

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE
ADOBE DE UN NIVEL INFLUENCIADOS POR LA RELACIÓN
DE ASPECTO”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

ELABORADO POR:

DANTY ALEXANDER OTERO MONTEZA

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL AUGUSTO DÍAZ FIGUEROA

Lima – Perú

2021

ÍNDICE

RESUMEN	4
ABSTRACT.....	6
PRÓLOGO	8
LISTA DE TABLAS.....	10
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE SÍMBOLOS	25
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	29
1.1 GENERALIDADES.....	29
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	30
1.2.1 Problema General:.....	31
1.2.2 Problema Especifico:	31
1.3 OBJETIVOS	31
1.3.1 Objetivo General	31
1.3.2 Objetivo Especifico	31
1.4 HIPÓTESIS	32
1.4.1 Hipótesis General	32
1.4.2 Hipótesis Especifica.....	32
1.5 METODOLOGÍA	32
1.6 ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN.....	36
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	38
2.1 MARCO TEÓRICO	38
2.1.1 Construcciones de adobe	38
2.1.2 Evolución de las construcciones de adobe en el Perú	38
2.1.2.1 Cultura Mochica:	38
2.1.2.2 Cultura Lima:	39
2.1.2.3 Cultura Yshma:.....	39
2.1.2.4 Cultura Chimú:	40

2.1.2.5	Cultura Lambayeque:	41
2.1.2.6	Etapa colonial:.....	41
2.1.3	Principales fallas en edificaciones de adobe	41
2.1.3.1	Falla fuera del plano:.....	41
2.1.3.2	Falla en el plano:.....	42
2.1.4	Mecánica continua básica.....	42
2.1.5	Método de elementos finitos	43
2.1.6	Modelo numérico para la albañilería.....	46
2.1.6.1	Modelo de Drucker-Prager con límite:.....	47
2.1.6.2	Modelo de plasticidad y daño del concreto	48
2.1.7	Esquemas de integración para resolver problemas dinámicos:	52
2.2	MARCO CONCEPTUAL	54
2.2.1	Relaciones de aspecto en muros de adobe (H/L).....	54
2.2.2	Conexión muros de adobe –Techo de madera.....	55
2.2.3	Comportamiento de muros a flexión	58
CAPÍTULO 3: MODELOS NUMÉRICOS FRENTE A DATA EXPERIMENTAL.		64
3.1	ENSAYOS EXPERIMENTALES	64
3.1.1	Ensayo de pilas y muretes de adobe.....	64
3.1.2	Ensayo de muro de adobe con carga monotónica	65
3.1.3	Ensayo de muro de adobe con carga cíclica	66
3.1.4	Ensayo dinámico de un módulo de adobe.....	67
3.2	MODELAMIENTO NUMÉRICO	68
3.2.1	Pilas y muretes de adobe	68
3.2.2	Muro de adobe con carga cíclica.....	69
3.2.3	Ensayo dinámico de un módulo de adobe.....	73
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES.....		75
4.1	REGISTROS SÍSMICOS	75
4.1.1	Corrección de registros por línea base	76

4.1.2	Corrección de registros por filtrado de señales	76
4.1.3	Escalamiento de registros sísmicos.....	76
4.2	CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO.....	79
4.2.1	Influencia del sistema de techo en el comportamiento sísmico.....	79
4.2.2	Estimación de las propiedades del material	86
4.2.2.1	Ensayo de vibración ambiental a una edificación histórica	86
4.2.2.2	Revisión de la data existente:	96
4.3	ANÁLISIS MODAL	97
4.4	ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA	105
4.4.1	Propiedades de los materiales.....	106
4.4.2	Modelo M1 (L = 8 m).....	108
4.4.3	Modelo M2 (L = 12m).....	120
4.4.4	Modelo M3 (L = 24 m).....	130
4.4.5	Modelo M4 (L = 52 m).....	140
4.5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	157
4.6	APLICACIÓN DEL ANALISIS ELÁSTICO	161
4.6.1	Importancia de los modos de orden superior.....	161
4.6.2	Estimación de los patrones de agrietamiento	168
4.6.2.1	Cálculo de la capacidad	168
4.6.2.2	Cálculo de la sollicitación sísmica.....	179
4.6.2.3	Metodología propuesta para la evaluación	181
	CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	190
5.1	CONCLUSIONES	190
5.2	RECOMENDACIONES.....	192
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	193

RESUMEN

El adobe es uno de los materiales más antiguos usados en la construcción. Desde su origen hasta la actualidad, se han edificado templos, iglesias, viviendas e incluso hospitales. Su principal ventaja es que es un material hecho de tierra, abundante en el medio en el que vivimos. Edificaciones construidas hace cientos de años, siguen de pie hasta la actualidad, si bien es cierto presentando algunos daños, aún permanecen estables. Por otro lado, se conoce la alta vulnerabilidad que presentan estas edificaciones ante sismos, debido principalmente a la baja resistencia del material. Actualmente, debido al silencio sísmico que presentan muchas ciudades del Perú, se requieren evaluar estructuras existentes de adobe para así, conocer su comportamiento sísmico, y en base a ello, plantear reforzamientos estructurales que busquen reducir su vulnerabilidad.

Las edificaciones antiguas o también llamadas históricas, están constituidas por muros de grandes dimensiones, y en general, una dimensión es bastante mayor a las otras dos. Esto dificulta el hecho de llevar a cabo ensayos experimentales en un laboratorio, en donde el tamaño del espécimen y el peso del mismo son una limitante.

Por otra parte, se han desarrollado modelos numéricos en elementos finitos aplicables a materiales compuestos como el adobe. Desde modelos que estudian la interacción entre sus partes (unidad-junta), hasta modelos empleados para representar una edificación completa. Sin embargo, actualmente a nivel ingenieril, no es factible aún emplear este tipo de modelos numéricos, debido principalmente al gran esfuerzo computacional que estas demandan.

El presente estudio nace por la necesidad de evaluar las edificaciones de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo, que datan de la década de 1870, y que además de guardar un pasado histórico, cumplen una función esencial en la sociedad.

Se realizó el ensayo de vibración ambiental a una edificación histórica de adobe perteneciente al Hospital, se elaboró un modelo numérico de la estructura y se estimó las propiedades de los materiales en base a calibraciones. Seguidamente, se estudió la influencia del particular sistema de techo que presentan por lo general las edificaciones históricas, en el comportamiento global de la estructura.

Se empleó el modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete damaged plasticity) para estudiar el comportamiento sísmico de cuatro edificaciones de adobe con diferentes relaciones de aspecto, desde muros de 8 m de longitud, hasta 52 m. Se emplearon además tres registros sísmicos peruanos las cuales fueron escalados a un espectro objetivo. Se determinaron los patrones de agrietamiento de las cuatro edificaciones. Además, se observó una clara dependencia del contenido de frecuencias del sismo con la respuesta dinámica de la estructura. Se observó también, la disminución de las capacidades sísmicas de las estructuras a medida que la relación de aspecto disminuye, y en este mismo sentido, el incremento de la vulnerabilidad sísmica.

Por último, se establecieron consideraciones importantes para la evaluación sísmica de edificaciones compuestas por muros de bajas relaciones de aspecto y adicionalmente, se propone una metodología complementaria para la detección del daño mediante el análisis modal espectral.

ABSTRACT

The adobe is the oldest used building material in the world. From its origin to the present, temples, churches, houses, and even hospitals have been built. Its principal disadvantage is that its main advantage is that it is a material composed of soil, abundant in the environment. Otherwise, the high vulnerability of adobe buildings is known mainly due to the low resistance. Currently, due to the seismic silence that many cities present. It is necessary to evaluate existing adobe structures to know their seismic behavior, and based on this, propose structural reinforcements that seek to reduce their vulnerability. It is necessary to assess existing adobe structures to know their seismic behavior and propose structural reinforcements to reduce their vulnerability.

In an experimental test, the size of the specimen and its weight are a limitation, for this reason, carrying out a test in a laboratory to study the seismic behavior of historical buildings is not an alternative. Otherwise, numerical models in finite elements have been developed for composite materials such as adobe. From models that study the interaction between the unit and joint to models used to represent a complete building. However, currently in practical engineering, it is not yet feasible to use this type of numerical model, mainly due to the great computational effort that it demands.

The present study arises from the need to assess the Dos de Mayo National Hospital adobe buildings, which date back to the 1870s, and that in addition to preserving a historical past, fulfill an essential function in society

Ambient vibration testing was carried out on a historic adobe building of the Hospital, a numerical model of the structure was elaborated and the properties of the materials were estimated based on calibrations. Then, the global influence of the wood roof system in the seismic behavior of the adobe walls was studied.

The "Concrete damaged plasticity" model was used to study the seismic behavior of four adobe buildings with different aspect ratios, from 8 meters to 52 meters long walls, and Three Peruvian seismic records were used, which were scaled using to a target spectrum.

The cracking patterns of the four buildings were determined. Also, great dependence of the seismic frequencies was observed in the dynamic response. It

was also observed the decrease in the seismic capacities of the structures as the aspect ratio decreases, and in this way, the increase of their seismic vulnerability.

Finally, important considerations were established for the seismic assessment of buildings composed of walls with low aspect ratios and, additionally, a complementary methodology is proposed for the detection of seismic damage through spectral modal analysis.

