01%
11	0.159	0.00%	1.09%	0.04%
12	0.154	4.50E-06	0.00%	0.02%

Los resultados correspondientes a tres primeros modos de vibración, su forma modal y periodos asociados, obtenidos del análisis modal del sistema de marcos utilizando puntales diagonales equivalentes, están resumidos en la Tabla 4-12. Se observa que los modos 1 y 2 tienen traslación y torsión acoplados, mientras que el modo 3 es completamente traslacional. La rigidez que aportan las diagonales se ve reflejado en la reducción del periodo al contrastar con el Modelo 1, mientras que al comparar con los periodos obtenidos en el Modelo 2 hay un incremento.

Tabla 4-12. Resultados del análisis modal del Modelo 3

<i>Modos</i>	1	2	3
<i>Periodo [s]</i>	1.129	1.096	0.826
<i>Deformada de los modos de vibración</i>			

4.6.4. Comparación global

En este apartado se hace una comparación global de los resultados obtenidos de la simulación de los tres modelos, lo que permitirá evaluar la influencia de la presencia de la albañilería en cuanto a la rigidez lateral y periodos. Es importante contrastar los valores de periodos medidos mediante vibración con los obtenidos de las diferentes estrategias de modelación.

Se observa que en el modelo 1 y 3 tienen modos acoplados de traslación (a lo largo del eje x) y rotación en los modos 1 y 2, siendo predominante la traslación en el modelo 1 y mayor rotación en el modelo 3; mientras que el modo 3 es predominante en traslación a lo largo del eje y para ambos modelos. En cuanto al modelo 2, el modo 1 y 3 son predominantes en traslación, mientras que el modo 2 es rotación. Por consiguiente, se puede concluir que al incluir la mampostería el efecto en los modos de vibración se ve reflejado en la susceptibilidad de presentar formas predominantes de torsión en los primeros modos.

En la Figura 4-10 se presenta los periodos de vibración asociados a los doce primeros modos para las tres estrategias de modelación. Existe una variación significativa en los tres primeros modos. Además, se observa que los periodos más bajos se presentaron en el Modelo 2, por el contrario, los periodos más altos se presentaron en el Modelo 1. En consecuencia, se concluye que, al pasar del modelo sin mampostería al modelo con relleno de albañilería, hay una reducción del periodo de vibración por el incremento de rigidez global en el sistema.

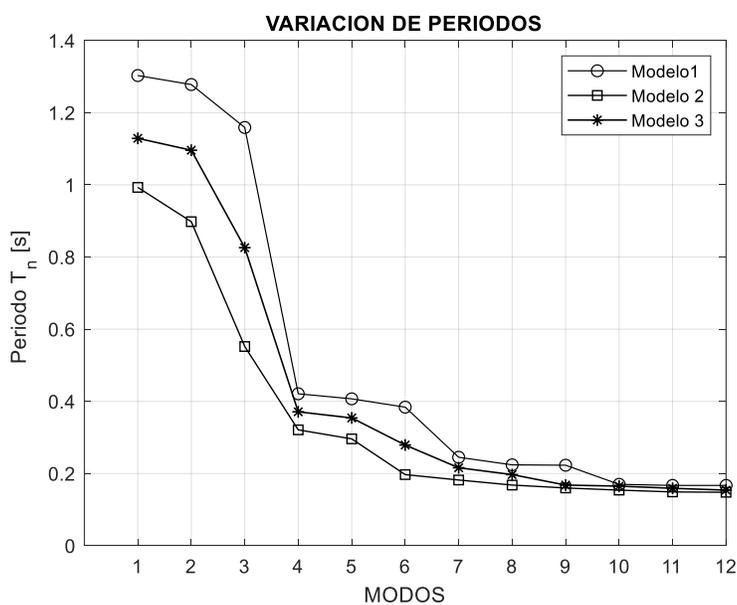


Figura 4-10. Periodos de vibración de los 12 primeros modos.

Por otro lado, en las Tabla 4-13 se presenta una comparación de los periodos asociados a los tres primeros modos de los tres modelos y los periodos medidos en la estructura post-terremoto, mediante vibración ambiental. Se observa que los resultados del Modelo 3 se acercan más a los periodos medidos basados en vibración ambiental, siendo el periodo del primer modo un 7% mayor y el tercer modo un 4% mayor. Esto se debe a la elección del modelo del puntal, pues se asume que el panel se despegó del marco y por tanto hace que la estructura sea más flexible. Entonces, el modelo 3 tiene una buena aproximación en las propiedades dinámicas de la estructura al tomar en cuenta la albañilería.

Tabla 4-13. Análisis de resultados de los modos de vibración

<i>Modelo</i>	<i>Modos de Vibración</i>		
	T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]
Vibración ambiental	1.16	-	0.79
Modelo 1 (sin albañilería)	1.30	1.28	1.16
Modelo 2 (con paneles de albañilería)	0.99	0.90	0.55
Modelo 3 (con puntales equivalentes)	1.13	1.10	0.83

En conclusión, el incluir la mampostería de relleno en la modelación si aumenta la rigidez global del sistema independiente de la estrategia de modelación utilizada para albañilería; sin embargo, el modelo con puntales equivalentes puede representar una buena aproximación de las propiedades dinámicas de la estructura real.

4.7. Análisis dinámico elástico lineal (ADEL)

Se lleva a cabo un análisis dinámico elástico lineal con el objetivo de evaluar el efecto de la albañilería en la respuesta de desplazamientos, drifts de entrepiso, y corte de piso para los tres modelos. En este análisis se utiliza un acelerograma del sismo S16A que sea compatible con el espectro elástico de aceleraciones de diseño para la estructura según la NEC-15.

4.7.1. Registro Sísmico

Al no existir una estación en la ciudad de Bahía de Caráquez, lugar de emplazamiento de la estructura, se decide utilizar un registro de una de las estaciones más próximas las cuales son: Manta, Portoviejo y Chone. Con los acelerogramas en cada dirección de cada una de las estaciones, se determina el espectro de aceleración y se compara con el espectro de la NEC-15 (Figura 4-11).

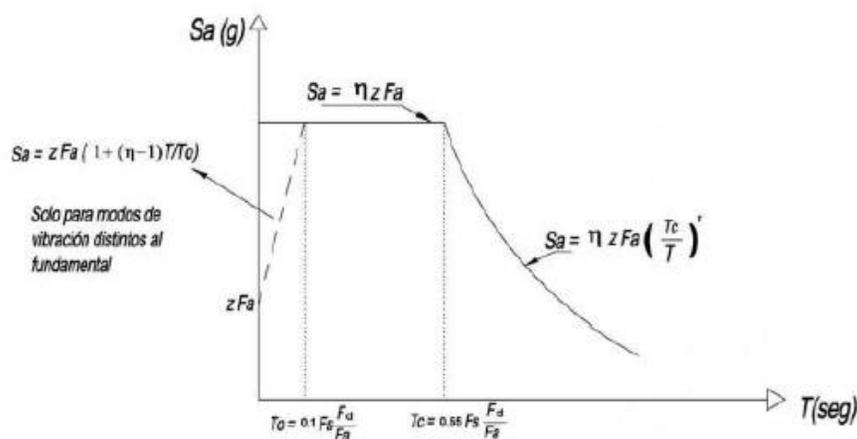


Figura 4-11. Espectro sísmico de aceleraciones según NEC-15

Para determinar el espectro de diseño elástico en aceleraciones de acuerdo a la NEC-15, se requiere parámetros del lugar de emplazamiento y factores asociados al tipo de suelo, los cuales se presentan en la Tabla 4-14.

Tabla 4-14. Parámetros para obtener el espectro elástico de aceleraciones según la NEC-15

ESPECTRO ACELERACIONES NEC-2015		
Periodo de retorno	Tr=	475 años
Categoría del edificio	Categoría=	III
	I =	1.00
Número de pisos del edificio	N =	10
Zona Sísmica	Zona =	VI
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g	Z[g]=	0.50

Tipo de suelo	Suelo =	D
Parámetros relativos al tipo de suelo	Fa =	1.12
	Fd =	1.11
	Fs =	1.4
	r =	1.00
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	T0[s] =	0.139
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc[s] =	0.763
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de desplazamientos que representa el sismo de diseño	TL[s] =	2.664
Relación de periodos	Tc / T[s] =	0.732
Ubicación de la estructura	Región:	COSTA
Razón entre la Sa(T=0.1s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado	η =	1.800

En la Figura 4-12 se presenta el espectro elástico calculado para la estructura de estudio según NEC-15.

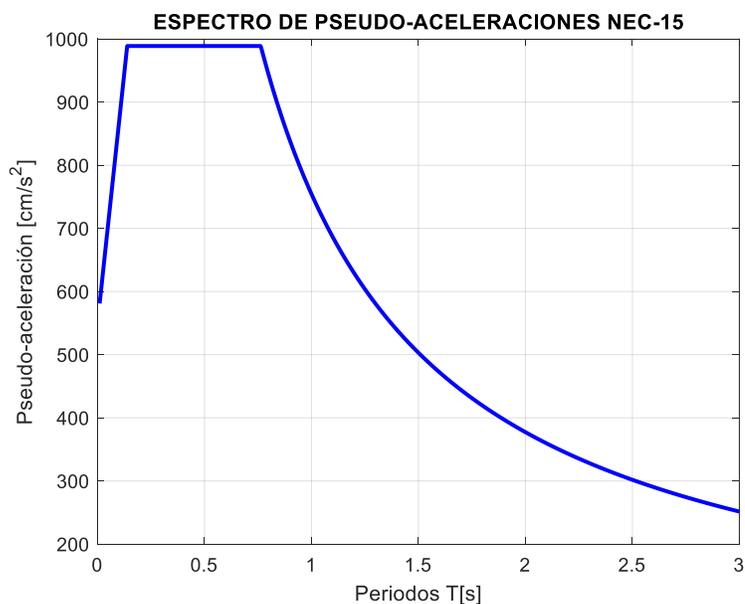


Figura 4-12. Espectro elástico de aceleraciones según NEC-15

En la Figura 4-13 se presenta el espectro elástico de pseudo-aceleraciones para cada uno de los registros seleccionados junto con el espectro según NEC-15.

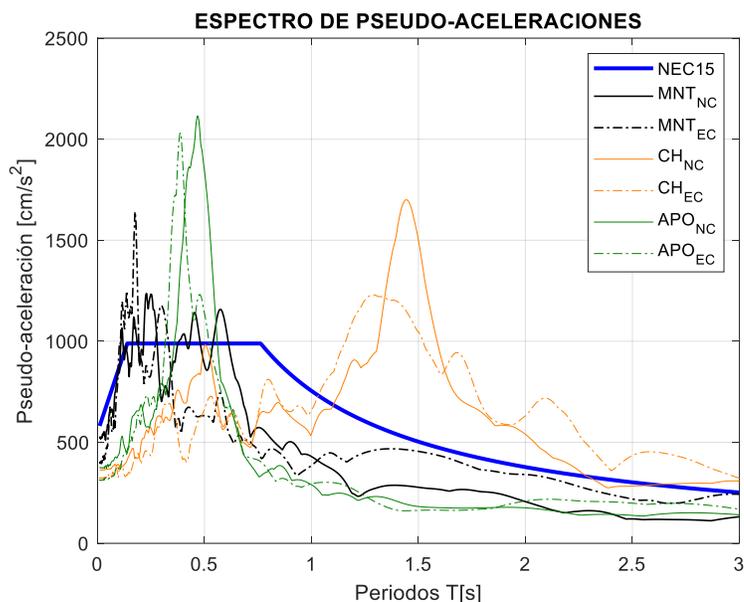


Figura 4-13. Espectro de pseudo-aceleraciones para los registros de las tres estaciones y NEC-15

De la Figura 4-13 se observa que, para periodos bajos, los espectros de ambas componentes de los registros de la estación MNT son los que tienen una tendencia parecida al comparar con el espectro NEC-15, por lo que se decide utilizar el registro de aceleraciones de la estación MNT.

En la Figura 4-14 se presenta el registro de aceleraciones de la estación MNT (Componente Norte), el cual será utilizado para el análisis de la estructura en la dirección X, mientras que en la Figura 4-15 se presenta el registro de aceleraciones de la Componente Este que se utiliza para la dirección Y.

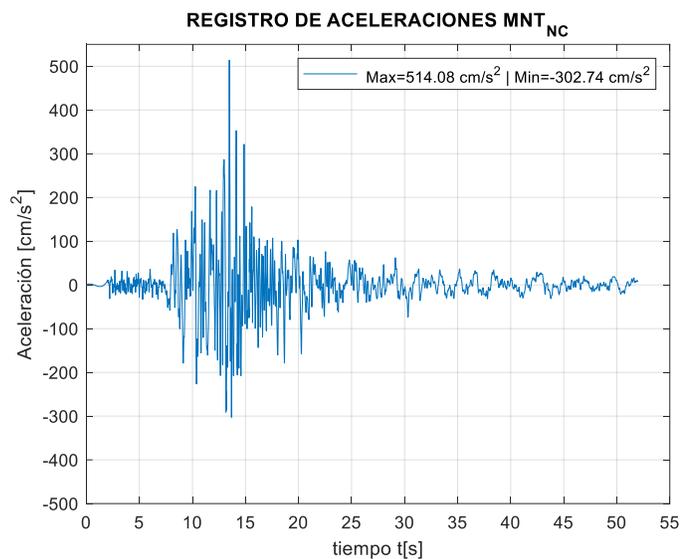


Figura 4-14. Acelerograma Estación MNT Componente Norte (Dirección X)

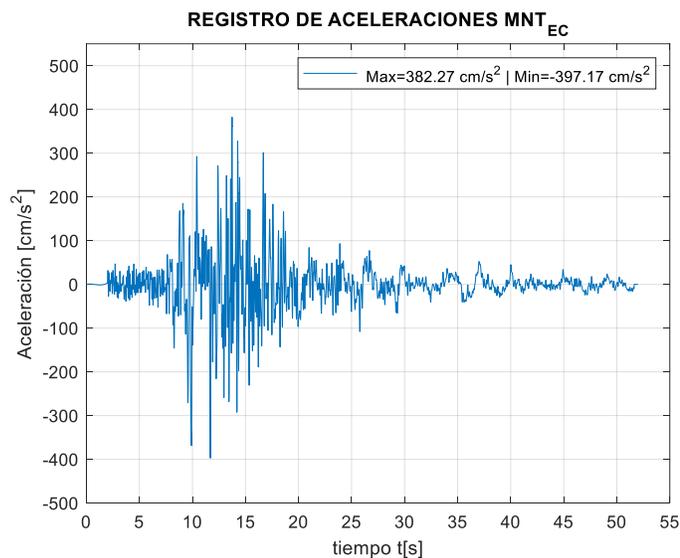


Figura 4-15. Acelerograma Estación MNT Componente Este (Dirección Y)

4.7.2. Desplazamientos y drifts de entrepiso

Se discutirán los resultados en términos de desplazamientos de piso y drift de entrepiso, los cuales se evalúan en la alineación de los puntos de control que se muestran en la Figura 4-16.