PRÓLOGO

En la presente investigación, se realiza un estudio detallado sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de adobe, siendo la variable principal la relación de aspecto de sus muros. Para esto, se propusieron cuatro edificaciones de adobe, cada una compuesta por muros de diferentes longitudes, manteniendo la misma altura y espesor. Así, se estudiaron edificaciones compuestas por muros cuyas geometrías pueden representar a la del tipo vivienda, hasta edificaciones compuestas por muros de grandes longitudes, mayormente observadas en edificaciones históricas.

Por las limitaciones de equipamientos en los laboratorios, las investigaciones actuales se orientan a estudiar edificaciones representativas del tipo vivienda, cuyas relaciones de aspecto son cercanas a uno. Sin embargo, en el país existen edificaciones cuyas geometrías no obedecen a este tipo, como las encontradas en los bloques patrimoniales del Hospital Nacional Dos de Mayo, construidas en la década de 1870 y que siguen funcionando hasta la actualidad.

En base a la macromodelación numérica con elementos finitos, o llamado también modelo con enfoque continuo, fue posible estudiar el comportamiento sísmico de edificaciones con diferentes relaciones de aspecto. Se destaca la identificación de los patrones de agrietamiento obtenidos para cada tipo de edificación, las cuales describen de manera progresiva el agrietamiento en los muros. Asimismo, se estudian diferentes parámetros de control que permitieron conocer el nivel de daño de las edificaciones y su vulnerabilidad ante sismos, tales como distorsiones, deformaciones plásticas, coeficientes sísmicos. Además, estos valores se emplearon para realizar comparaciones con la data experimental existente.

En el desarrollo de la investigación, se realizaron ensayos de vibración ambiental a una edificación existente de adobe con el objetivo de conocer sus propiedades dinámicas. Por otro lado, se estudió también, la influencia del sistema de techo en el comportamiento global de la estructura, brindando consideraciones importantes para los modelos numéricos que suelen emplearse actualmente en una evaluación estructural.

Por último, se propone una metodología que complementa al análisis modal espectral para mejorar el cálculo del nivel de daño, considerando diferentes configuraciones geométricas en las estructuras de adobe.

Miguel Augusto Díaz Figueroa
Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Matriz de consistencia	35
Tabla 3.1: Propiedades del material utilizados en el modelo de plasticidad y daño del concreto (Tarque, 2011)	70
Tabla 3.2: Factores de daño en tracción obtenidos por Tarque (2011)	70
Tabla 3.3: Parámetro de recuperación de rigidez obtenidos por Tarque (2011)	71
Tabla 4.1: Geometrías de los muros longitudinales de las edificaciones planteadas para el modelamiento numérico	75
Tabla 4.2: Registros sísmicos empleados para el análisis tiempo historia	76
Tabla 4.3: Máximas aceleraciones de los registros sísmicos escalados	79
Tabla 4.4: Propiedades del material empleados para un análisis preliminar	80
Tabla 4.5: Frecuencias y periodos fundamentales obtenidos del CH-1	88
Tabla 4.6: Frecuencias y periodos fundamentales obtenidos del CH-2	88
Tabla 4.7: Propiedades de los materiales empleados para un análisis inicial	89
Tabla 4.8: Periodos analíticos. Dirección X	90
Tabla 4.9: Periodos analíticos. Dirección Y	90
Tabla 4.10: Periodos analíticos. Dirección X	92
Tabla 4.11: Periodos analíticos. Dirección Y	92
Tabla 4.12: Periodos y %masa efectiva del modelo calibrado. Dirección X	94
Tabla 4.13: Periodos y %masa efectiva del modelo calibrado. Dirección Y	95
Tabla 4.14: Valores de módulo de elasticidad y de esfuerzo máximo a compresión del adobe obtenidos por diferentes autores	96
Tabla 4.15: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M1	99
Tabla 4.16: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M2	101

Tabla 4.17: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M3	102
Tabla 4.18: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M4	104
Tabla 4.19: Estimación del Incremento de tiempo para el análisis explícito	105
Tabla 4.20: Propiedades del material empleados en el modelamiento	107
Tabla 4.21: Factores de daño de tracción empleados en el modelamiento (Tarque, 2011)	107
Tabla 4.22: Parámetros de recuperación de rigidez empleados	107
Tabla 4.23: Niveles de daño en edificaciones de adobe. (D. Torrealva)	108
Tabla 4.24: Geometrías de los muros longitudinales de las edificaciones planteadas para el modelamiento numérico	154
Tabla 4.25: Modos de vibración del Modelo M4. SAP2000	162
Tabla 4.26: Factores de proporcionalidad (E/fm) obtenidos de diferentes autores	170
Tabla 4.27: Diagrama de Interacción Momento – Carga axial para el adobe (Unidades adimensionales)	174
Tabla 4.28: Resultados obtenidos del análisis modal espectral	188

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Estructuras piramidales de la Huaca Pucllana (Tavera, Sitios Arqueológicos, s.f.)	39
Figura 2.2: Bloques de tierra maciza del complejo Mateo Salado (Soto & Vargas, 2012)	40
Figura 2.3: Variedad de muros en un conjunto arquitectónico en Chan Chan (Campana, 2010)	40
Figura 2.4: Mecanismos de falla en edificaciones de adobe (Adaptado de Dowling, 2004).	42
Figura 2.5: Mecanismos de falla en edificaciones de adobe (Adaptado de Dowling, 2004)	42
Figura 2.6: Elementos triangulares lineales, cuadriláteros y cúbicos	44
Figura 2.7: Elementos cuadriláteros Serendipity	45
Figura 2.8: Elementos cuadriláteros Lagrange	45
Figura 2.9: Elementos sólidos tetraédricos y paralelepípedos	45
Figura 2.10: Tipos de modelamiento la albañilería (a) Micromodelo detallado (b) Micromodelo simplificado (c) Macromodelo (Adaptado de Lourenço, 1998).	47
Figura 2.11: Modelo Drucker-Prager con límite (Quiroz, 2011)	47
Figura 2.12: Modelo de plasticidad y daño del concreto (a) Comportamiento a compresión. (b) Comportamiento a tracción (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)	49
Figura 2.13: Comportamiento del material bajo cargas cíclicas implementado en el modelo de plasticidad y daño del concreto (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014).	50
Figura 2.14: Superficie de fluencia en esfuerzos planos (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)	51

Figura 2.15: Superficie de fluencia en el plano desviatorio para diferentes valores de K_c (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)	52
Figura 2.16: Relaciones de aspecto en muros de adobe	55
Figura 2.17: Detalle del sistema de techo de las edificaciones de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo	55
Figura 2.18: Fuerzas externas en los muros de adobe generadas debido al sismo. Sección transversal de una edificación histórica	57
Figura 2.19: Diferencia entre el modelo de fricción de Coulomb (línea continua) y el de penalidad (línea punteada). (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)	58
Figura 2.20: Fuerzas internas en los muros. Vista en planta de la edificación	59
Figura 2.21: Esfuerzos internos en el muro. Vista en planta de la edificación	59
Figura 2.22 Instante antes de aplicar la carga en el ensayo a flexión. (Solís et al. 2015)	60
Figura 2.23 Modelos de comportamiento a tracción del adobe. (Solís et al. 2015)	60
Figura 2.24 Diagrama Momento-Curvatura obtenida de los modelos. (Solís et al. 2015)	61
Figura 2.25: Fuerzas resultantes que actúan en una sección de adobe. Vista en planta	61
Figura 2.26: Deformaciones unitarias y diagrama de esfuerzos en la sección de adobe	62
Figura 3.1: Ensayo de compresión de pilas de adobe (a) Pila de adobe previo al ensayo (b) Curvas de Carga axial vs Desplazamiento vertical (CEETyDES & JICA, 2009)	64
Figura 3.2: Ensayo de compresión diagonal de muretes de adobe (a) Murete de adobe previo al ensayo (b) Curvas de carga de compresión diagonal vs Desplazamiento vertical (CEETyDES & JICA, 2009)	65
Figura 3.3: Muro de adobe ensayado bajo carga monotónica (Igarashi, 2009).	65

Figura 3.4: Fuerza cortante v desplazamiento de los muros ensayados con carga monotónica (Igarashi, 2009).	66
Figura 3.5: Muro de adobe con ventadas ensayado bajo carga Cíclica (Blondet et al. 2005).	67
Figura 3.6: Curva histerética obtenida de ensayo de Muro de adobe con ventadas (Blondet et al. 2005).	67
Figura 3.7: Módulo de adobe ensayado en la PUCP (a) Dimensiones en planta (b) Vista tridimensional. (Adaptado de Tarque et al., 2012)	67
Figura 3.8: Señal de desplazamiento ingresado en la fase 2 del ensayo. (Para obtener un desplazamiento máximo de 80mm) (Blondet et al., 2005)	68
Figura 3.9: Modelamiento de pilas de adobe (a) Modelo en elementos finitos (b) Comparación de curvas esfuerzo-deformación obtenidas del modelamiento con las experimentales (Quiroz, 2011)	69
Figura 3.10: Modelamiento de muretes de adobe (a) Modelo en elementos finitos (b) Comparación de curvas esfuerzo-deformación obtenidas del modelamiento con las experimentales (Quiroz, 2011)	69
Figura 3.11: Comparación entre la curva experimental y numérica del comportamiento del muro bajo carga cíclica (Adaptado de Tarque, 2011).	71
Figura 3.12: Secuencia de cargas de desplazamiento empleado en el modelamiento numérico	71
Figura 3.13: Curva Fuerza vs Desplazamiento obtenida del modelo numérico para $W_c=0.5$ y un $W_c=0.3$.	72
Figura 3.14: Patrón de grietas obtenido en el ensayo experimental bajo carga cíclica (Blondet et al. 2005).	72
Figura 3.15: Deformaciones plásticas obtenidas del modelamiento numérico con $W_c=0.3$.	73
Figura 3.16: Deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico (Adaptado de Tarque et al., 2012)	73