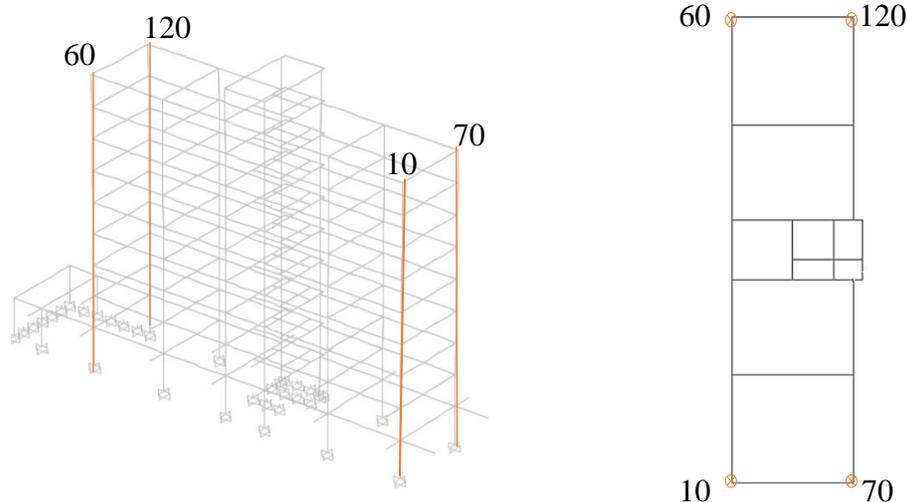


Figura 4-16. Vista en 3D y en planta de los puntos de control

En la Figura 4-17 se presentan los resultados correspondientes a los desplazamientos de entrepiso para cada caso de modelación. Como revisión global de los resultados, se observa que, al comparar los resultados del Modelo 2 y 3 (con la albañilería) y el Modelo 1 (no incluye albañilería), se observa que en el primer caso existe una reducción en los desplazamientos de entrepiso. Se aprecia una influencia mayor en la dirección Y por tener más paneles de albañilería que en la otra dirección. En efecto, se valora una reducción en los desplazamientos de 75% para el Modelo 2 y de 50 % para el Modelo 3, con respecto al Modelo 1.

En relación a los desplazamientos a lo largo de los cuatro puntos de control, se observa que en la dirección Y, son bastante coincidentes entre ellos. Es decir, que en todos los casos los desplazamientos de las alineaciones P60 y P120 son iguales entre ellos; y los desplazamientos en las alineaciones P10 y P70 también coinciden entre ellos. En contraste, los desplazamientos en la dirección X, no coinciden a lo largo de los cuatro ejes de control. Al comparar P10-P70 y P60-P120 presentan diferencias entre ellos, lo cual indica que un extremo del edificio se desplaza más o menos respecto al otro extremo, por tanto, se ve el efecto de la torsión en planta.

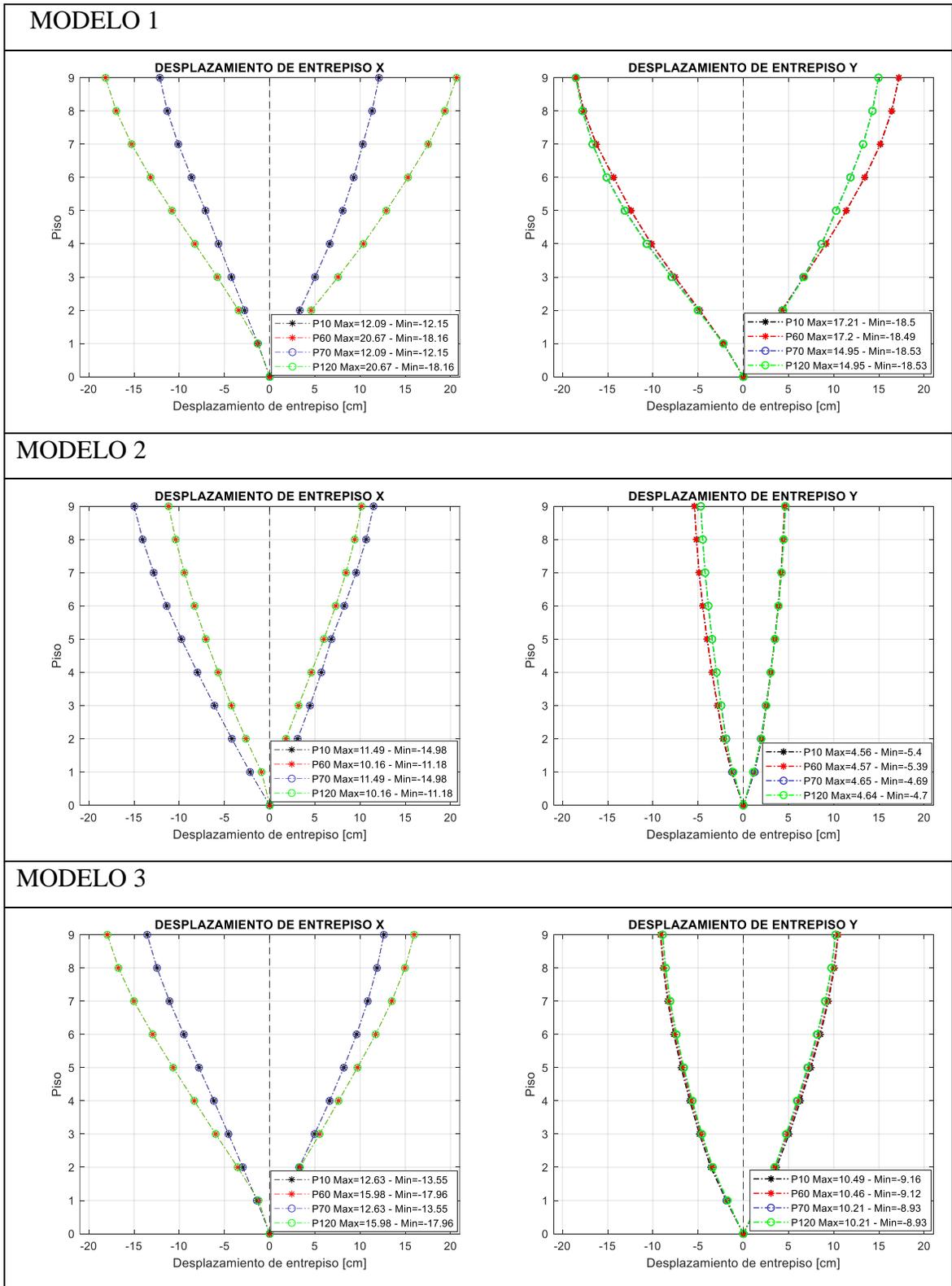


Figura 4-17. Desplazamientos de entrepiso para cada uno de los modelos desarrollados

En la Figura 4-18 se presenta los drifts de entrepiso (DE) para los tres modelos, y se puede escribir las siguientes observaciones:

De una revisión general, en todos los modelos y en las dos direcciones, se observa que los mayores valores de DE ocurren en los pisos intermedios, y van desde el piso 2 al 5. Asimismo, los mayores valores de DE se presentan en la dirección X, con excepción del modelo 1 que tienen DE similares en las dos direcciones, y se justifica porque al no considerar la albañilería de relleno la estructura es más flexible por tanto deformaciones laterales mayores.

El Modelo 1 (sin albañilería) presenta DE mayores entre el piso 2 al 5 en las dos direcciones, mientras que el Modelo 2 (albañilería tipo Shell) y Modelo 3 (diagonales) concentra mayor DE en los pisos 1 y 2. Esto se debe a que al considerar la albañilería aumenta la rigidez global del sistema y por ende disminuyen las deformaciones laterales, además al no tener la albañilería distribuida uniformemente en todos los pisos ocasiona mayor DE en los pisos con menor cantidad de albañilería. Por tanto, se observa que la presencia de mampostería de relleno distribuida no uniforme podría producir piso blando.

Con respecto a la reducción de DE al modelar la mampostería de relleno, se hace una comparación basada en la Figura 4-19 y Figura 4-20 que representan los DE en la alineación P120. Para ejemplificar, en la dirección X y comparando con los valores del Modelo 1, en el piso 2 se observa que los Modelos 2 y 3 tienen una reducción del DE alrededor de 40% y 20%, respectivamente. Mientras que en la dirección Y, la reducción está por el 60% y 30%, respectivamente. En conclusión, la inclusión de la mampostería en el análisis refleja una reducción de los drifts de entrepiso.

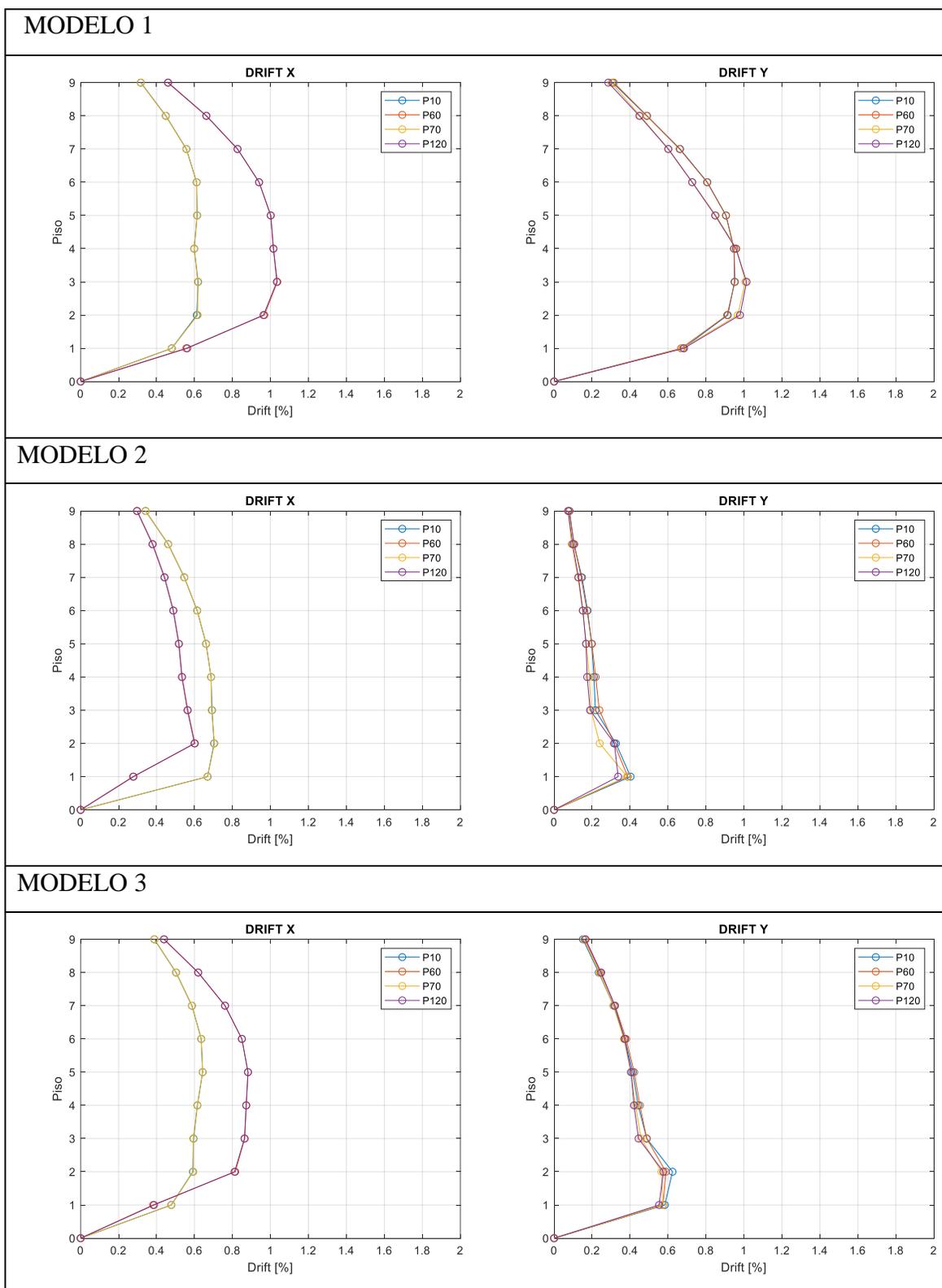


Figura 4-18. Drifts de entrespa para cada uno de los modelos desarrollados

Finalmente, en las Figura 4-19 y Figura 4-20 se muestra en color azul el límite 0.25 al que inicia la fisuración de la mampostería, y en rojo el límite 0.5% al cual presenta gran daño. En este caso no se puede comparar los DE del análisis THL al no considerar no linealidad; sin embargo, se observa que el daño en la albañilería de relleno puede concentrarse más en los pisos inferiores y en el resto de pisos menor.

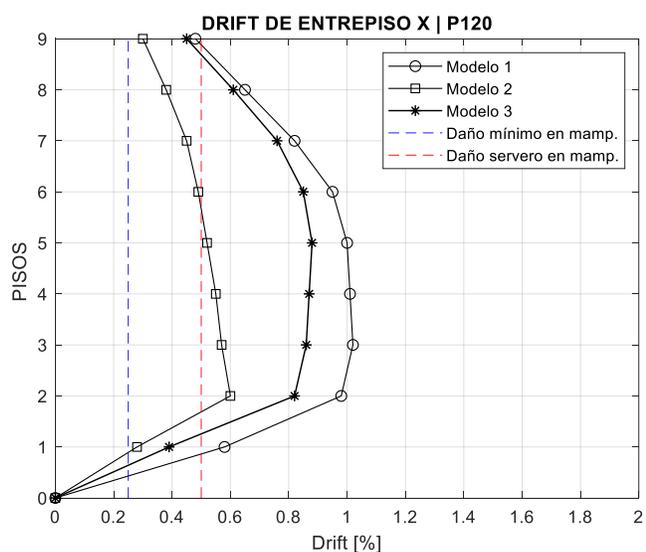


Figura 4-19. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P120 en la dirección X

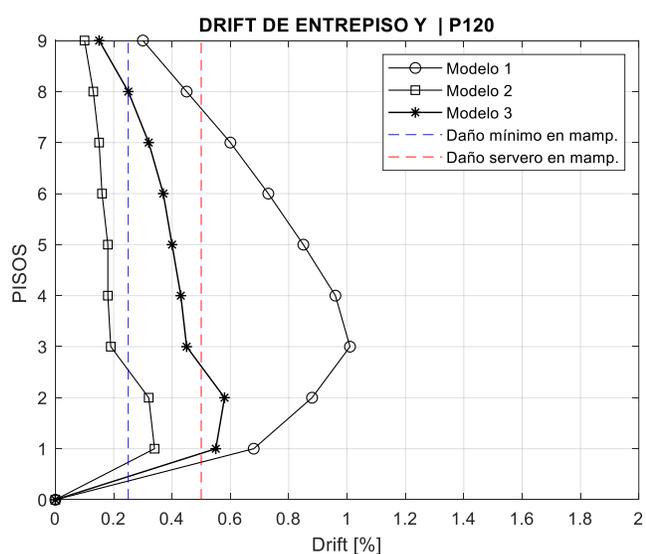


Figura 4-20. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P120 en la dirección Y

4.7.3. Corte de piso

El corte máximo de piso en la dirección X e Y del Modelo 1 se presentan en la Figura 4-21; en la Figura 4-22 del Modelo 2 y en la Figura 4-23 del Modelo 3. Se observa que el corte de piso en la dirección Y es mayor en los tres modelos, y se justifica porque en esa dirección hay más ejes resistentes y más paños de albañilería.

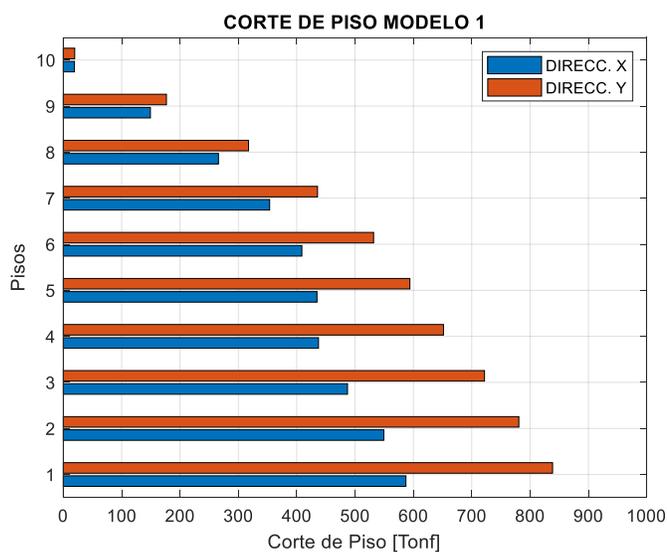


Figura 4-21. Corte de Piso en las dos direcciones para el Modelo 1

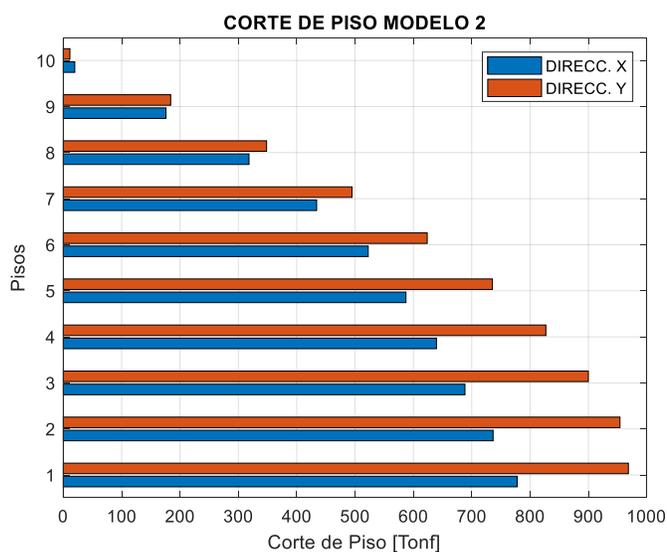


Figura 4-22. Corte de Piso en las dos direcciones para el Modelo 2

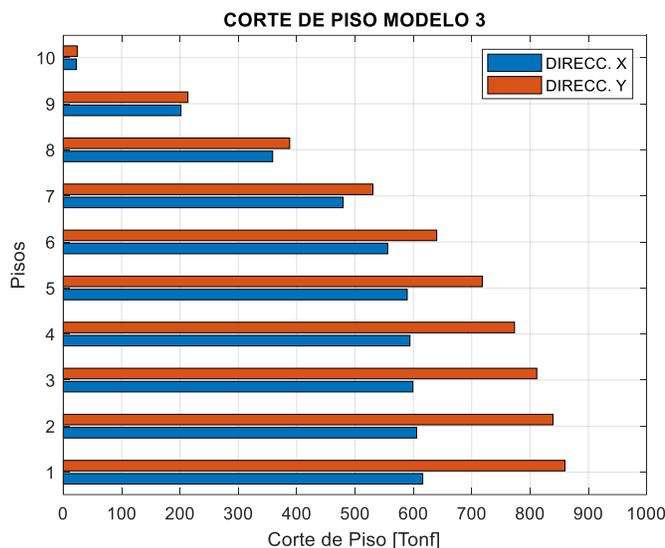


Figura 4-23. Corte de Piso en las dos direcciones para el Modelo 1

En la Figura 4-24 y Figura 4-25 se presentan los resultados del corte máximo de piso para las tres estrategias de modelación en la dirección X e Y, respectivamente. Se observa que en todos los casos el corte de piso de los Modelos 2 y 3 es mayor en comparación al Modelo 1. El Modelo 3 presenta una respuesta intermedia para el corte de piso en los primeros pisos, y mayor en el resto de pisos. Al comparar el corte del primer piso en la dirección X, se observa que los Modelos 2 y 3 tienen un incremento 6% y 30%, respectivamente. Mientras que en la dirección Y, el incremento es de 3% y 16 %, respectivamente. En consecuencia, el considerar la albañilería implica un aumento en el corte de piso en mayor o menor medida dependiendo de cómo se modele los paneles de albañilería.

El considerar un modelo equivalente considerando la formación de la diagonal en compresión (Modelo 3), muestra un ligero incremento en el corte de piso respecto del modelo sin relleno, por tanto, esta estrategia de modelación evidencia que la estructura es más flexible que cuando se considera los paneles llenos como elementos *shell* y se justifica por la hipótesis adoptada para la modelación con diagonales.

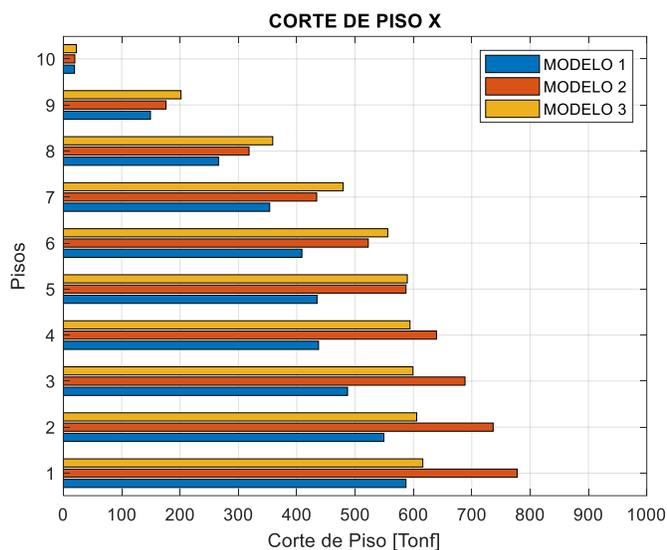


Figura 4-24. Comparación del corte de piso en la dirección X para los tres modelos

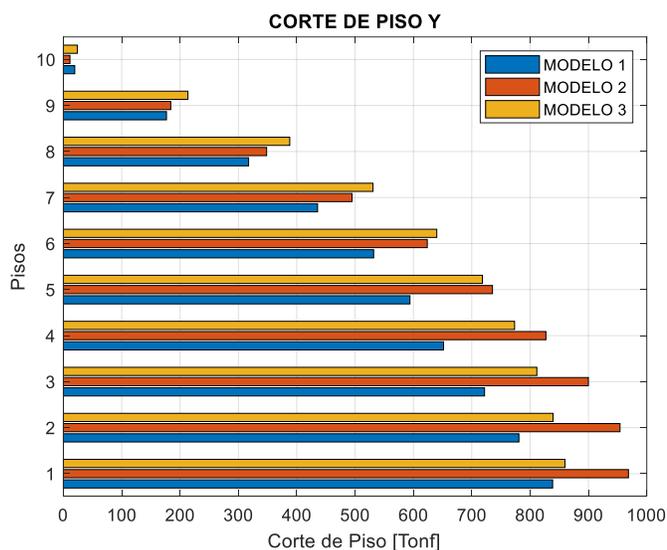


Figura 4-25. Comparación del corte de piso en la dirección Y para los tres modelos

Finalmente, con base a los resultados obtenidos del análisis lineal en el tiempo, se concluye que para el registro de aceleraciones que se probó los tres modelos, se observa el efecto que tiene el considerar la albañilería en la respuesta de desplazamientos, drifts de entre piso y corte de piso. En el primer caso, se reduce los desplazamientos y derivas, mientras que en el corte máximo de entrepiso se evidencia un aumento.

4.8. Análisis estático no lineal (AENL)

En esta sección se realiza el análisis *pushover* o estático no lineal (AENL) para los modelos 1 y 3, con el fin de evaluar el efecto de la inclusión de albañilería en el comportamiento al considerar no linealidad, llevando a la estructura hasta cierto nivel de desplazamiento para determinar la curva de capacidad de cada caso.

El AENL es un procedimiento que implica un aumento monótonico de un patrón de carga lateral hasta cierto desplazamiento objetivo. Entonces en este sentido, se utiliza dos patrones de carga, el primero es la forma de los modos de vibración predominantes en cada dirección y el segundo se trata de una distribución triangular invertida. La distribución horizontal de la fuerza lateral se asigna en el plano de cada diafragma de piso. Por otra parte, se lleva a la estructura hasta un desplazamiento igual 2.0 % de la altura del edificio.

4.8.1. Patrón de carga

El primer patrón de carga es utilizando la forma modal, mientras que para el patrón de carga que se asemeja a una distribución triangular según la NEC-15 se determina con la expresión (3.18). Los parámetros y el cálculo del corte en la base de diseño se presentan en la Tabla 4-15 y la Tabla 4-16, respectivamente.

Tabla 4-15. Parámetros para determinar la corte basal de diseño

Factor de reducción de la respuesta	R=	1.00
Coeficientes de irregularidad en plana y elevación	$\phi_P =$	1.00
	$\phi_E =$	1.00
Categoría del edificio uso habitacional	Categoría=	III
	I=	1.00
Carga sísmica reactiva	W [tonf]=	2418

Tabla 4-16. Cálculo del corte de diseño en la base V_b para ambas direcciones

Dirección	Carga sísmica [Tonf]	T [s]	k	Sa (T) [g]	Vb diseño [Tonf]
X	2418	1.30	1.4	0.59	286.3
Y	2418	1.16	1.33	0.66	319.2

En la Tabla 4-17 se presenta el cálculo de la distribución de la carga lateral del patrón de carga triangular invertido.

Tabla 4-17. Distribución de carga lateral

<i>PISO</i>	<i>Altura de entrepiso [cm]</i>	<i>hx [cm]</i>	<i>Peso wi [Tonf]</i>	Dir. X	Dir. Y
				<i>Fi [Tonf]</i>	<i>Fi [Tonf]</i>
10	288	2917	27	8	9
9	288	2629	236	62	67
8	288	2341	246	55	60
7	288	2053	246	46	50
6	288	1765	246	37	41
5	288	1477	246	29	32
4	288	1189	246	21	24
3	288	901	246	14	17
2	288	613	282	10	12
1	325	325	398	6	7
Suma =			2418		

En la Figura 4-26 se presenta el patrón de carga a utilizar como distribución triangular.

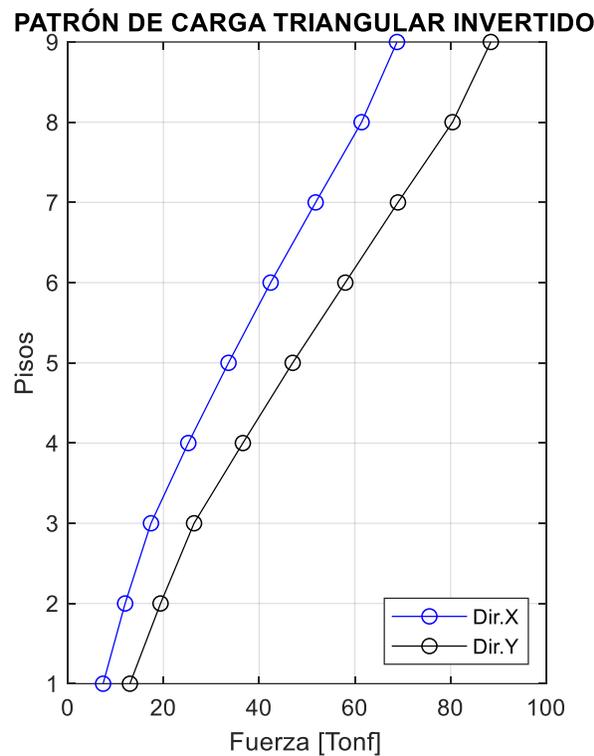


Figura 4-26. Patrón de carga triangular invertido en las dos direcciones

4.8.2. Asignación de rótulas plásticas

4.8.3. Elementos vigas y columnas

La modelación de las rótulas plásticas en elementos vigas y columnas se realizó por plasticidad concentrada, es decir que la inelasticidad está localizada en uno o varios puntos de cada elemento, y el comportamiento queda definido por las relaciones momento-rotación o carga-deformación (Pachano, 2018). Las rótulas utilizadas son del tipo dúctil, es decir controladas por deformación. En el caso de las vigas se ubicaron las rótulas en la cara de columna, mientras que para el caso de las columnas se ubicaron las rótulas en cabeza y pie de columna, y como recomendación se localizan a 15 cm.

Para la definición de las rótulas en elementos de los pórticos, como son vigas y columnas, se determinan los diagramas momento-curvatura en función de las relaciones constitutivas definidas para el hormigón y acero.

4.8.3.1. Rótulas en vigas

Se elabora el diagrama momento-curvatura de la sección de la viga con su respectivo acero de refuerzo utilizando los modelos constitutivos para cada material.

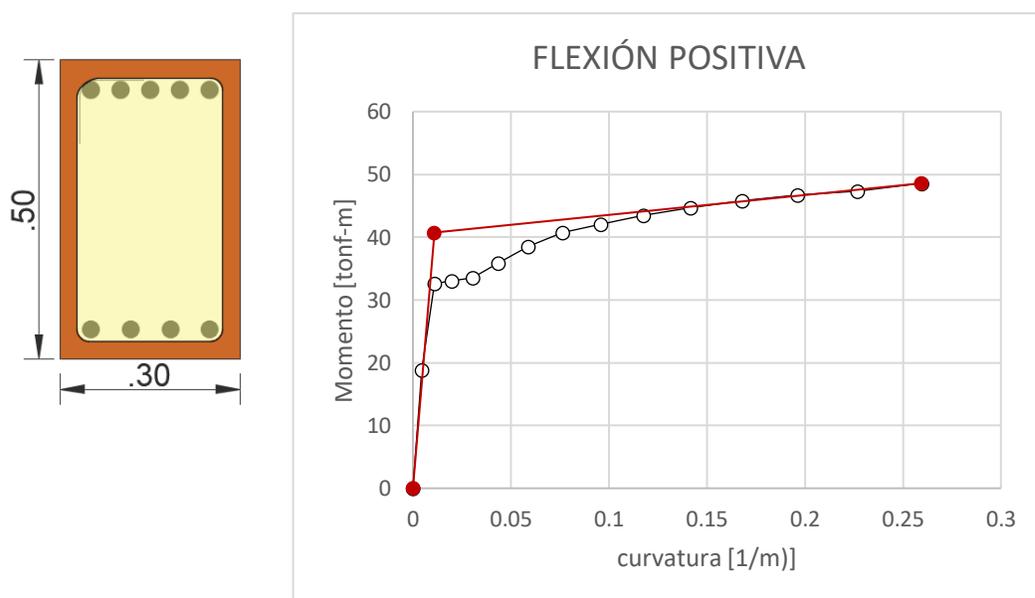


Figura 4-27. Diagrama de momento curvatura de la viga para flexión positiva

En la Figura 4-27 y Figura 4-28 se presenta los diagramas de momento curvatura para la sección de la viga en sus extremos, tanto para flexión positiva como negativa. Además, se presenta una aproximación bilineal del momento-curvatura para obtener el diagrama que se requiere para definir la rótula plástica en el software SAP2000.