Figura 4.1: Modelos de edificaciones propuestas. Vista tridimensional	75
Figura 4.2: Escalamiento de los espectros de respuesta a un espectro objetivo con 8% de amortiguamiento. (a) Espectro del sismo de Lima y Callao de 1966 con FE=1.5. (b) Espectro del sismo de Huaraz de 1970 con FE=3.45. (c) Espectro del sismo de Lima de 1974 con FE=1.87	77
Figura 4.3: Registro sísmico de Lima y Callao de 1966 (escalado). (a) Norte-Sur. (b) Este-Oeste	78
Figura 4.4: Registro sísmico de Huaraz de 1970 (escalado). a.- Norte-Sur. b.- Este-Oeste	78
Figura 4.5: Registro sísmico de Lima de 1974 (escalado). a.- Norte-Sur. b.- Este-Oeste	79
Figura 4.6: Modelo numérico de la edificación M3: (a) Considerando el sistema de techo (b) Sin considerar el sistema de techo en la simulación	81
Figura 4.7: Desplazamiento en la parte central del muro vs desplazamiento en el sistema de techo, para: (a) $\mu=0.05$ (b) $\mu=0.20$ (c) $\mu=0.40$. (d) el slip (deslizamiento) máximo obtenido para cada coeficiente de fricción empleado.	81
Figura 4.8: Momentos máximos obtenidos en la longitud del muro. Modelos que consideran las propiedades de contacto en la interfaz en Abaqus	82
Figura 4.9: Momentos máximos obtenidos en la longitud del muro. Modelos con conexiones rígidas en SAP2000	82
Figura 4.10: Distorsiones medidas en la zona superior de las esquinas. Modelos que toman en cuenta las propiedades de contacto en la interfaz en Abaqus.	84
Figura 4.11: Distorsiones medidas en la zona superior de las esquinas. Modelos con conexiones rígidas en SAP2000.	84
Figura 4.12: Vistan en planta de la edificación estudiada	86
Figura 4.13: Registro de aceleraciones medidos de una edificación del hospital nacional Dos de Mayo	87

Figura 4.14: Registro de aceleraciones medidos de una edificación del hospital nacional Dos de Mayo con sus respectivos espectros de Fourier.	87
Figura 4.15: Edificaciones de albañilería aledañas a la edificación patrimonial de adobe.	88
Figura 4.16: Modelo numérico de la edificación en SAP2000. Vista tridimensional.	89
Figura 4.17: Influencia del Módulo de Elasticidad del adobe en el periodo predominante de la estructura para la Dirección X. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3	91
Figura 4.18: Influencia del Módulo de Elasticidad del adobe en el periodo predominante de la estructura para la Dirección Y. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3	91
Figura 4.19: Influencia del Módulo de Elasticidad de la albañilería en el periodo predominante de la estructura para la Dirección X. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3	93
Figura 4.20: Influencia del Módulo de Elasticidad de la albañilería en el periodo predominante de la estructura para la Dirección Y. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3	93
Figura 4.21: Modos predominantes de vibración en la dirección X. (a) Modo 1 T=0.114s. (b) Modo 2 T=0.075s. (c) Modo 3 T=0.061s	94
Figura 4.22: Modos predominantes de vibración en la dirección Y. (a) Modo predominante 1 T=0.256s. (b) Modo predominante 2 T=0.161s. (c) Modo predominante T=0.071s	95
Figura 4.23: (a) Módulo de Elasticidad y (b) Esfuerzo de compresión máximo obtenido por diferentes autores: (1) Zavala & Igarashi. (2) CEETyDES & JICA. (3) Solís et al. (4) Invancic et al. (5) Noel Villanueva (6) Norma Técnica E080-2017	97
Figura 4.24: Periodos asociados a los treinta primeros modos de vibración	98
Figura 4.25: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M1	99
Figura 4.26: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M1	99

Figura 4.27: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M2	100
Figura 4.28: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M2	100
Figura 4.29: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M3	101
Figura 4.30: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M3	102
Figura 4.31: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M4	103
Figura 4.32: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M4	103
Figura 4.33: Deformaciones plásticas en el modelo M1 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado tal cual indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.92 s. b.- Instante de tiempo 4.80 s. c.- Instante de tiempo 8.98 s.	108
Figura 4.34: Deformaciones plásticas en el modelo M1 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 1.40 s. b.- Instante de tiempo 3.10 s. c.- Instante de tiempo 5.66 s.	109
Figura 4.35: Deformaciones plásticas en el modelo M1 obtenidas para el sismo de Lima de 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.0 s. b.- Instante de tiempo 7.0 s. c.- Instante de tiempo 10.46 s.	110
Figura 4.36: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M1	111
Figura 4.37: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de dos nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo. Sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M1	112
Figura 4.38: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo. Sismo de Huaraz de 1970. Modelo M1	113
Figura 4.39: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la	

parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el Sismo de Lima de 1974. Modelo M1	114
Figura 4.40: Curva VPS (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M1.	116
Figura 4.41: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M1	117
Figura 4.42: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas del modelo M1.	118
Figura 4.43: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas del modelo M1. Efecto coincidente de la acción sísmica en las dos direcciones	118
Figura 4.44: Deformaciones plásticas. Inicio del segundo patrón de agrietamiento. y Esquema en planta de la formación de grietas. Modelo M1	119
Figura 4.45: Deformaciones plásticas en la base. Tercer patrón de agrietamiento. Modelo M1	119
Figura 4.46 a.- Deformaciones plásticas en el estado último de la edificación. Modelo M1	119
Figura 4.47: Deformaciones plásticas en el modelo M2 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado como indica la NTE-E030 a.- Instante de tiempo 2.52 s. b.- Instante de tiempo 4.80 s. c.- Instante de tiempo 9.24 s.	120
Figura 4.48: Deformaciones plásticas en el modelo M2 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 0.72 s. b.- Instante de tiempo 2.90 s. c.- Instante de tiempo 5.92 s.	121
Figura 4.49: Deformaciones plásticas en el modelo M2 obtenidas para el sismo de Lima de 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 2.80 s. b.- Instante de tiempo 7.0 s. c.- Instante de tiempo 11.60 s.	122

Figura 4.50: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M1	123
Figura 4.51: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M2	124
Figura 4.52: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Huaraz de 1970. Modelo M2	125
Figura 4.53: Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima de 1974. Modelo M2	126
Figura 4.54: Curva <i>VPS</i> (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M2.	127
Figura 4.55: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M2	128
Figura 4.56: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M2. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección Y	129
Figura 4.57: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M2. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección X	129
Figura 4.58: Deformaciones plásticas. Estado último considerado de la edificación. Modelo M2	130
Figura 4.59: Deformaciones plásticas en el modelo M3 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado como indica la NTE-E030 a.- Instante de tiempo 2.94 s. b.- Instante de tiempo 3.78 s. c.- Instante de tiempo 8.24 s.	130

- Figura 4.60: Deformaciones plásticas en el modelo M3 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 1.60 s. b.- Instante de tiempo 3.60 s. c.- Instante de tiempo 5.66 s. 131
- Figura 4.61: Deformaciones plásticas en el modelo M3 obtenidas para el sismo de Lima de 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 2.70 s. b.- Instante de tiempo 8.0 s. c.- Instante de tiempo 12.16 s. 132
- Figura 4.62: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M3 133
- Figura 4.63: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M3 134
- Figura 4.64: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Huaraz de 1970. Modelo M3 135
- Figura 4.65: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima de 1974. Modelo M3 136
- Figura 4.66: Curva *VPS* (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M3. 137
- Figura 4.67: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M3 138
- Figura 4.68: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M3. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección Y 139

Figura 4.69: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M3. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección X	139
Figura 4.70: Deformaciones plásticas. Estado último considerado de la edificación. Modelo M3	140
Figura 4.71: Magnitud de desplazamientos en el estado último obtenidas para el (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M3	140
Figura 4.72: Deformaciones plásticas en el modelo M4 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.26 s. b.- Instante de tiempo 4.20 s. c.- Instante de tiempo 6.96 s.	141
Figura 4.73: Deformaciones plásticas en el modelo M4 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 2.00 s. b.- Instante de tiempo 3.30 s. c.- Instante de tiempo 5.62 s.	142
Figura 4.74: Deformaciones plásticas en el modelo M4 obtenidas para el sismo de Lima 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.30 s. b.- Instante de tiempo 6.60 s. c.- Instante de tiempo 10.84 s.	143
Figura 4.75: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M4	144
Figura 4.76: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M4	145
Figura 4.77: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Huaraz de 1970. Modelo M4	146