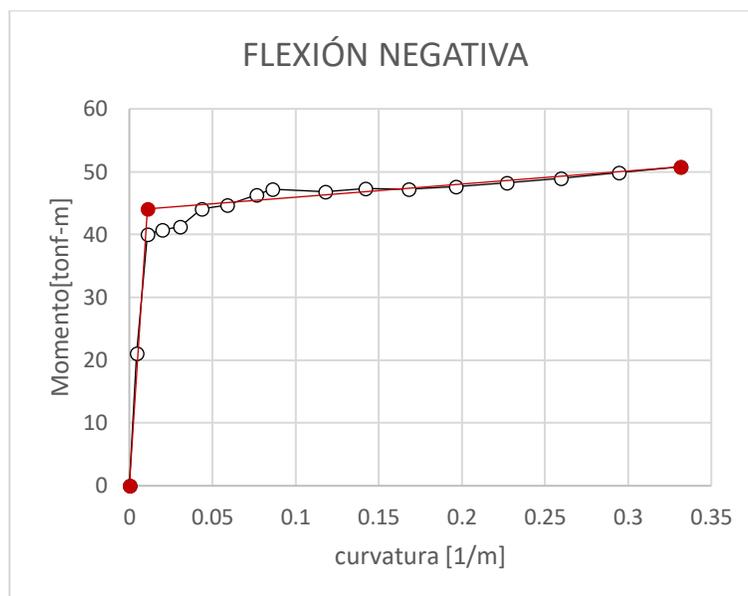


Figura 4-28. Diagrama de momento curvatura para flexión negativa

En la Figura 4-29 se presenta el diagrama momento curvatura para las vigas que se ingresa al programa.

EXTREMOS DE LA VIGA				
Pts	M	Curvatura	fM	f ϕ
	(tonf-m)	1/m		
E(-)	-10.15	-0.641	0.2	2
D(-)	-10.15	-0.385	0.2	1.2
C(-)	-50.77	-0.321		
B(-)	-44.12	0.0		
A	0.00	0		
B	40.73	0		
C	48.59	0.249		
D	9.72	0.298	0.2	1.2
E	9.72	0.497	0.2	2

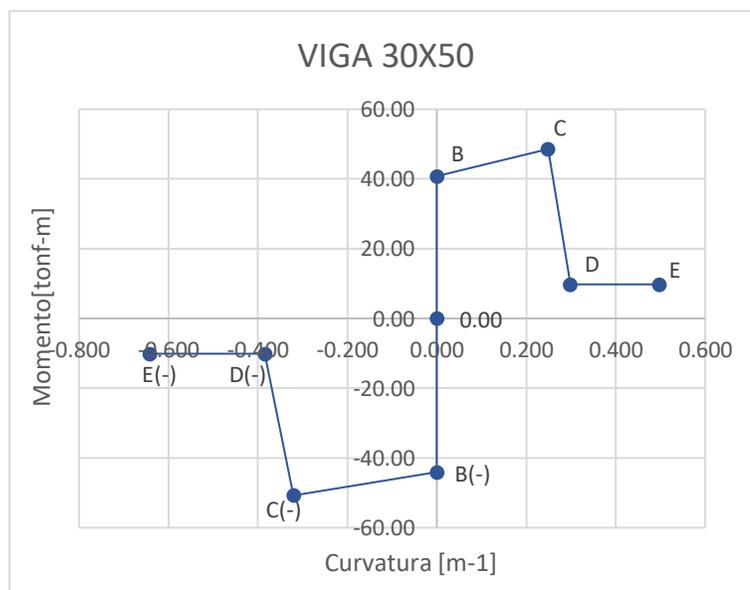


Figura 4-29. Diagrama momento curvatura para definir la rótula en SAP2000

4.8.3.2. Rótulas en columnas

Al igual que las vigas, se determina los diagramas de momento-curvatura, en este caso para diferentes cargas de compresión y se define la rótula en SAP2000. En este sentido, en la Figura 4-29 se muestra como ejemplo los diagramas para la columna C1:50x70 cm para diferentes cargas axiales de compresión. En la Figura 4-31 se presenta un esquema de cómo definir la rótula para columnas en SAP2000.

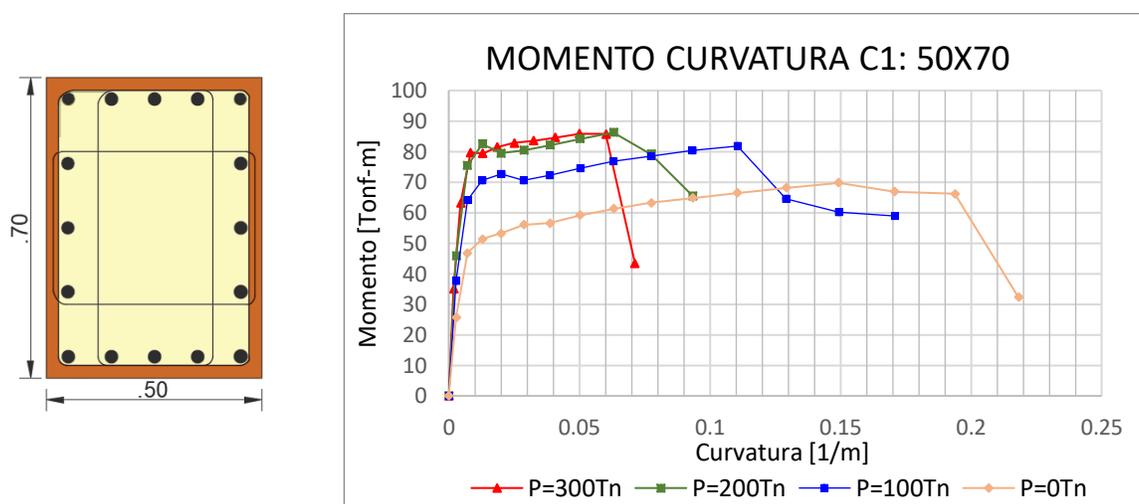


Figura 4-30. Diagramas momento curvatura para distintas cargas axiales de la columna C1:50x70

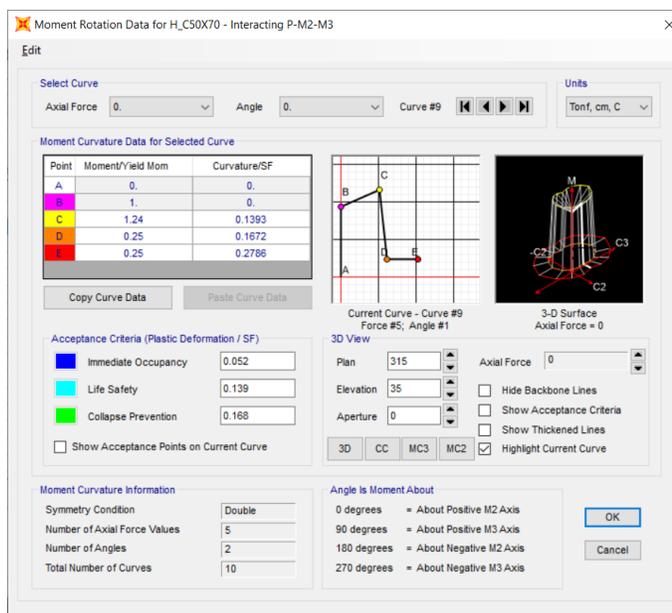


Figura 4-31. Esquema diagrama momento curvatura para definir la rótula de columnas en SAP2000

En la Figura 4-32 se presenta los diagramas momento curvatura que se ingresan en la definición de la rótula plástica de la columna en SAP2000.

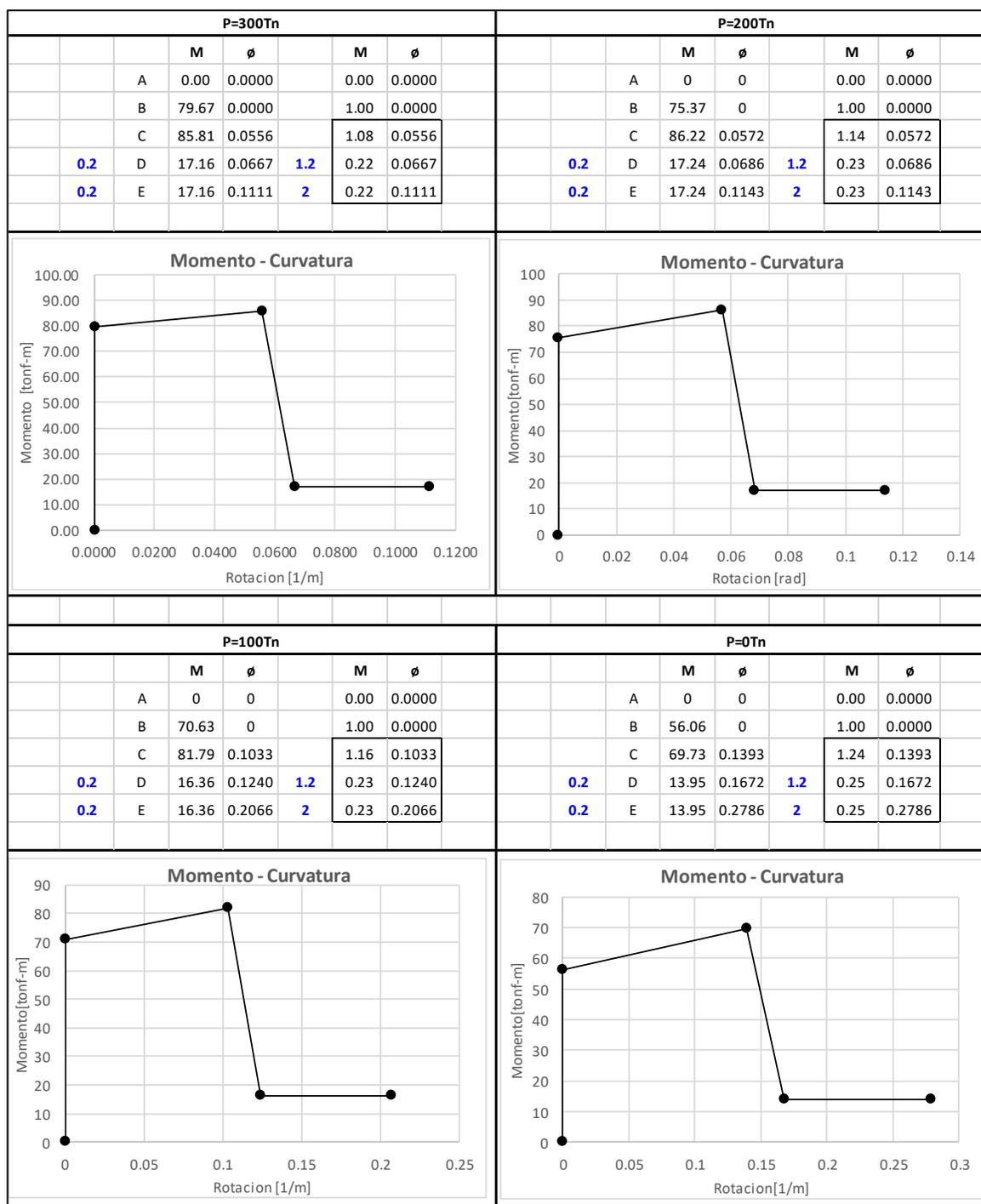


Figura 4-32. Diagramas momento curvatura para definir las rótulas en SAP2000

4.8.4. Diagonales equivalentes de albañilería

En el caso de la albañilería se considera una modelación elástica, es decir se asignará una rótula con plasticidad concentrada del tipo frágil con un comportamiento controlado por fuerza, y se ubicará en el centro del elemento diagonal. Al no tener ductilidad, al alcanzar la resistencia máxima, la capacidad de seguir tomando carga se anula (Pachano, 2018). Por tanto, se requiere calcular la resistencia máxima que tendrá cada elemento diagonal, y para ello se aplica las expresiones (3.4) y (3.5) para la resistencia a compresión y corte, respectivamente.

En cuanto al cálculo de la resistencia a corte de las diagonales equivalentes, se requiere conocer el factor R_2 , el cual está asociado al nivel de daño en la albañilería y varía entre 0 y 1.0 según lo que se presentó en la Tabla 3-1, tomando el valor de 1.0 cuando no existe daño, 0.7 en el caso de daño moderado. En este sentido, se asume para los cinco primeros pisos un $R_2 = 0.7$, pues como se observa en la Figura 4-33 el daño es moderado, mientras que para el resto de pisos no se observa mayor daño y se asume un factor $R_1 = 1.0$. Es preciso mencionar que en el caso de la mampostería que sufrió excesivo daño o colapso, estos paneles no se tomaron en cuenta como parte de la modelación.

Además, se requiere definir el factor que considera las aberturas del panel de albañilería R_1 , para ello se determina el área de aberturas que tiene cada panel y se evalúa con la expresión (3.7).

En la Tabla 4-18 se presentan las propiedades geométricas para cada panel analizado, se ubica también el área de aberturas por cada panel.

En la Tabla 4-19 se presentan los resultados obtenidos de la resistencia del puntal para cada una de las diagonales utilizadas, valores que se asignarán a cada rótula de la diagonal correspondiente.



Figura 4-33. Daño en albañilería concentrado en su mayoría en los primeros pisos.