Figura 4.78: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima de 1974. Modelo M4	147
Figura 4.79: Curva <i>VPS</i> (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M4	148
Figura 4.80: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M4	149
Figura 4.81: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M4. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección Y	150
Figura 4.82: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M4. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección X	150
Figura 4.83: Deformaciones plásticas. Estado último de la edificación	151
Figura 4.84: Magnitud de desplazamientos en el estado último obtenidas para el a.- Sismo de Lima y Callao de 1966. b.- Sismo de Huaraz de 1970. c.- Sismo de Lima de 1974. Modelo M4	152
Figura 4.85: Capacidades de las edificaciones estudiadas en función del factor de esbeltez	155
Figura 4.86: Curva <i>VPS</i> (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974	156
Figura 4.87: Comparación de daños obtenidos en las simulaciones numéricas con edificios reales	157
Figura 4.88: Comparación de los daños obtenidos en el modelo numérico con los descritos por la Asociación colombiana de ingeniería sísmica	158

Figura 4.89: Comparación de los daños obtenidos en el modelo numérico M2 con los descritos por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica	158
Figura 4.90: Desprendimiento de las esquinas de la edificación	159
Figura 4.91: Volcamiento de los muros transversales	159
Figura 4.92: Grietas de esquina encontradas en las edificaciones del Hospital Nacional Dos de Mayo	160
Figura 4.93: Daños en edificaciones de adobe por sismo. (a) (Tolles et al., 2003). (b) (Fernández, 2015)	161
Figura 4.94: Modos de vibración de la edificación M4. SAP2000	162
Figura 4.95: Contribución de los modos superiores en la respuesta (a) Curva Sa vs T (b) Curva Sa vs Sd	164
Figura 4.96: Momentos de análisis en el muro. M_2 (M_{11}) y M_1 (M_{22}).	165
Figura 4.97: Distribución de momentos M_1 en la altura del muro (medido en la parte central)	165
Figura 4.98: Distribución de momentos M_2 en la longitud del muro, de un extremo hasta llegar al centro del muro (parte superior)	166
Figura 4.99: Redistribución de momentos M_2 en la longitud del muro, considerando degradación de rigidez	167
Figura 4.100 Fuerzas y momentos actuantes en las secciones más críticas en un muro. (a) Vista en planta (b) Vista en elevación	169
Figura 4.101: Modelo exponencial de tracción	170
Figura 4.102: Curva Esfuerzo - Deformación de tracción empleado para el adobe	170
Figura 4.103: Diagrama Momento - Curvatura correspondientes a cargas axiales de compresión: $P = 0$, $P = 2\%$, 4% y 6% de $f' m$. b. h	172
Figura 4.104: Diagrama Momento - Curvatura correspondientes a cargas axiales de compresión: $P = 0$, $P = 8\%$, 10% , 15% , 20% , 25% y 30% de $f' m$. b. h	172

Figura 4.105: Diagrama Momento - Curvatura correspondientes a cargas axiales de tracción: $P = -0.70\%$, $P = -1.40\%$, -2.10% , -2.80% y -3.50% de $f' m$. b. h	173
Figura 4.106: Diagrama de Interacción Momento – Carga axial para el adobe	174
Figura 4.107: Diagrama de Interacción. Instante en el que ocurre la falla de la sección de esquina	177
Figura 4.108: Diagrama de Interacción. Instante en el que ocurre la falla de la sección de la base	178
Figura 4.109: Integración numérica de esfuerzos para la obtención de fuerzas (Computer and Structures, INC, 2016)	179
Figura 4.110: Secciones evaluadas en el programa para la obtención de las fuerzas	180
Figura 4.111: Metodología para estimar el primer patrón de agrietamiento	181
Figura 4.112: Metodología para estimar el segundo y tercer patrón de agrietamiento	182
Figura 4.113: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia	188
Figura 4.114: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia. Modelo M1	189
Figura 4.115: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia. Modelo M2	189
Figura 4.116: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia. Modelo M3	189

LISTA DE SÍMBOLOS

A	: Área bruta de la sección transversal
b	: Ancho de la sección transversal
c	: Distancia medida desde el eje neutro hacia la fibra extrema en compresión
C	: Coeficiente sísmico
Ca	: Fuerza resultante interna de compresión en una sección
C_d	: Velocidad de la onda de dilatación
d	: Factor de daño
dc	: Factor de daño en compresión
dt	: Factor de daño en tracción
D_0^{el}	: Rigidez elástica inicial del material
D^{el}	: Rigidez elástica degradada
e	: Parámetro referido a la excentricidad
e_v^p	: Deformación plástica volumétrica
E	: Módulo de elasticidad
E_o	: Módulo de elasticidad inicial
$fca(\varepsilon_z)$: Esfuerzo de compresión en un punto ubicado a una distancia "z" del eje neutro de la sección
$fta(\varepsilon_z)$: Esfuerzo de tracción en un punto ubicado a una distancia "z" del eje neutro de la sección
$f'm$: Esfuerzo máximo a compresión
ft	: Esfuerzo máximo a tracción
G	: Función de flujo plástico
Gf	: Energía de fractura
h	: Peralte de la sección o espesor del muro
H	: Altura del muro
I	: Momento de inercia de la sección transversal

I_1	: Primera invariante del tensor de esfuerzos
J_{2D}	: Segunda invariante del tensor de deformaciones
K_c	: Relación del segundo esfuerzo invariante sobre el meridiano de tensión
L	: Longitud del muro
L_{min}	: Dimensión del elemento más pequeño que se genera en el enmallado
m_e	: Masa efectiva
M	: Momento actuante en una sección
M_{ca}	: Momento producido por la fuerza interna resultante en compresión
M_b	: Momento resistente en la sección de la base
M_e	: Momento resistente en la sección de esquina
M_i	: Momento resistente en una sección intermedia
M_{ta}	: Momento producido por la fuerza interna resultante en tracción
n	: Vector normal a una superficie de contorno
N_i	: Funciones de forma
p	: Presión en el contacto
\bar{p}	: Esfuerzo invariante
P	: Fuerza axial de compresión o tracción actuante en una sección
P_b	: Fuerza axial de compresión actuante en la sección de la base
P_e	: Fuerza axial de tracción actuante en la sección de esquina
P_i	: Fuerza axial de compresión o tracción actuante en una sección intermedia
PE	: Peso específico del material
Ps	: Peso de la edificación
\bar{q}	: Esfuerzo invariante
S	: Factor de suelo
Sa	: Pseudo aceleración sísmica
$Sa_j(T_i)$: Pseudoaceleración del espectro promedio
$Sa_{target}(T_i)$: Pseudoaceleración del espectro promedio

\bar{S}	: Parte desviadora del tensor de esfuerzo efectivo
t	: Tiempo
T	: Periodo
Ta	: Fuerza resultante interna de tracción en una sección
U	: Factor de uso
w	: Parámetro de recuperación de rigidez
w_c	: Parámetro de recuperación de rigidez en compresión
w_t	: Parámetro de recuperación de rigidez en tracción
X	: Ubicación del plano límite a compresión
z	: Distancia medida desde el eje neutro hacia un punto de análisis en la sección
ε_{ai}	: Deformación unitaria en la fibra extrema en compresión
ε_z	: Deformación unitaria en un punto ubicado a una distancia “z” del eje neutro de la sección
ε	: Tensor de deformación
$\dot{\varepsilon}$: Variación de la deformación elástica
$\dot{\varepsilon}$: Variación de la deformación total
$\dot{\varepsilon}^{el}$: Variación de la deformación elástica
$\dot{\varepsilon}^{pl}$: Variación de la deformación plástica
σ	: Tensor de esfuerzo
σ_t	: Esfuerzo axial
σ_f	: Esfuerzo de flexión
$\bar{\sigma}_t$: Esfuerzo de cohesión de tracción efectivo
$\bar{\sigma}_c$: Esfuerzo de cohesión de compresión efectivo
σ_{h0}	: Esfuerzo inicial de fluencia compresiva equibiaxial
$\hat{\sigma}_{max}$: Eigenvalor algebraico máximo del esfuerzo principal efectivo
σ_{c0}	: Esfuerzo inicial de fluencia compresiva uniaxial
σ_{t0}	: Esfuerzo de tracción uniaxial a la falla

λ_h	: Esbeltez horizontal del muro
λ_v	: Esbeltez vertical del muro
δ	: Parámetro que mide el error
\emptyset	: Curvatura
Γ	: Superficie de contorno de un cuerpo
ρ	: Densidad del material
τ_{crit}	: Esfuerzo crítico en el contacto
μ	: Coeficiente de fricción
ν	: Módulo de Poisson
ψ	: Ángulo de dilatación

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Las edificaciones antiguas de adobe generalmente presentan muros de grandes espesores. Esto ha permitido dotar de cierta capacidad a las estructuras para resistir sismos leves y moderados. En muchos casos, estas cumplen funciones vitales en la sociedad, como hospitales, comisarias, etc. No obstante, la razón principal por la que estas edificaciones sigan de pie y funcionando, es debido al gran silencio sísmico que presentan ciudades en el País, como es el caso de Lima.

Blondet et al. (1996), realizó ensayos experimentales de construcciones de adobe en mesa vibradora con la finalidad de conocer su comportamiento ante sismos. Estas construcciones obedecen a edificaciones del tipo vivienda, cuyas relaciones de aspecto son cercanas a uno. Sumado al hecho de que, por las limitaciones propias del equipo, se emplean registros sísmicos con frecuencias bajas, en comparación con las frecuencias predominantes de los sismos registrados en Lima.