Tabla 4-18. Propiedades geométricas de cada panel

Dir.	Puntal	t [cm]	w [cm]	Lm [cm]	hm [cm]	dm [cm]	Apanel [cm ²]	Aaberturas [cm ²]	Amv [cm ²]
Y	STR 1	15	196	660	238	701.6	157080	35000	9900
Y	STR 2	15	179	580	238	626.9	138040	39600	8700
Y	STR 3	15	129	350	238	423.3	83300	7000	5250
X	STR 4	15	149	340	238	415.0	80920	0	5100
X	STR 5	15	200	695	275	747.4	191125	0	10425

Tabla 4-19. Cálculo de la resistencia a compresión y corte para cada panel de albañilería

Puntal	PISOS 1 al 5					PISOS 6 al 10				
	Rcomp [tonf]	R1	R2	Rcort [tonf]	Rpuntal [tonf]	Rcomp [tonf]	R1	R2	Rcort [tonf]	Rpuntal [tonf]
STR 1	42.924	0.67	0.70	9.33	9.92	42.92	0.67	1.00	13.33	14.17
STR 2	39.201	0.59	0.70	7.19	7.77	39.20	0.59	1.00	10.27	11.10
STR 3	28.251	0.87	0.70	6.39	7.73	28.25	0.87	1.00	9.13	11.04
STR 4	32.631	1.00	0.70	7.14	8.72	32.63	1.00	1.00	10.20	12.45
STR 5	43.8	1.00	0.70	14.60	15.70	-	-	-	-	-

4.8.5. Resultados del AENL

En Tabla 4-20 se plantea los casos de modelación utilizadas en el análisis estático no lineal, de los cuales se presentarán los resultados correspondientes. El punto de control es el P10 (ver Figura 4-16).

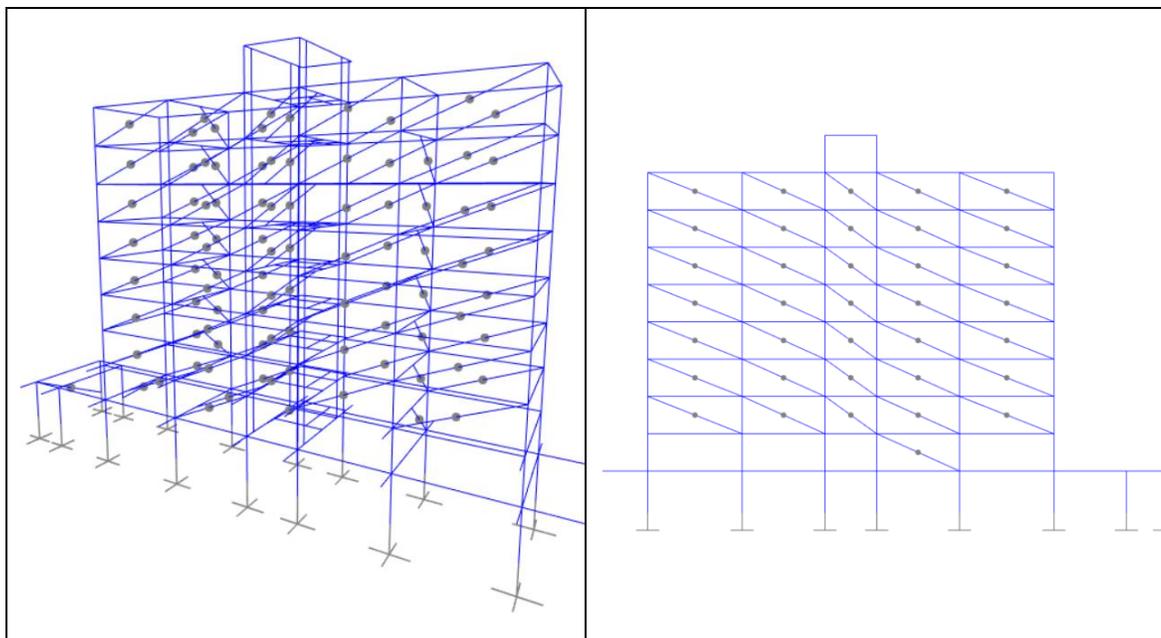
Tabla 4-20. Casos estudiados en el AENL

<i>Modelo</i>	<i>Caso</i>	<i>Diagonal</i>	<i>Columnas</i>	<i>Vigas</i>
3	1	RP	E	E
3	2	RP	E	RP
3	3	RP	RP	RP
1	4	SD	E	RP
1	5	SD	RP	RP

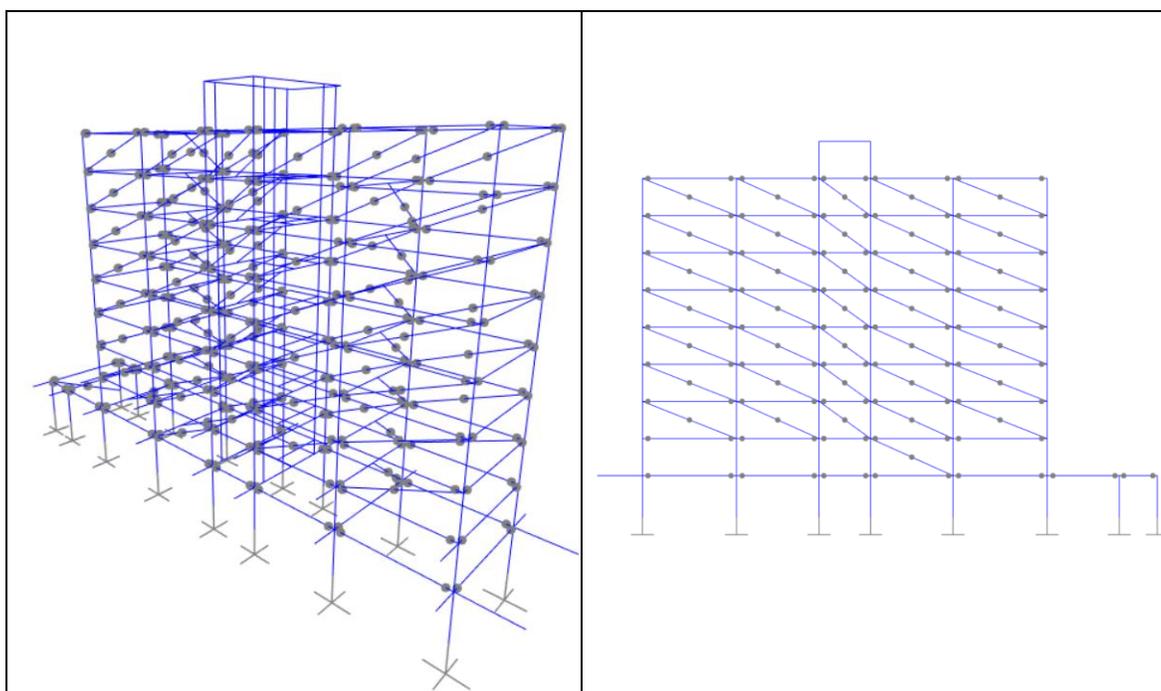
E: elásticas; RP: rótulas plásticas; SD: sin diagonales

De la Figura 4-34 a la Figura 4-37 se presenta la asignación de las rótulas plásticas para cada caso de modelación.

a) Modelo 3.- Caso 1

**Figura 4-34.** Asignación de rótulas en diagonales equivalentes albañilería, vigas y columnas elásticas.

b) Modelo 3.- Caso 2

**Figura 4-35.** Asignación de rótulas en diagonales equivalentes albañilería y vigas, columnas elásticas.

c) Modelo 3.- Caso 3

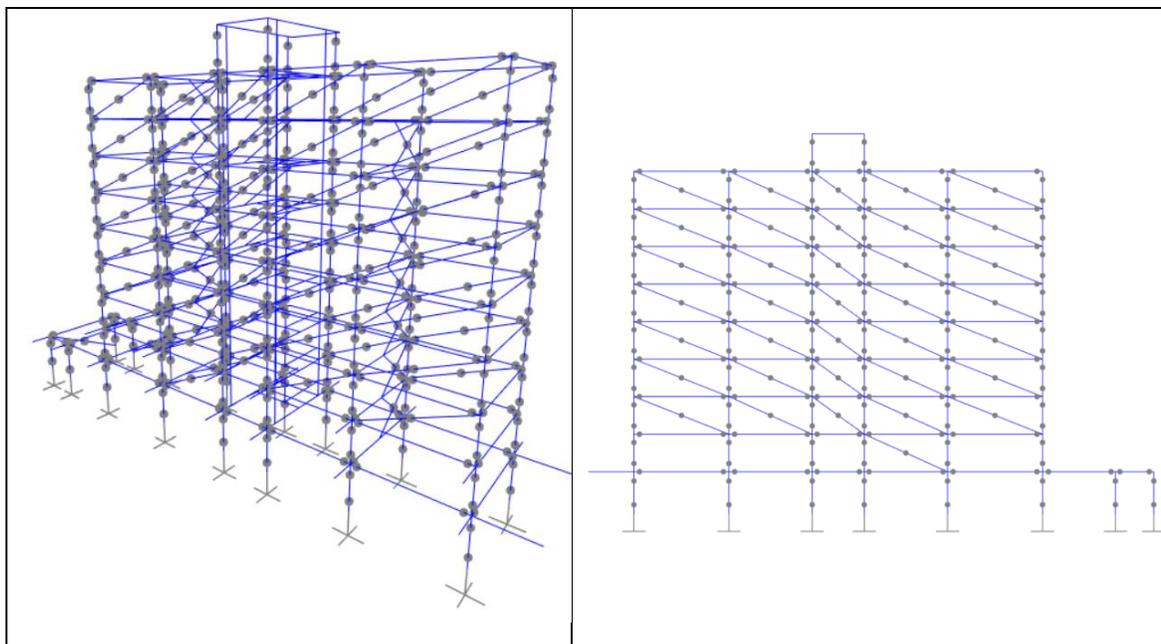


Figura 4-36. Asignación de rótulas en diagonales equivalentes de albañilería, vigas y columnas

d) Modelo 1.- Caso 4

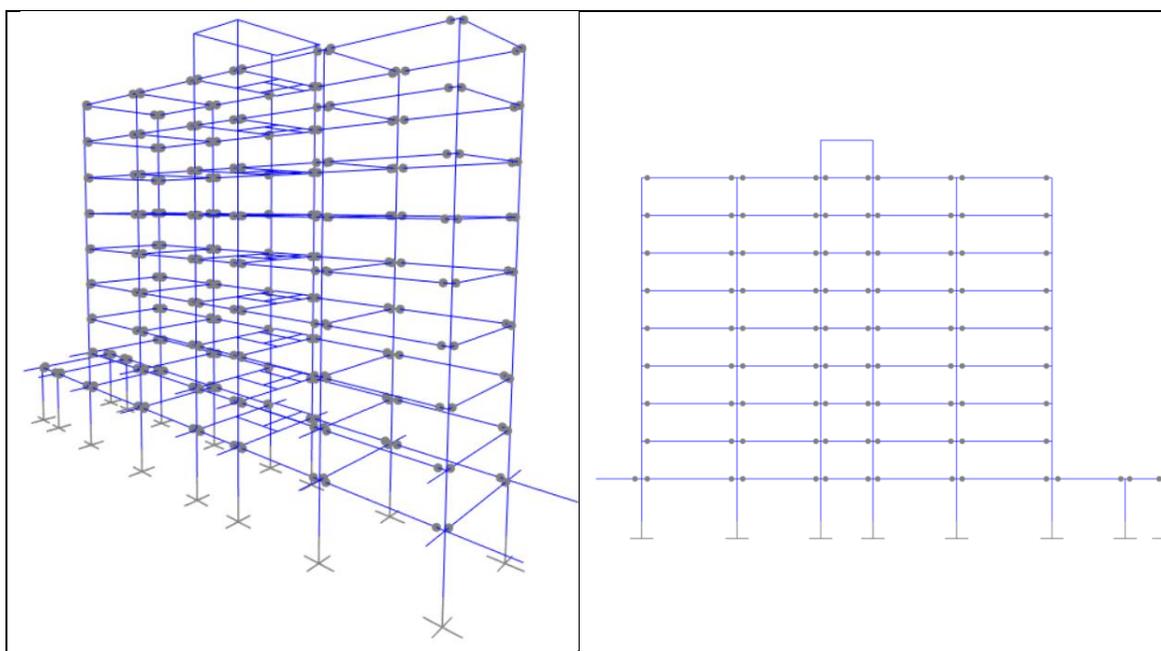


Figura 4-37. Asignación de rótulas plásticas en vigas, columnas elásticas

e) Modelo 1.- Caso 5

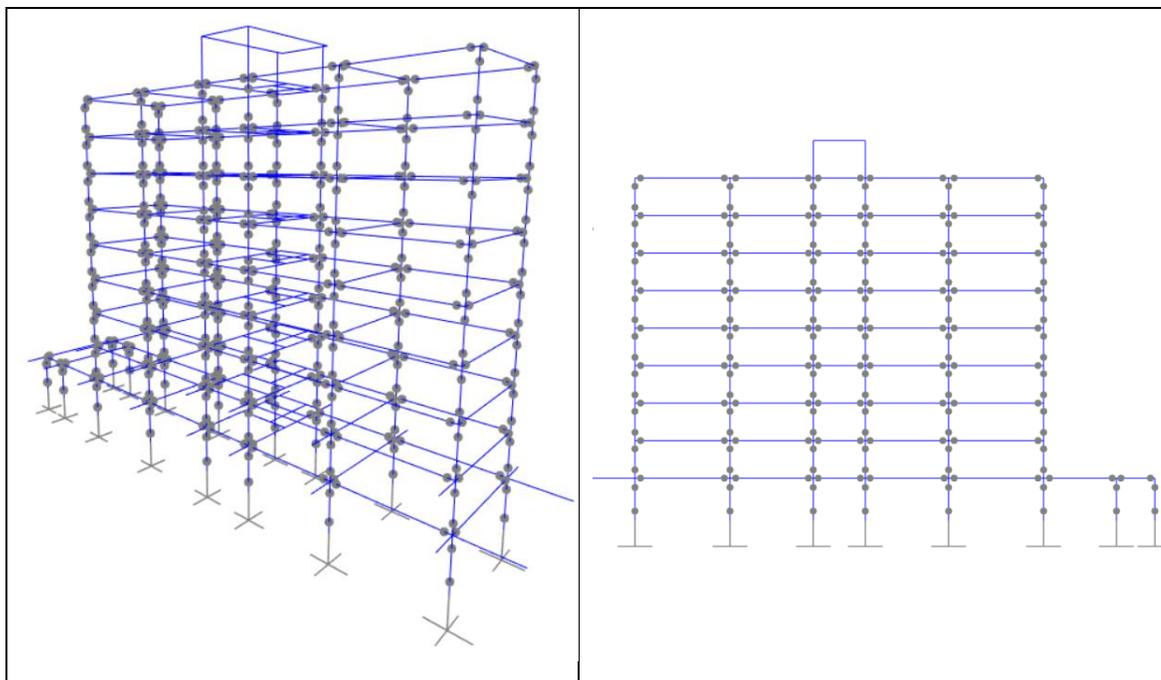


Figura 4-38. Asignación de rótulas plásticas en vigas y columnas

4.8.5.1. Comparación de resultados respecto a las curvas de capacidad

Se presentan las curvas de capacidad para cada caso de modelación con el fin de entender de manera sistematizada el comportamiento de la estructura al considerar la albañilería de relleno, luego se contrasta con las curvas obtenidas de la modelación sin albañilería.