En las edificaciones históricas, tales como la iglesia de Kuño Tambo y la iglesia San Juan Bautista de Huaro (por mencionar algunos ejemplos), ambas ubicadas en la ciudad de Cusco, se han podido observar que sus muros presentan longitudes bastante mayores comparados a su altura y espesor. Esta característica también se observó en la edificación de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo en estudio, en donde sus muros presentan 0.80 m de espesor, 6 m de altura y más de 50 m de longitud. Cabe resaltar que inicialmente estos muros de gran longitud fueron construidos con contrafuertes ubicados en la parte central del muro de gran longitud (el muro total se subdividía en dos muros de 25 m cada uno aproximadamente), sin embargo, estas edificaciones se alteraron posteriormente retirando tales contrafuertes y dejando al muro sin ningún tipo de arriostamiento, incrementando la vulnerabilidad de la estructura ante sismos.

Por otro lado, en las últimas décadas, se han venido desarrollando modelos aplicados a la albañilería, basados en las leyes de esfuerzo-deformación del material y otros factores vinculados al daño (Lourenço, 1998). Estos modelos han sido ya empleados para representar estructuras de albañilería y han sido corroborados mediante ensayos de laboratorio (Tarque, 2011). Se plantea entonces, realizar modelos numéricos que permitan estudiar el comportamiento

sísmico de edificaciones con distintas relaciones de aspecto, y en base a ello, plantear reforzamientos estructurales, con la finalidad de reducir la vulnerabilidad de las edificaciones.

El alcance de la presente investigación se describe en los siguientes puntos:

- ✓ Se estudia el comportamiento sísmico de edificaciones de adobe de un nivel que fueron asentados en perfiles de suelo tipo S_1 (suelos rígidos), según la clasificación de perfiles de suelo que se define en la norma NTE E030-2018.
- ✓ El factor de esbeltez vertical, definido como la altura del muro dividido entre su espesor, se encuentra entre los valores 6 y 9, comúnmente observado en muros de edificaciones antiguas de adobe.
- ✓ Los muros de las edificaciones de adobe, no presentan ningún tipo de refuerzo estructural ni interior ni exteriormente.
- ✓ No se considera la influencia de los vanos de los muros en el comportamiento sísmico de la estructura.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Existe una escasa información sobre el comportamiento sísmico de edificaciones de adobe conformadas por muros de bajas relaciones de aspecto; por lo que, en la actualidad, para evaluar una edificación de este tipo, se suelen extrapolar los resultados de estudios realizados en edificaciones con relaciones de aspecto del tipo vivienda. Esto conllevaría a que las medidas de reforzamiento estructural tomadas, resulten en la mayoría de casos deficientes.

Por otra parte, se han desarrollado modelos no lineales en elementos finitos aplicables a materiales compuestos como el adobe, sin embargo, debido el gran esfuerzo computacional que estas demandan, no es factible aún emplear este tipo de modelos a nivel ingenieril. Por esta razón, el análisis modal espectral es el método más usado por la mayoría de ingenieros en la actualidad para realizar cálculos estructurales. Dicho esto, se describe a continuación el problema general y los problemas específicos de la presente investigación:

1.2.1 Problema General:

¿La relación de aspecto de los muros influye en el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe?

1.2.2 Problema Específico:

- ¿Dónde se produciría el daño en los muros de adobe para distintas relaciones de aspecto? ¿Cuáles son sus vulnerabilidades sísmicas?
- En la actualidad para evaluar una edificación de adobe se siguen lineamientos y/o consideraciones de análisis similares a los que se emplean para evaluar una edificación típica de concreto armado. Sin embargo, la concepción de ambas estructuras es totalmente distinta. Por lo tanto, ¿Cuáles son las consideraciones particulares para la evaluación estructural de las edificaciones de adobe con muros de bajas relaciones de aspecto con el análisis modal espectral?
- ¿Cuál es el procedimiento para la evaluación estructural de edificaciones de adobe con el análisis modal espectral?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe influenciados por la relación de aspecto de sus muros, empleando la macromodelación numérica y considerando data experimental.

1.3.2 Objetivo Específico

- Identificar los patrones de agrietamiento en los muros de adobe para distintas relaciones de aspecto y conocer su vulnerabilidad ante sismos.
- Establecer consideraciones para el empleo del análisis modal espectral en el cálculo estructural de las edificaciones de adobe compuestas por muros de bajas relaciones de aspecto (muros de gran longitud en relación a su altura).
- Desarrollar una alternativa de evaluación para determinar las zonas más vulnerables de una edificación de adobe mediante el análisis modal espectral.

1.4 HIPÓTESIS

1.4.1 Hipótesis General

Mediante la macromodelación numérica, es posible estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe influenciados por la relación de aspecto de sus muros.

1.4.2 Hipótesis Especifica

- Se pueden identificar patrones de agrietamiento de las edificaciones de adobe de acuerdo a la relación de aspecto de los muros que componen la estructura.
- Las edificaciones de adobe son altamente vulnerables ante sismos. Esta vulnerabilidad incrementará a medida que la relación de aspecto de los muros disminuya.
- Es posible desarrollar una alternativa de evaluación para identificar las zonas más vulnerables de la edificación empleando el análisis modal espectral.

1.5 METODOLOGÍA

✓ Tipo de investigación:

Descriptiva: Describe el comportamiento observado de las estructuras de adobe en las simulaciones numéricas.

Explicativa: Se determinan las causas que ocasionan el comportamiento observado en las simulaciones numéricas según su relación de aspecto (por ejemplo, el agrietamiento por las acciones de momento y/o carga axial en los muros).

Cuantitativa con datos secundarios: Análisis con utilización de datos ya existentes (empleo de data experimental existente).

✓ Nivel de investigación:

Aplicativa: Se plantea una metodología para determinar las zonas más vulnerables de una edificación de adobe con un análisis modal espectral, empleando como base lo obtenido en las simulaciones numéricas.

✓ **Muestra:**

La muestra está conformada por cuatro modelos de edificaciones de adobe, cada una constituida por muros con diferentes relaciones de aspecto. De cada una estas, se describe y explica el comportamiento sísmico de las edificaciones.

El procedimiento realizado para el desarrollo de la presente investigación es el siguiente:

a) Investigación bibliográfica:

Se recopiló material bibliográfico como tesis, libros, artículos, para el estudio sobre la modelación numérica en elementos finitos que son aplicables a la albañilería. También se recopiló información sobre los ensayos experimentales en adobe que se han realizado bajo cargas monotónicas, cíclicas y dinámicas en mesa vibradora; y sobre evaluaciones estructurales que se han venido realizando a edificaciones históricas.

b) Estudio de vibración ambiental a una edificación de adobe:

Se realizó mediciones de vibración ambiental a una edificación de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo y se procesó la data. El objetivo de este estudio fue de conocer las propiedades dinámicas de una edificación existente.

c) Estudio de la influencia del sistema de techo en las edificaciones de adobe:

Se estudió la influencia del sistema de techo (viguetas y entablados de madera) que presentan por lo general las edificaciones históricas, en el comportamiento sísmico global de la estructura. Para esto, se realizaron modelos en elementos finitos considerando el modelamiento de los muros de adobe, el sistema de techo y la interacción entre ambas. Se empleó un coeficiente de fricción variable de 0.05, 0.20 y 0.40 con el fin de abarcar la mayor cantidad de escenarios posibles.

d) Modelación de las estructuras de adobe:

Se plantearon cuatro edificaciones de adobe con muros de diferentes relaciones de aspecto. Esto se consiguió variando la longitud del muro desde 8 m hasta 52 m, manteniendo constante la altura y espesor de 6 m y 0.80 m respectivamente.

Se elaboraron los modelos numéricos empleando los elementos finitos sólidos hexaédricos en el programa Abaqus; se empleó el modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete Damaged Plasticity) considerando factores de daño obtenidos de calibraciones realizadas por otros autores. Se escalaron tres registros sísmicos peruanos en base a un espectro objetivo para ser luego empleados en el análisis dinámico tiempo historia.

e) Evaluación de los resultados:

Se describieron los patrones de agrietamiento en los muros para cada edificación estudiada, se explicaron sus causas y se contrastaron con los daños encontrados en edificaciones que han experimentado sismos pasados. Se extrajeron datos de las simulaciones como desplazamientos relativos y fuerzas de reacción en la base en la historia del tiempo, para posteriormente con estos valores formar las curvas coeficiente sísmico- distorsión de entrepiso de cada edificación estudiada. Se compararon los resultados obtenidos con la data experimental existente.

f) Propuesta de una metodología de evaluación:

Se establecieron consideraciones para la aplicación del análisis modal espectral en la evaluación de una edificación de adobe con muros de relaciones de aspecto bajos. Además, se propuso una metodología alternativa para determinar las zonas más vulnerables de una edificación de adobe, empleando como base lo obtenido en las simulaciones numéricas.

En la Tabla 1.1 se muestra la matriz de consistencia de la presente investigación:

Tabla 1.1: Matriz de consistencia

Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables	Metodología
<p>Problema general:</p> <p>¿La relación de aspecto de los muros influye en el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe?</p> <p>Problema específico:</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿Dónde se produciría el daño en los muros de adobe para distintas relaciones de aspecto? ¿Cuáles son sus vulnerabilidades sísmicas? • ¿Cuáles son las consideraciones particulares para la evaluación estructural de las edificaciones de adobe con muros de bajas relaciones de aspecto con el análisis modal espectral? • ¿Cuál es el procedimiento para la evaluación estructural de edificaciones de adobe con el análisis modal espectral? 	<p>Objetivo general:</p> <p>Estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe influenciados por la relación de aspecto de sus muros mediante la macromodelación numérica.</p> <p>Objetivo específico:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Identificar los patrones de agrietamiento en los muros de adobe para distintas relaciones de aspecto y conocer su vulnerabilidad antes sismos. • Establecer consideraciones para el empleo del análisis modal espectral en el cálculo estructural de las edificaciones de adobe con muros de bajas relaciones de aspecto. • Desarrollar una alternativa de evaluación para determinar las zonas más vulnerables de una edificación de adobe empleando el análisis modal espectral. 	<p>Hipótesis general:</p> <p>Mediante la macromodelación numérica es posible estudiar el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe influenciados por la relación de aspecto de sus muros.</p> <p>Hipótesis específica:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Se pueden identificar patrones de agrietamiento de las edificaciones de adobe de acuerdo a la relación de aspecto de sus muros • Las edificaciones de adobe son altamente vulnerables ante sismos. Esta vulnerabilidad incrementará a medida que la relación de aspecto de los muros disminuya. • Es posible desarrollar una alternativa de evaluación para identificar las zonas más vulnerables de la edificación mediante el análisis modal espectral. 	<p>Variable independiente:</p> <p>Relación de aspecto de los muros de adobe.</p> <p>Variable dependiente:</p> <p>Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de adobe según su relación de aspecto.</p> <p>Indicadores:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deformaciones plásticas • Desplazamientos relativos de entrepiso • Fuerzas cortantes en la base de la edificación. 	<p>Tipo de investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Descriptiva • Explicativa • Cuantitativa con datos secundarios: Análisis con utilización de datos ya existentes. <p>Nivel de investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Aplicativa <p>Muestra:</p> <p>Cuatro edificaciones modeladas con el método de los elementos finitos, cada una con muros de diferentes relaciones de aspecto.</p>

1.6 ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN

En la década de 1970, después de experimentar el sismo de Huaraz en el Perú, se iniciaron estudios en la Universidad Nacional de Ingeniería con el objetivo de comprender el comportamiento de las edificaciones de adobe e implementar técnicas de reforzamiento estructural a través de los daños observados. Los principales aportes consistieron en incluir en los muros de adobe cañas de refuerzo interior vertical y horizontal, combinado con una viga collar en el techo (Yamashiro et al., 1977).

Zavala e Igarashi (2009), realizaron ensayos experimentales de cuatro muros de adobe a escala 1:1 con una carga estática monotónica aplicada a 1.18 m de la base del muro, coincidiendo con su centro de gravedad. En el estudio se logró conocer el comportamiento para fuerzas aplicadas en el plano del muro y observar sus patrones de falla. Luego, estos muros fueron reparados con mortero y reforzados, dos de ellos con costalillos y otros dos con estera, ambos colocados solo en las esquinas (Igarashi, 2009).

Quiroz (2012) planteó un modelo de Drucker-Prager con límite a la compresión a fin de estudiar el comportamiento no lineal del adobe. Para esto, desarrolló un procedimiento para estimar los parámetros del modelo a partir de ensayos de compresión de pilas y de ensayos triaxiales. En las simulaciones numéricas que realizó con este modelo, se obtuvieron aproximaciones aceptables del comportamiento esfuerzo - deformación en cuanto refiere a la rigidez inicial y a la resistencia del material.

Tarque (2011), calibró modelos numéricos a partir de ensayos experimentales cíclicos y dinámicos en adobe, que permitieron obtener parámetros como factores de daño y parámetros de recuperación de rigidez, necesarios para emplear el modelo con enfoque continuo de plasticidad y daño del concreto (Concrete Damaged Plasticity). Se concluye que este modelo presenta una muy buena aproximación para predecir el proceso de agrietamiento y para identificar las zonas donde el adobe se comporta inelásticamente.

Solís et al. (2015), realizaron ensayos experimentales para estudiar el comportamiento de muros de adobe a flexión. Proponen modelos analíticos que permitan reproducir el comportamiento observado en el ensayo experimental, mediante la comparación de los diagramas momento-curvatura. Además, analizan

el empleo de la geomalla como elemento de refuerzo de los muros, obteniendo con ellos un incremento de resistencia y ductilidad.

Fonseca (2016), conociendo la complejidad del sistema estructural de los edificios históricos debido principalmente a la limitada información de su construcción, propone un marco para la evaluación sísmica de edificios históricos, midiendo la incertidumbre del análisis estructural y la influencia en el diagnóstico estructural debido al conocimiento incompleto de la estructura.

Noel (2017), propone una metodología para el análisis sísmico de edificaciones históricas a través de métodos no lineales simplificados basados en el desplazamiento. Para esto, empleó un modelo en elementos finitos sólidos con enfoque continuo, realizó un análisis estático no lineal con un patrón uniforme de fuerzas laterales. La evaluación se basó en la descripción de los patrones de agrietamiento obtenidos y las curvas pushover de la edificación. Al final, se propone obtener el desempeño estructural en base al nivel de daño probable ante diferentes escenarios sísmicos.

Yacila et al. (2020), empleó el macromodelo 3D en elementos finitos para obtener curvas pushover en muros de albañilería confinado. Para el comportamiento no lineal de los materiales, se empleó el modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete Damaged Plasticity). Se validó el modelo a partir de los patrones de agrietamiento y las curvas de capacidad obtenidas en los ensayos experimentales.

Con respecto a las edificaciones históricas en el Perú, el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería ha realizado evaluaciones estructurales de edificios históricos de gran envergadura. Por mencionar uno, el Palacio Legislativo, construido a inicios del siglo XX, cuenta con muros de 1 m de espesor y techos que proporcionan cierta acción de diafragma. Se realizó ensayos de vibraciones ambientales o microtrepidaciones con el fin de determinar las características dinámicas reales de la edificación. Se elaboró un modelo matemático tridimensional empleando elementos finitos. Para conocer el comportamiento de la estructura en el rango inelástico, se desarrolló un modelo unidimensional de cortante con masas concentradas en cada nivel de piso. Los resultados que se obtuvieron fueron consistentes con el comportamiento que tuvo la edificación frente a los sismos ocurridos en el último siglo.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1 MARCO TEÓRICO

2.1.1 Construcciones de adobe

El origen del uso del barro como material de construcción se remonta, según los vestigios encontrados, hacia las comunidades primitivas agrícolas de Mesopotamia, hace más de 9000 años. El antiguo Egipto empleó el adobe para la construcción de palacios, viviendas, tumbas con material procedente del río Nilo.

En países de Sudamérica como Perú, Colombia, Argentina, Ecuador, Chile y Bolivia, las edificaciones antiguas de adobe, consideradas como patrimoniales, son actualmente habitadas por muchas familias (Alonso, 1989).

Según el último censo realizado en el 2017, el segundo material más utilizado en las paredes exteriores de viviendas en el Perú es el adobe, con 2 millones 148 mil 494, que representa el 27.9% del total de viviendas. (INEI, 2017).

2.1.2 Evolución de las construcciones de adobe en el Perú

En la ciudad de Caral, civilización más antigua de América con 5000 años de antigüedad, se han encontrado restos de adobe hechos con revoques de arcilla mezclados con caña (Shady, 1997). La caña en el adobe incrementa la resistencia a la intemperie y reduce el agrietamiento del adobe una vez solidificado.

Se presenta una breve descripción de las características más importantes de las construcciones de adobe, a través de las culturas peruanas:

2.1.2.1 Cultura Mochica:

En la cultura Mochica, la cual se desarrolló entre los 100 a.c y los 800 d.c., se empleó el adobe como material base para sus construcciones. Las medidas de sus bloques eran de dimensiones 23x27x17 cm y 33x20x15 cm. Las viviendas tenían una forma rectangular y presentaban un patio interior con un techo a dos aguas.

En la Huaca del Sol, considerada como el epicentro ceremonial de la cultura Moche, se emplearon 140 millones de unidades de adobe elaborados manualmente, para cubrir un área de 55 mil metros cuadrados con una altura de 30 metros. (Lopez & Bernilla, 2012)

2.1.2.2 Cultura Lima:

La cultura Lima se desarrolló entre los años 200 d.c y 700 d.c, contemporáneo a la cultura Mochica por el norte. Esta cultura se caracterizó por sus cerámicas y arquitectura. Se describe brevemente las principales Huacas halladas en la ciudad de Lima:

Huaca Pucllana: Esta formada por una estructura piramidal, construida con adobes de pequeñas dimensiones conocidos como “adobitos” asentados de forma vertical. Su principal uso fue para el tema religioso y administrativo. Acompañan a la estructura piramidal muros rectos que formaban recintos y patios. Esto nos hace indicar la importancia que tenían estas estructuras, ya que las viviendas en esas épocas eran construidas mayormente de quincha. (Tavera, Sitios Arqueológicos, s.f.)



Figura 2.1: Estructuras piramidales de la Huaca Pucllana (Tavera, Sitios Arqueológicos, s.f.)

Huaca Huallamarca: En la actualidad resulta difícil visualizar su configuración inicial. Sin embargo, en el grabado de 1873 realizado por Thomas Hutchinson, se aprecia una gran plataforma escalonada en dos niveles. Hoy se observa una gran pirámide trunca compuesta por tres plataformas superpuestas unidas por una amplia rampa frontal. La estructura es compuesta de adobes de forma de un poliedro triangular (Arkinka, 2010).