Las curvas de capacidad para el caso 1 y 2 en las direcciones X e Y se presentan en la Figura 4-39 y Figura 4-40, respectivamente. De un análisis global para estos dos casos de modelación, se puede concluir que, resulta una menor capacidad al utilizar un patrón de carga igual a la forma modal, teniendo un impacto mayor en la dirección X debido a que la forma del modo 1 tiene acoplados movimiento de traslación y rotación.

Por otro lado, se observa que en el caso 2 existe una reducción de la capacidad y es consistente ya se consideran rótulas plásticas en vigas además de las rótulas en las

diagonales que tiene en el caso 1. En la dirección X, se observa que la estructura permanece prácticamente elástica debido a la poca influencia de las diagonales (ver Figura 4-39). En la dirección Y, al inicio se observa que las diagonales si tomaron carga y hay una disminución en la rigidez de la estructura luego de que fallan (Figura 4-40). En el caso 2, además de la reducción de la rigidez debido al agotamiento de las diagonales, se observa la reducción de la rigidez debido al agotamiento de las vigas.

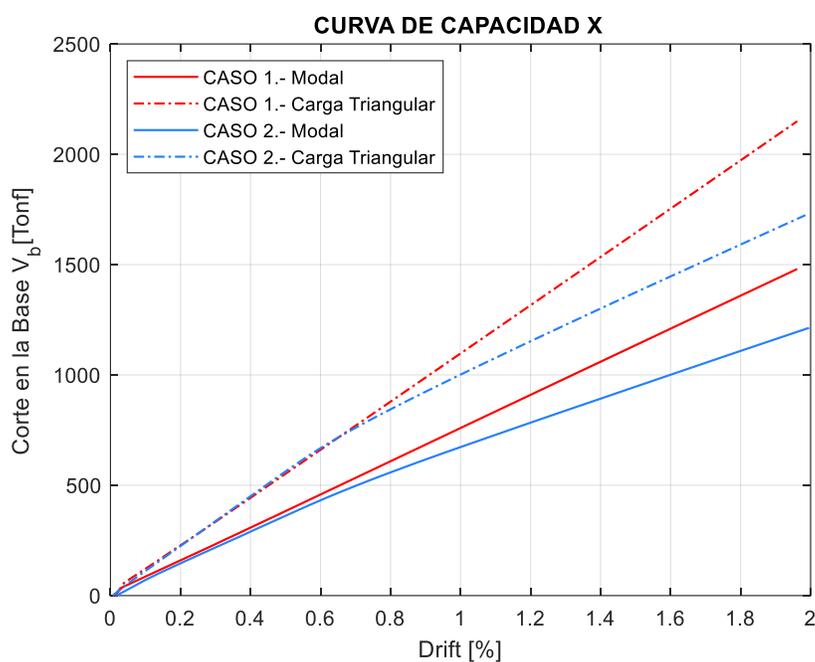


Figura 4-39. Curvas de capacidad del Modelo 3 para caso 1 y 2. Dirección X

En conclusión, de estos dos casos de modelación, las diagonales tienen un aporte de rigidez al inicio con mayor impacto en la dirección Y, pero una vez que las diagonales fallan, la estructura se comporta prácticamente como sistema sin albañilería y esto se justifica por la baja resistencia que poseen las diagonales. Además, se observa que una vez que las diagonales llegan a su máxima carga de compresión, las vigas se agotan en flexión.

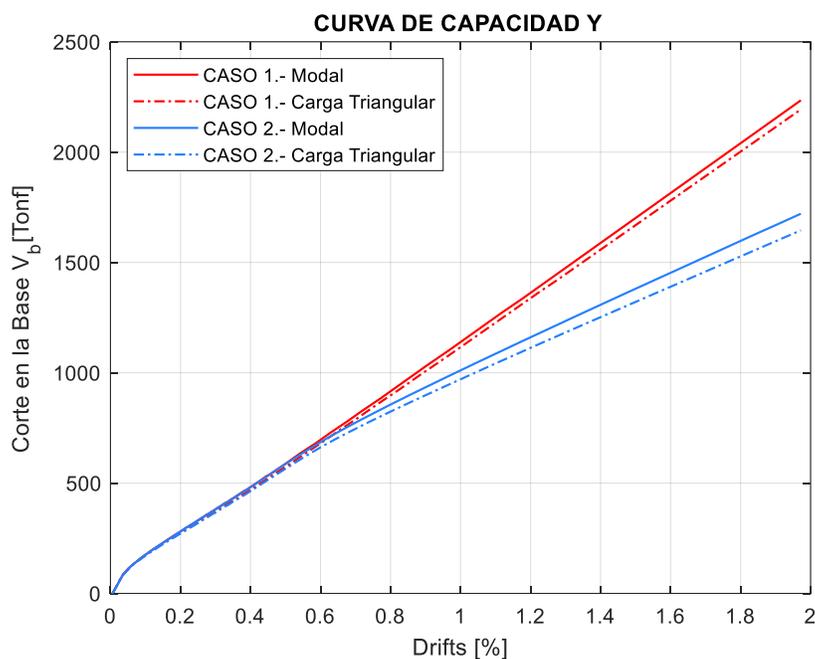


Figura 4-40. Curvas de capacidad del Modelo 3 para Caso 1 y 2. Dirección Y

En la Figura 4-41 y Figura 4-42 se comparan las curvas de capacidad de los casos 2 y 4, donde se considera para los dos casos columnas elásticas y en el primer caso rótulas en diagonales y vigas, mientras que en el segundo no hay diagonales y sólo se coloca rótulas en vigas.

En la dirección Y, se observa que las diagonales aportan en rigidez, pero debido a su baja resistencia no tienen mayor impacto en el comportamiento, pues se ve una tendencia parecida en los dos casos. En la dirección X, tiene una tendencia parecida en ambos casos. La diferencia se observa al utilizar diferentes patrones de carga, siendo menor la capacidad al utilizar la distribución de carga de la forma modal para ambos casos y en las dos direcciones.

En conclusión, las diagonales tienen una influencia en el aporte de rigidez inicial en la dirección Y, mientras que en X el comportamiento es parecido con o sin diagonales.

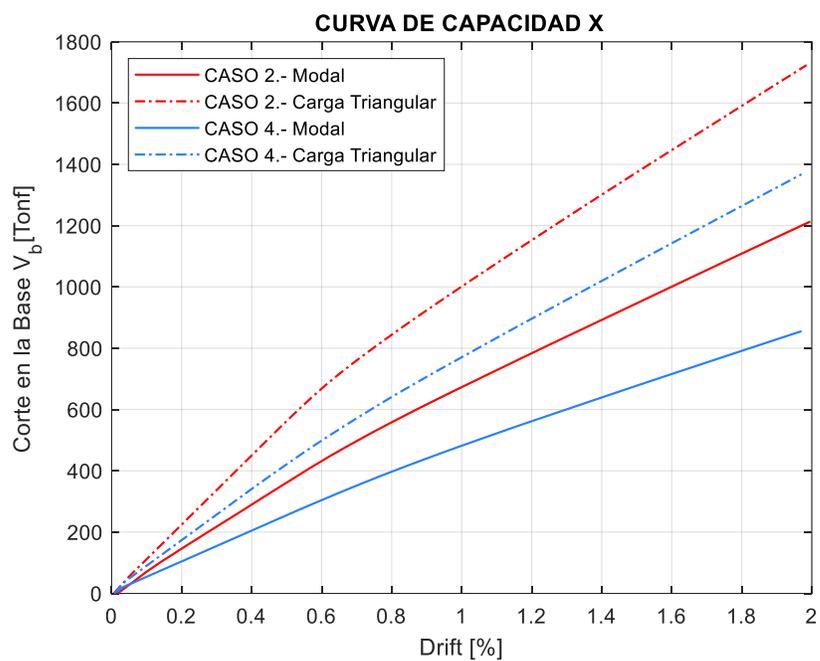


Figura 4-41. Curvas de capacidad para el Caso 2 y el Caso 4. Dirección X

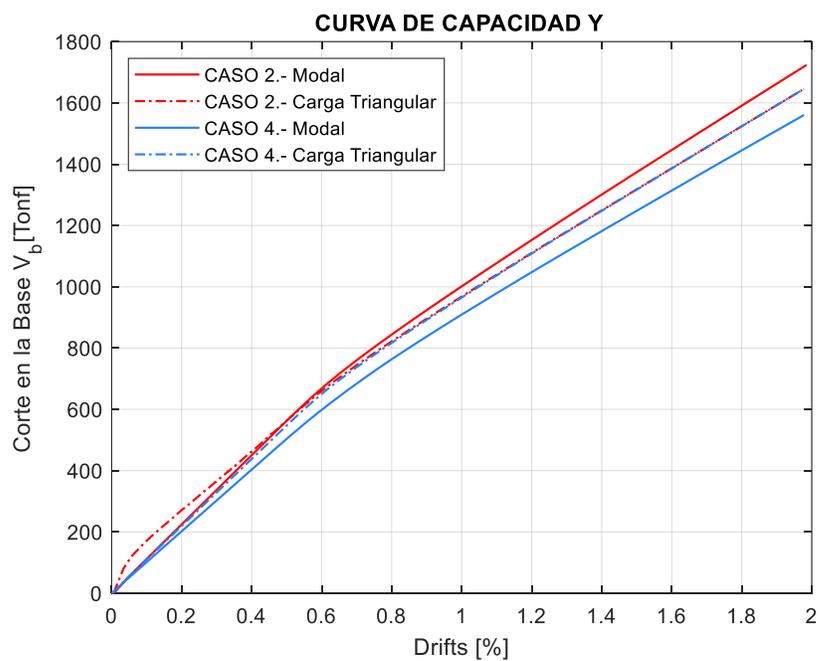


Figura 4-42. Curvas de capacidad para el Caso 2 y el Caso 4. Dirección Y

Como comparación final se revisa el caso 3 (Modelo 3) y caso 5 (Modelo 1), el primero se trata del modelo con diagonales de albañilería al cual se asignan rótulas a las diagonales, vigas y columnas; el caso 5 que se trata del modelo sin relleno de albañilería, al cual se asigna rótulas plásticas en las vigas y columnas. Se presentan las curvas de capacidad en las direcciones X e Y en la Figura 4-43 y Figura 4-44, respectivamente.

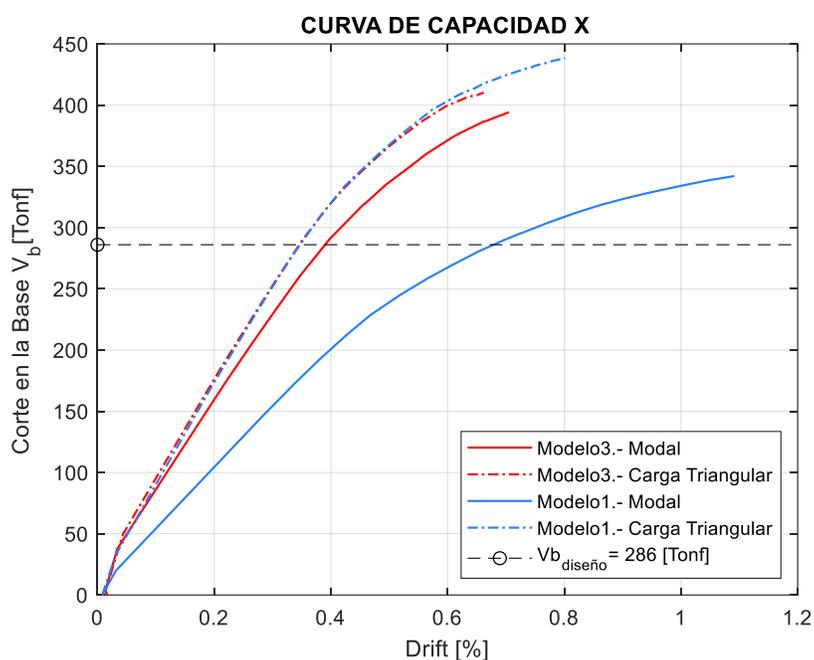


Figura 4-43. Curvas de capacidad para el Caso 3 y el Caso 5. Dirección X

En la dirección X (Figura 4-43) y en la dirección X (Figura 4-44), se observa que la resistencia global no se ve afectada apreciablemente; sin embargo, esta puede aumentar dependiendo de la densidad de albañilería de relleno que tenga la estructura. En cuanto al desplazamiento máximo alcanzado, en los dos casos se llega un drift global menor a la mitad del drift objetivo (2%), es decir se produce una interrupción temprana del análisis porque el proceso se detiene debido a un mecanismo de falla en columnas tanto en el modelo con albañilería como sin mampostería.

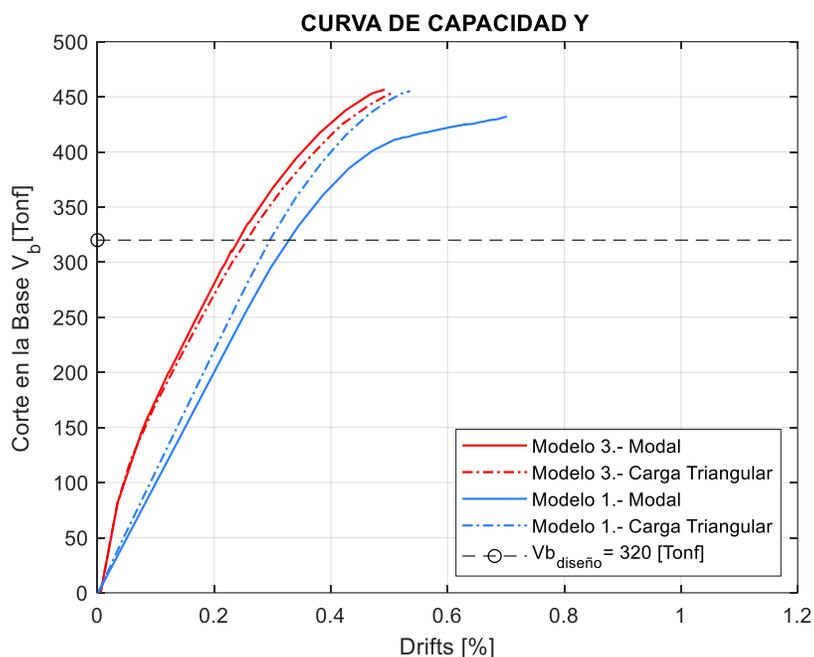


Figura 4-44. Curvas de capacidad para el Caso 3 y el Caso 5. Dirección Y

Como observación general, la resistencia global de la estructura con y sin albañilería es superior al corte de diseño que se requiere con la normativa actual (NEC-15), pero implica incursión en el rango inelástico de varios elementos antes de alcanzar ese corte, y se evidencia la insuficiente capacidad de deformación inelástica en columnas. En consecuencia, la estructura presenta reducida capacidad de deformación y requiere de intervención de reforzamiento de elementos para aumentar su capacidad. Finalmente, en la Tabla 4-21 se presenta un resumen de la capacidad para los casos 3 y 5 donde se observa que el caso 3 presenta una rigidez inicial mayor respecto al caso 5.