2.1.2.3 Cultura Yshma:

La cultura Yshma se desarrolló igualmente en el departamento de Lima entre los años 1000 después de la era cristiana hasta finales del periodo prehispánico. De esta cultura han quedado numerosos complejos, caracterizados por tener a la tierra como principal material de construcción. Una de las principales edificaciones construidas en esta cultura es el complejo de Maranga, que consta de 14

pirámides y 50 edificios menores. Otro complejo importante es el de Mateo Salado, la cual es considerado uno de los complejos urbanísticos más importantes de la época tardía en la costa central precolombina, constituido por cinco pirámides. Para la construcción de estos complejos se emplearon grandes bloques de tierra maciza medianamente apisonada (Ver Figura 2.2). Lo beneficioso de esta técnica es que se consigue disminuir la cantidad de juntas de mortero de barro, que por lo general son las partes más débiles de un muro (Soto & Vargas, 2012).



Figura 2.2: Bloques de tierra maciza del complejo Mateo Salado (Soto & Vargas, 2012)

2.1.2.4 Cultura Chimú:

La cultura Chimú surgió entre los años 1000 y 1200 después de la era cristiana. En esta cultura se construyó la ciudadela de Chan Chan, la cual abarcaba un área aproximada de 20 kilómetros cuadrados. En esta área se encontraron nueve grandes ciudadelas, construidas en base a muros de adobe y tapial de más de 14 metros de altura y un largo de 300 metros, aproximadamente. Chan Chan ha sido considerada la ciudadela de barro más grande del mundo, única en su género (Vergara & Valle, 2012).



Figura 2.3: Variedad de muros en un conjunto arquitectónico en Chan Chan (Campana, 2010)

Actualmente la ciudadela de Chan Chan es considerada un patrimonio de la Humanidad en peligro, debido al deterioro que presentan sus estructuras.

2.1.2.5 Cultura Lambayeque:

La cultura Lambayeque surgió entre los años 800 y 1400 después de la era cristiana. En esta cultura se construyeron grandes complejos monumentales en forma piramidal empleando bloques de adobe. La Huaca Chotuna es una pirámide de 100 metros de lado y 15 metros de altura. El Santuario Histórico Bosque de Pómac está conformado por más de 20 pirámides de adobe, distribuidas en un total de 45 kilómetros cuadrados y una altura de 30 metros (Lopez & Bernilla, 2012)

2.1.2.6 Etapa colonial:

La etapa colonial inicia en la década de 1540 y culmina en el año 1821 con proclamación de la independencia del Perú. En esta etapa, el adobe era el principal material usado en las construcciones, sobre todo en la región norte del País. Algunas edificaciones construidas en esta etapa, siguen de pie en la actualidad.

En el primer nivel, las construcciones eran comúnmente de adobe, mientras que los niveles superiores se construían quincha, un material mucho más flexible y resistente a movimientos sísmico. Además, se conseguía con él, una reducción considerable de la fuerza sísmica, por ser un material más ligero (Zarate & Chirinos, 2011). Esto marco un desarrollo importante en cuanto a construcciones sismorresistentes en el país.

2.1.3 Principales fallas en edificaciones de adobe

El adobe es un material caracterizado por su baja resistencia a tracción. Esto ha provocado que una gran cantidad de edificaciones, presenten graves daños e inclusive colapsen con sismos de características moderadas. A continuación, se describen las principales fallas observadas en las edificaciones de adobe que han experimentado movimientos sísmicos:

2.1.3.1 Falla fuera del plano:

Al actuar el sismo en dirección perpendicular a los muros de adobe, se genera concentraciones de esfuerzo en las conexiones producto principalmente de la

flexión, esto provoca la aparición de grietas verticales de esquina, que inician en la parte superior del muro y se extienden hacia la parte inferior. Ver Figura 2.4.a

Otro efecto producto del sismo aplicado fuera del plano del muro, es la aparición de grietas verticales en la zona central del muro producto también de la flexión. Ver Figura 2.4.b

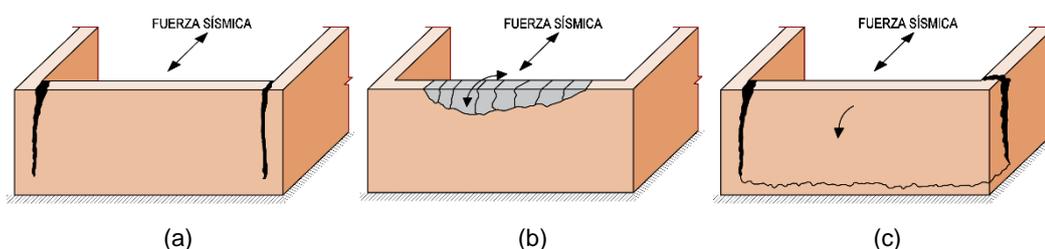


Figura 2.4: Mecanismos de falla en edificaciones de adobe (Adaptado de Dowling, 2004).

El siguiente efecto fuera del plano es el agrietamiento que ocurre en la base de la edificación, seguidamente del agrietamiento en esquina. Ver Figura 2.4c.

2.1.3.2 Falla en el plano:

Estas fallas ocurren cuando el sismo es aplicado en la dirección paralela al plano del muro. Las fallas en el plano se pueden considerar fallas secundarias, debido a que generalmente son las últimas en presentarse. Estas pueden llegar a tomar cierta importancia de acuerdo a la distribución y tamaño de los vanos de la edificación. Las grietas inician en las esquinas de los vanos y se extienden diagonalmente en el muro. Ver Figura 2.5.

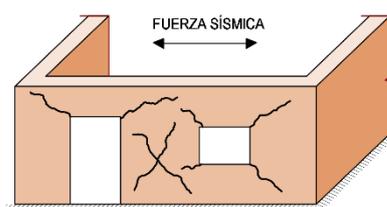


Figura 2.5: Mecanismos de falla en edificaciones de adobe (Adaptado de Dowling, 2004)

2.1.4 Mecánica continua básica

La teoría de la elasticidad lineal es una simplificación de la teoría general de elasticidad. Esta simplificación es suficientemente aceptable para la mayoría de aplicaciones de la ingeniería.

La ley de Hooke supone la linealidad de la relación entre las componentes del tensor de esfuerzos y de deformaciones a través del tensor de constantes elásticas C :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}$$

Debido a la simetría de los tensores σ y ε , estas pueden ser escritas de forma vectorial. Para un material isotrópico, se presenta el siguiente desarrollo:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{bmatrix}$$

En donde λ y μ llamadas constantes de Lamé son calculadas en términos del módulo de Elasticidad y del módulo de Poisson como se muestra a continuación:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad , \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Para obtener la ecuación gobernante, se debe considerar que un cuerpo " Ω " con contorno $\Gamma = \partial\Omega$ está en equilibrio, por lo tanto:

$$\int_{\partial\Omega} \sigma \cdot n \, d\Gamma + \int_{\Omega} b \, d\Omega = 0$$

En donde b representa las fuerzas de cuerpo, n es el vector normal a la superficie. Aplicando el teorema de la divergencia a la integral sobre $\partial\Omega$:

$$\int_{\Omega} \nabla \cdot \sigma + b \, d\Omega = 0$$

Como el equilibrio debe satisfacerse también para cualquier subdominio de W , la integral puede eliminarse finalmente resultando:

$$\nabla \cdot \sigma + b \, d\Omega = 0$$

Esta expresión es llamada la ecuación gobernante fuerte.

2.1.5 Método de elementos finitos

Describir el comportamiento del mundo complejo que nos rodea en una sola operación es inaccesible para la mente humana. La forma común de resolver un problema es separando el sistema en elementos, tal que al reconstruir el sistema

original a través de estos elementos se pueda describir el comportamiento inicialmente buscado sin dificultad. Generalmente se obtiene un modelo adecuado utilizando un número finito de elementos, llamados discretos. Con la llegada de las computadoras, se pueden resolver problemas discretos aún si este presenta un gran número de elementos sin dificultad. (Zienkiewicz & Taylor, 2000)

Los elementos finitos se conectan a través de los nodos ubicados en las esquinas de los elementos, y juntos completan el volumen del sólido o fluido. La incógnita principal en el método de los elementos finitos es por lo general el conjunto de los desplazamientos nodales. Conociendo estos, la ubicación geométrica y el desplazamiento del elemento se calculan mediante la interpolación.

En el caso de un sólido tridimensional:

$$u = \sum_{i=1}^q N_i \cdot u_i \quad v = \sum_{i=1}^q N_i \cdot v_i \quad w = \sum_{i=1}^q N_i \cdot w_i$$

En donde N_i representa las funciones de forma o también llamada funciones de interpolación, y u_i, v_i, w_i son los desplazamientos en los nodos.

Cada función de forma está asociado a un nodo i . Una característica de estas funciones es que presentan un valor igual a uno en el nodo asociado, y un valor igual a cero en los demás nodos. Las expresiones anteriores son reemplazadas en la ecuación gobernante débil. Este paso es conocido como la “discretización”.

En dos dimensiones, los elementos más simples empleados son los triangulares con tres nodos en sus esquinas. Las funciones de forma para estos elementos son polinomios lineales. Es posible obtener elementos cuyas funciones de forma presenten un orden de polinomio mayor, las cuales presentan también un mayor número de nodos por elemento. En la Figura 2.6 se muestran los elementos triangulares con funciones de forma lineales, cuadráticos y cúbicos.