Tabla 4-21. Capacidad, desplazamiento máximo alcanzado y rigidez inicial para caso 3 y 5

Modelo	Caso	Patrón de Carga	V_{base} [Tonf]		Despl. techo [cm]		Rigidez inicial [Tonf/cm]	
			Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Mod. 3	3	Push (Modal)	390.9	452	20.35	13.08	42.36	90.62
Mod. 1	5	Push (Modal)	342.1	432	28.68	18.45	23.95	37.90

4.8.5.2. Drifts del entrepiso

En la Figura 4-45 se presentan una comparación de los drifts de entrepiso para el último paso de carga (patrón de carga modal) del Modelo3 (Caso 3) y el Modelo 1 (Caso 5). Se observa que existe una diferencia significativa de los drifts en las diferentes alineaciones de control.

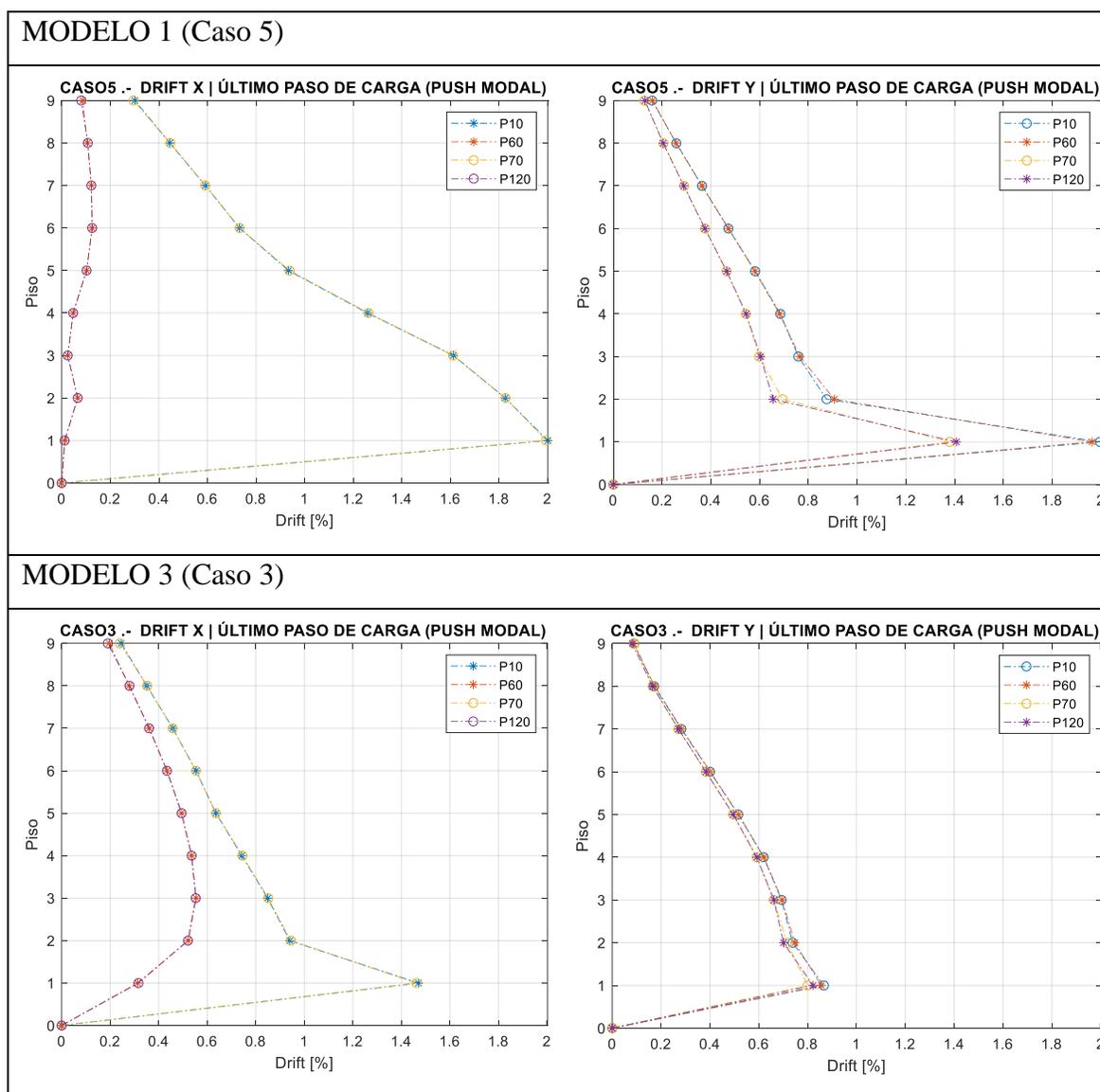


Figura 4-45. Drifts de entrepiso para el último paso de carga del AENL para Modelos 1 y 3

En las direcciones X e Y del Modelo 1 (Figura 4-45 superior) se evidencia la torsión que presenta la estructura al tener diferencia en los drifts en los puntos de control, lo mismo sucede en la dirección X del Modelo 3 (Figura 4-45 inferior izquierda). Para la dirección Y del Modelo 3 (Figura 4-45 inferior derecha), se observa que los drifts son coincidentes en las cuatro alineaciones de control, lo cual representa una traslación predominante en la forma modal.

En la Figura 4-46 y Figura 4-47 se presenta una comparación de drifts de entrepiso en la dirección X e Y, respectivamente. Se obtuvo los resultados en la alineación del nudo de control (P10) utilizado en el pushover para los dos casos de modelación.

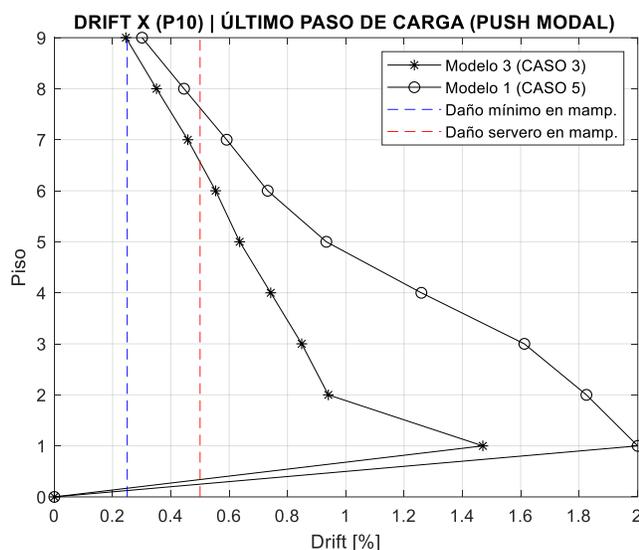


Figura 4-46. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P10 en la dirección X

Se observa una reducción sustancial en los DE al considerar la mampostería de relleno, siendo mayor la reducción en la dirección Y que cuenta con más densidad de mampostería lo que en principio se podría ver como una ventaja; sin embargo, a pesar de que se reducen los DE, para estos desplazamientos la mampostería supera el nivel de colapso que es 0.5%, limite definido en el fundamento teórico para medir el nivel de daño en la albañilería.

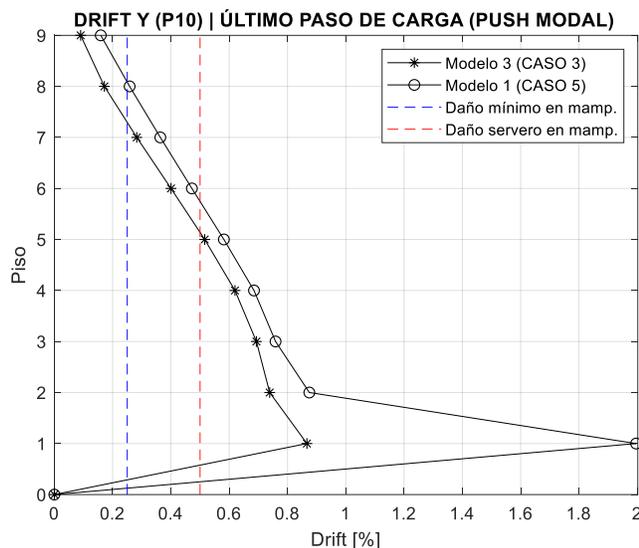


Figura 4-47. Drifts de entrepiso a lo largo del eje P10 en la dirección Y

El daño se concentra principalmente en los primeros pisos, mientras que sobre el piso 5 el daño en la albañilería se espera que sea moderado pues los DE se encuentran entre el límite 0.25% (inicio de fisuración) y 0.5% (colapso de albañilería).

En conclusión, el daño de la estructura con o sin mampostería se concentra en los primeros pisos, y a pesar de tener una reducción de DE en la estructura con albañilería, su presencia puede llevar al colapso prematuro de la estructura por un potencial mecanismo de piso blando. Por tanto, la estructura requiere de rigidización global para reducir los desplazamientos de entrepiso.

4.8.5.3. Mecanismos de falla

Se muestra en la Figura 4-48 el mecanismo de falla en el último paso de carga con el patrón de carga modal en la dirección X del Modelo 3 (caso3), y para la dirección Y en la Figura 4-49. El agotamiento de las columnas en los primeros pisos en cabeza y pie se presentan una vez que la mayoría de las diagonales fallan, y pocas vigas incursionan en rango inelástico. Se observa un mecanismo de colapso poco adecuado

o frágil en el primer piso, es decir agotamiento de las columnas, el cual se observa en la Figura 4-50

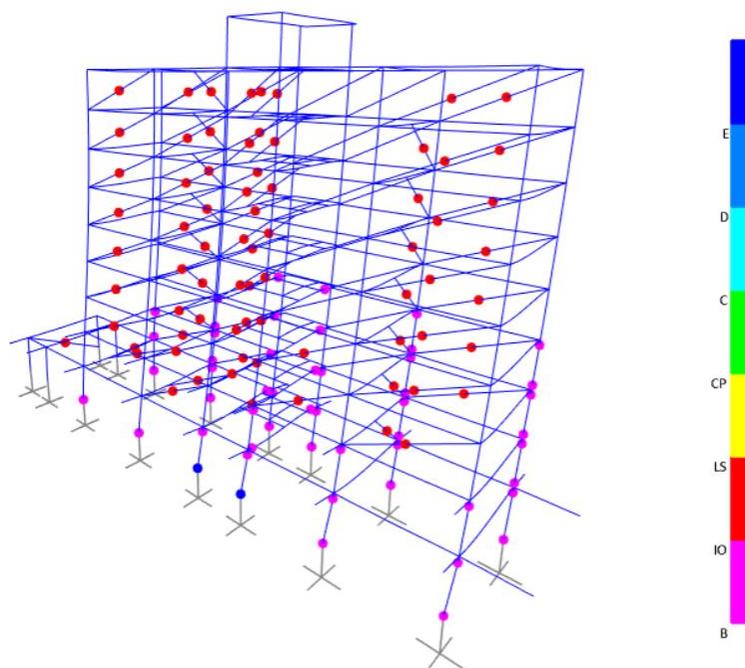


Figura 4-48. Mecanismo de falla para caso 3, último paso de carga. Dirección X

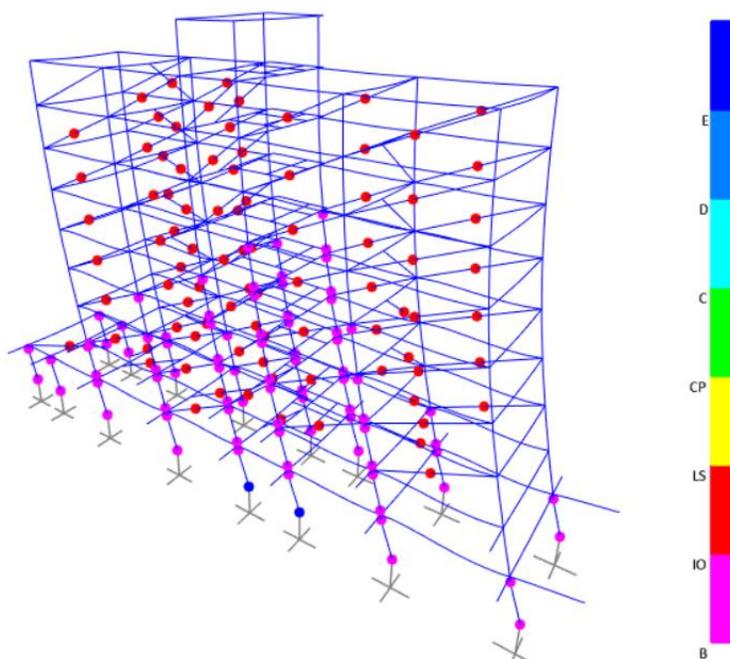


Figura 4-49. Mecanismo de falla para caso 3, último paso de carga. Dirección Y

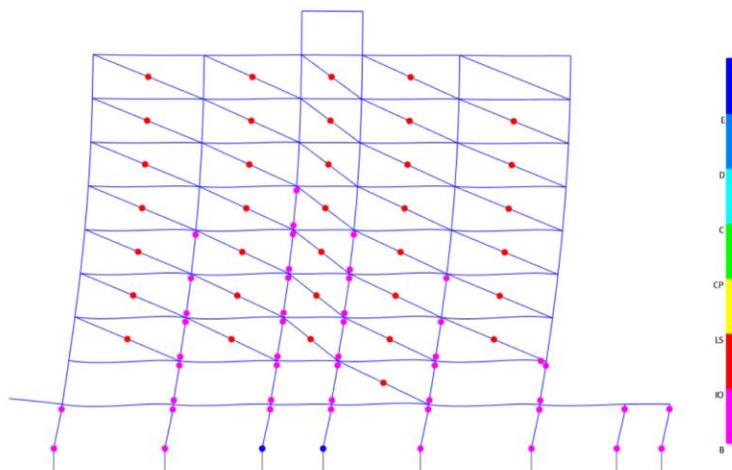


Figura 4-50. Mecanismo de falla para pórtico sentido Y

En la Figura 4-51 se presenta los resultados de la rótula en una diagonal y de una de las columnas más solicitadas.

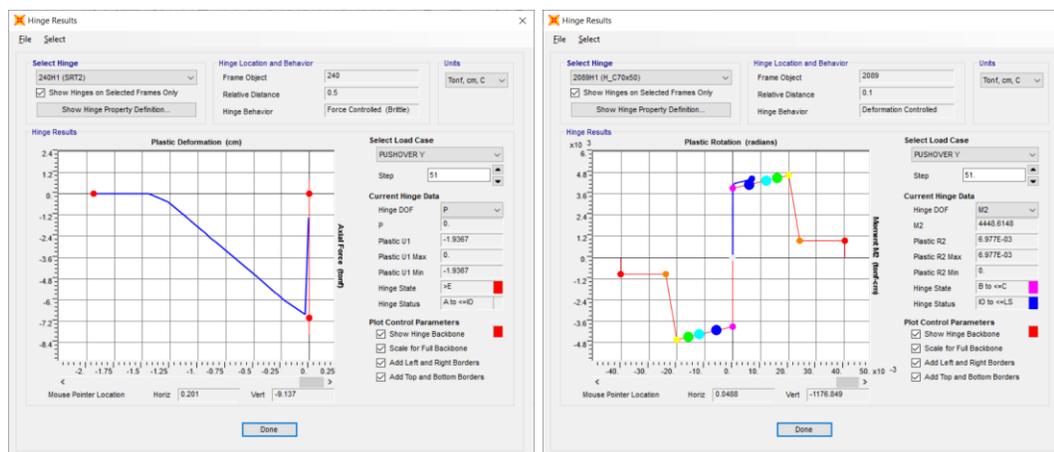


Figura 4-51. Resultados en la rótula de la diagonal y de la columna más solicitada C2: 50x70

Para el caso de la estructura sin relleno de albañilería (caso 5), en la Figura 4-52 se presenta el mecanismo de falla en el último paso de carga (patrón de carga modal) para la dirección X y en la Figura 4-53 para la dirección Y. Se observa que se presenta agotamiento de las columnas en los primeros pisos en cabeza y pie, además muy pocas

vigas incursionan en el rango no lineal. Por consiguiente, se concluye que la estructura tiene problemas de diseño por la insuficiente capacidad de deformación en las columnas, pues tiene un mecanismo de colapso no deseado de viga fuerte columna débil.

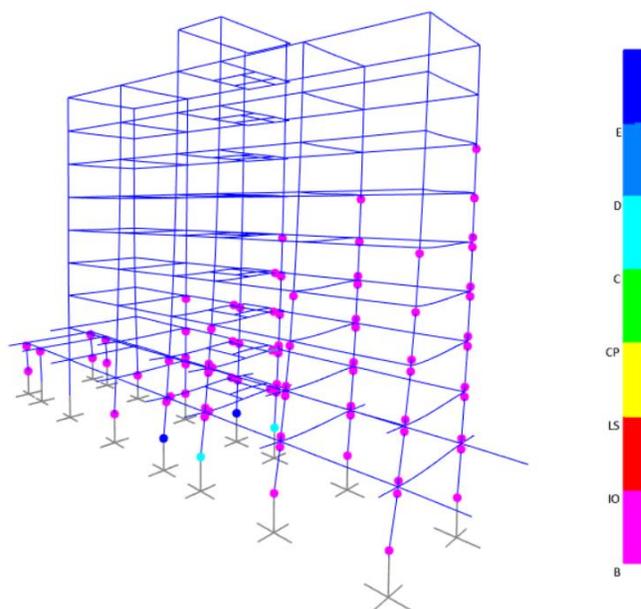


Figura 4-52. Mecanismo de falla para caso 5, último paso de carga. Dirección X

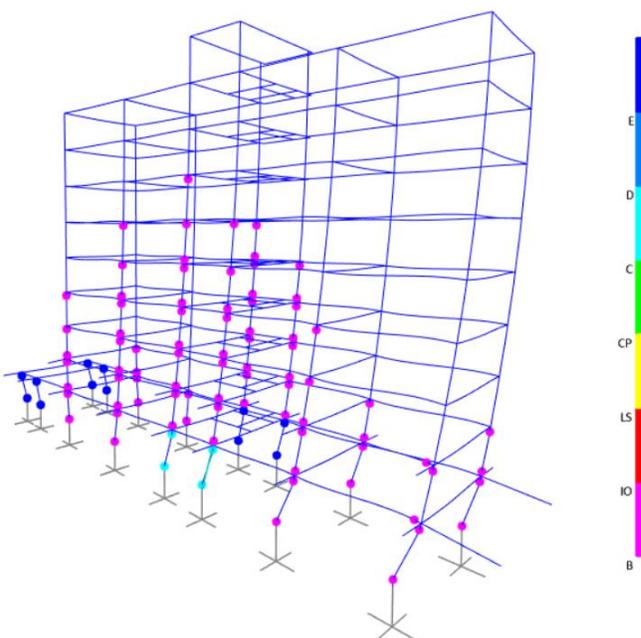


Figura 4-53. Mecanismo de falla para caso 5, último paso de carga. Dirección Y

En la Figura 4-54, se presenta la rótula plástica de la columna más solicitada, donde se observa que presenta insuficiente capacidad de deformación inelástica, lo que puede deberse a la baja capacidad de compresión del hormigón.

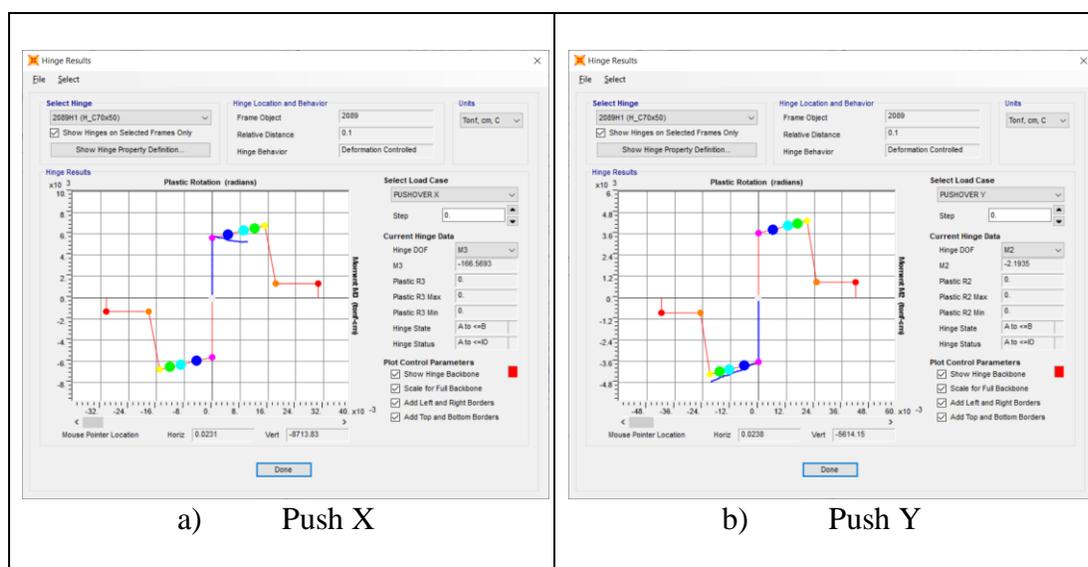


Figura 4-54. Resultados de la rótula plástica para la columna más solicitada C2: 70x50

En conclusión, tanto el sistema sin albañilería como el que considera el relleno tienen problemas de diseño en las columnas por la insuficiente capacidad de deformación inelástica. El aporte de rigidez de la albañilería se evidencia en la aparente reducción de los drifts de entrepiso, pero implica que la albañilería presenta gran daño.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la práctica de diseño, por lo general se consideran los paneles de mampostería como elementos no estructurales que aportan al sistema sólo como carga gravitacional, sin embargo, en este estudio al contar con información de la estructura post-terremoto, ensayos de materiales, de micro vibraciones, se calibró el modelo con y sin albañilería para evaluar el efecto de la albañilería de relleno a pesar de haber sufrido daño en al terremoto S16A. Con base a los resultados obtenidos tanto del análisis lineal como no lineal (AENL), se presentan las siguientes conclusiones.

1. El efecto de la mampostería en el comportamiento sísmico puede verse como positivo por el incremento de la rigidez inicial al sistema, lo cual aparentemente favorece al comportamiento sísmico y se refleja en la reducción de los DE, sin embargo, en este caso de estudio la albañilería presenta un gran daño para el desplazamiento máximo alcanzado en el AENL.
2. El daño de la estructura con o sin mampostería se concentra en los primeros pisos, y a pesar de tener una reducción de DE en la estructura con albañilería, su presencia podría llevar al colapso prematuro de la estructura por un potencial mecanismo de piso blando.
3. La estructura tiene un desempeño sísmico poco adecuado, puesto que el mecanismo de colapso implica agotamiento en cabeza y pie de las columnas, sin mayor incursión inelástica en las vigas, es decir el sistema presenta un potencial mecanismo de vigas fuertes columnas débiles. Esto ocurre en el sistema sin relleno y considerando la mampostería. Las columnas tienen insuficiente capacidad de deformación inelástica. Por consiguiente, se requiere reforzamiento de columnas y rigidización global de la estructura.

4. La influencia de la mampostería en cuanto a rigidez tiene más relevancia en la dirección Y que cuenta con mayor densidad de paneles relleno, lo cual se refleja en DE menores, además implica gran daño en la albañilería.
5. Las propiedades de la albañilería como el módulo de elasticidad (E_m), resistencia a la compresión (f^m) y corte (f^v), son fundamentales para determinar la resistencia máxima de las diagonales, pues la variabilidad en estos parámetros impacta directamente en el comportamiento global de la estructura y la respuesta desplazamientos. Por tanto, es importante elegir de manera adecuada las propiedades de la albañilería de relleno para reducir la incertidumbre en el comportamiento de la estructura.
6. Elegir un patrón de carga adecuado para el AENL va a depender de las propiedades dinámicas de cada estructura, en la presente se concluye que al utilizar la forma modal que tiene acoplados traslación y rotación como primer modo, resulta que la estructura presenta una capacidad menor que al tomar una carga triangular invertida. Lo que implica que algunos pórticos están más solicitados que otros. Por otro lado, si la forma modal es predominante en traslación, los resultados son bastante semejantes a los obtenidos con el patrón de carga triangular invertido.
7. Se recomienda la implementación de un modelo que considere dos o más diagonales equivalentes, pues para evaluar los efectos locales en los elementos y poder capturar posibles fallas locales a corte en vigas y columnas se requiere explorar otras alternativas de modelación para los paneles de mampostería.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2016). Análisis de los Edificios que Colapsaron en Portoviejo durante el Terremoto del 16 de Abril de 2016. *Revista Internacional de Estructuras*, 25.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodriguez, M. (2015). Diagramas Momento-Curvatura y Momento-Rotación para Elementos de Hormigón Armado y Acero con ASCE/SEI 41 y Sistemas de Computación Ceinci-Lab . *Revista Ciencia Vol*, 17(2).
- Al- Chaar, G. (2002). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. Washington DC: US Army Corps of Engineers.
- Albuja , R., & Pantoja , J. (2017). *Estudio del reforzamiento de la mampostería de bloque de hormigón con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ASCE/SEI, 4.-1. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*.
- Carrillo, J., & González , G. (2007). Influencia de la Mampostería No Reforzada en el Comportamiento Inelástico de Pórticos de Concreto. *Dyna vol 152*, 217-227.
- Castañeda, Á., & Mieles, Y. (2017). Overview of the Structural Behavior of Columns, Beams, Floor Slabs and Buildings during the Earthquake of 2016 in Ecuador. *Revista Ingeniería de Construcción RIC*, 16.
- Crisafulli, F., Carr, J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled fram structures-a general review. *Bulletin-New Zealand Society for Earthquake*.
- Crisafulli, J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. PhD, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Crowley , H., & Pinho, R. (2006). Simplified equation for estimating the period of vibration of existing buildings. *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and*, (págs. 3-8). Switzerland.
- Dumaru, R. (2018). *Seismic Performance Assessment and Strengthening Techniques for Existing Reinforced Concrete Buildings in Nepal*. Porto: Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- FEMA 306. (2000). *FEMA 306, 1999. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual. Prestandard and commentary for*

- the seismic rehabilitation of buildings*. Washington DC, USA: Federal Emergency Management Agency.
- Fiore, A., Spagnoletti, G., & Greco, R. (2016). On the prediction of shear brittle collapse mechanisms due to the infill-frame interaction in RC buildings under pushover analysis. *Engineering Structures*, 147-159.
- Grijalva, L., & Narváez, J. (2018). *Elaboración de curvas de rfagilidas para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloque de concreto y ladrillos en Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Hendry, A., Sinha, B., & Davies, S. (2003). Design of masonry structures. *CRC Press*.
- Ipiales, P., & Vinuesa, J. (2017). *Estudio experimental de resistencia por corte en juntas de mortero en mampostería de bloque artesanal*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Lima , K., & Paredes, J. (2017). *Estudio analítico-experimental del desempeño de un pórtico de hormigón armado con panel de relleno de bloque de baja resistencia, a través de un ensayo a carga lateral y modelo computacional*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- López , K., & Ushiña, W. (2017). *Determinación del módulo de elasticidad de mampostería de bloque no estructural utilizada en la vivienda ecuatoriana*. Quito: Escuela Politécnica Nacional .
- López, E., & Manobanda, J. (2019). *Estudio experimental y analítico de las propiedades mecánicas de la mampostería estructural utilizando el bloque de hormigón propuesto por la empresa INOVA TK*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1989). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol.114, No.8. ASCE.
- Medina, C. (2016). *Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador*. Quito.
- Moretti, M. (2015). Seismic Design of Masonry and Reinforced Concrete Infilled Frames: A Comprehensive Overview. *American Journal of Engineering and Applied Sciences* , 748-766.
- NEC-SE-CG. (2015). *NEC-SE-CG (Cargas No Sísmicas)*. Quito: MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS Diseño Sísmico Resistente*. Quito: MIDUVI.

- NEC-SE-HM. (2015). *NEC-SE-HM (Hormigon Armado)*. Quito: MIDUVI.
- NEC-SE-MP. (2015). *NEC-SE-MP (Mamposteria Estructural)*. Quito: MIDUVI.
- Orellana, G., & Parra, J. (2017). *Evaluación de Desempeño Sísmico de un Edificio Esencial Aporticado de Hormigón Armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-RE, 2015)*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Pachano, F. A. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Paredes, P. (abril de 2017). Riesgo Sísmico en Edificios de Bahía de Caráquez. Quito: Congreso de Ingeniería Sísmica, Estructural y Geotécnica .
- Paredes, R. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental*. Quito: Escuela Politécnica Nacional .
- Pasca, M., Liberatore, L., & Masiani, R. (2017). Reliability of analytical models for the prediction of out-of-plane capacity of masonry infills. . *Structural Engineering and Mechanics*, 765-781.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. 1st Edn., Wile, New York , 768*.
- Placencia, P. (2017). *Evaluación de daños en detalle de edificios y construcciones en la zona afectada por el sismo de Abril de 2016*. Quito: BID.
- Priestley , M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS PRESS.
- Quinde, J., & Rea, W. (2018). *Evaluación Sísmica de Edificios Aporticados de Hormigón Armado con Deficiencias de Diseño, mediante el Método del Espectro de Capacidad FEMA 440*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Rivas, L. (2017). *Análisis experimental y analítico de las propiedades estructurales ante cargas laterales de una mampostería confinada y una mampostería reforzada*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- Sattar, S., EERI, M., & Liel, A. (2016). Seismic Performance of Nonductile Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls—I: Development of a Strut Model Enhanced by Finite Element Models. *Earthquake Spectra*, 795-818.
- Senplades. (2016). *Evaluación de los Costos de Reconstrucción*. Quito: Senplades.
- Smith, I. (2014). *Elements of Soil Mechanics*. Chichester: John Wiley & Sons.
- Tarque, N., Leandro, C., Guido, C., & Enrico, S. (2015). *Masonry infilled frame structures: state-of-art review of numerical modelling*. Earthquakes and Structures.