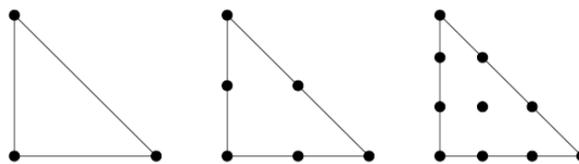


Figura 2.6: Elementos triangulares lineales, cuadráticos y cúbicos

Otro elemento comúnmente usado en elementos finitos es el cuadrilátero de cuatro nodos. Las funciones de forma de este elemento están conformadas por polinomios bilineales (presentan el término xy). Al igual que en el caso anterior, es posible obtener elementos cuyas funciones de forma presenten un polinomio de

orden mayor. Estos se agrupan en dos familias: Serendipity y Lagrange. El primero se caracteriza por presentar los nodos solamente en el contorno del elemento, mientras que el segundo, sus nodos se ubican tanto en el contorno como en la parte interna del elemento. Ver Figura 2.7 y Figura 2.8.

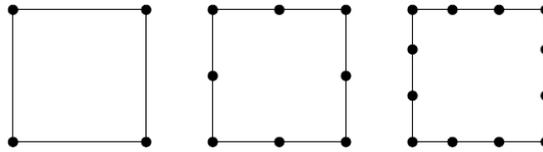


Figura 2.7: Elementos cuadriláteros Serendipity

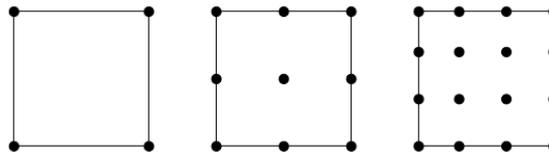


Figura 2.8: Elementos cuadriláteros Lagrange

Con el avance de las herramientas computacionales, el empleo de los elementos sólidos (tres dimensiones) ha venido incrementándose en el análisis ingenieril. Estos elementos se forman de la misma manera que los elementos bidimensionales. Los elementos comúnmente usados son los tetraédricos y paralelepípedos. Ver Figura 2.9.

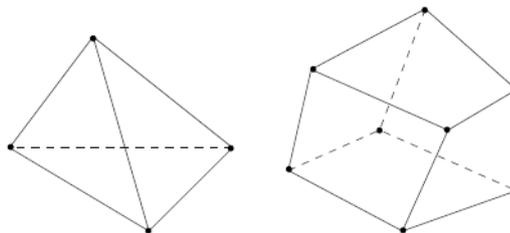


Figura 2.9: Elementos sólidos tetraédricos y paralelepípedos

Se describe a continuación, las etapas básicas de un análisis matricial discreto:

- Definición de una malla de elementos discretos, conectados entre sí a través de sus nodos. Cada elemento subdividido presenta propiedades geométricas y mecánicas conocidas.
- De cada elemento se calculan las matrices de rigidez y los vectores de fuerzas nodales.
- Se ensamblan las matrices de rigidez y los vectores de fuerzas nodales, para luego resolver la ecuación matricial de equilibrio global ($K \cdot a = f$), en donde las incógnitas son los desplazamientos en los nodos.

- A partir de los desplazamientos obtenidos, se calculan otros parámetros de interés como los esfuerzos, las deformaciones, etc. (Oñate, 1991)

2.1.6 Modelo numérico para la albañilería

La albañilería es un material heterogéneo, compuesto por unidades y juntas de unión. Por lo general, las unidades están referidas a los ladrillos de arcilla, de piedra o de adobe, y las juntas de unión están compuestas por morteros de cemento o de tierra. La característica principal de este material, cual fuese su composición, es que presenta una baja resistencia a la tracción, motivo principal de su falla.

Se presentan dos enfoques para la modelación en elementos finitos: Un enfoque discreto o micromodelo (detallado y simplificado) y un enfoque continuo o macromodelo. (Lourenço, 1998).

Micromodelo:

El enfoque discreto es usado para entender el comportamiento en el interfaz adobe y mortero, en donde el comportamiento inelástico de tensión, compresión y cortante se concentra en esta interfaz. Este enfoque se divide en dos:

- ✓ Micromodelo detallado: La unidad y el mortero es representado mediante elementos continuos y la interfaz unidad/mortero es representada por elementos discontinuos.
- ✓ Micromodelo simplificado: La unidad es representada mediante elementos continuos, mientras que la interfaz es representada por elementos discontinuos. (Lourenço, 1998)

En general, este enfoque es usado para representar estructuras de albañilería pequeñas, ya que requieren de un tiempo de cómputo bastante considerable.

Macromodelo:

El enfoque continuo o macromodelo, asume que el material puede ser considerado como un material homogéneo e isotrópico. En general, este enfoque es usado para estructuras que presentan grandes dimensiones, ya que el tiempo de la simulación se reduce considerablemente. Este tipo de enfoque es más

valorable cuando la precisión y la eficiencia son necesarias a la vez (Lourenço, 1998).

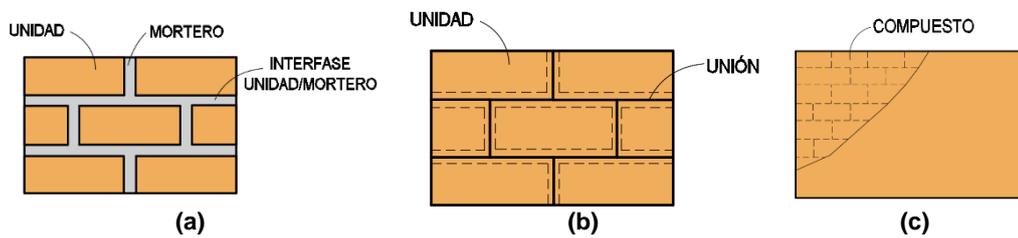


Figura 2.10: Tipos de modelamiento la albañilería (a) Micromodelo detallado (b) Micromodelo simplificado (c) Macromodelo (Adaptado de Lourenço, 1998).

Se estudiarán dos modelos con enfoque continuo que han sido empleados para replicar el comportamiento del adobe observado en ensayos experimentales, el modelo de Drucker-Prager con límite empleado por Quiroz (2011) y el modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete Damaged Plasticity) empleado por Tarque (2011). Cada autor obtuvo los parámetros necesarios para el modelamiento en base a datos experimentales.

2.1.6.1 Modelo de Drucker-Prager con límite:

Se basa en el modelo de plasticidad de Drucker-Prager que fue propuesto para suelos con cohesión. A este modelo se introdujeron límites a la compresión para conseguir una mayor consistencia con los resultados experimentales.

El modelo Drucker-Prager con límite se resume en la Figura 2.12:

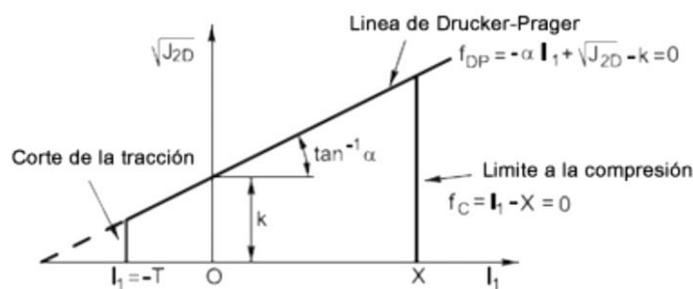


Figura 2.11: Modelo Drucker-Prager con límite (Quiroz, 2011)

La línea de Drucker-Prager queda definida por la siguiente expresión:

$$f_{DP} = -\alpha I_1 + \sqrt{J_{2D}} - K = 0$$

En donde α y K son constantes del material, I_1 es la primera invariante del tensor de esfuerzos, J_{2D} es la segunda invariante del tensor desviador.

El plano límite se define por:

$$f_c = I_1 - X = 0$$

X es la ubicación del límite y depende de la deformación unitaria plástica volumétrica e_v^p

DiMaggio & Sandler (1971) propusieron la siguiente forma para la ley de endurecimiento:

$$X = -\frac{1}{D} \ln\left(1 - \frac{e_v^p}{W}\right) + X^0$$

Donde W y D son constantes del material, y X^0 representa la ubicación inicial del límite.

Con respecto al límite de tracción, se fijarán los esfuerzos de tracción hidrostática máxima cuando el primer invariante I_1 alcanza el valor de T . El estado de esfuerzos queda definido por la siguiente expresión y se mantiene sin cambios en las siguientes etapas:

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = -\frac{1}{3}T$$
$$\sigma_{ij} = 0 \dots i \neq j$$

2.1.6.2 Modelo de plasticidad y daño del concreto

El modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete Damaged Plasticity), está basado en las formulaciones planteadas por Lubliner et al. (1989) y por Lee & Fenves (1998). Este modelo continuo describe el comportamiento elastoplástico no lineal, inicialmente empleado para el concreto y luego extendido para otros materiales, en donde asume que las principales fallas en el material se deben al agrietamiento producido por tracción y al aplastamiento por compresión. Además, asume que las fallas pueden ser descritas con las relaciones esfuerzo-deformación uniaxial del material bajo cargas cíclicas y variables para la evolución del daño, dc y dt , correspondientes a cargas de compresión y tracción del material, respectivamente.

El daño en el modelo es caracterizado por la degradación de la rigidez, representado con el factor “ d ”, el cual varía entre 0 y 1:

$$E = E_0 (1 - d)$$

En este caso, E_0 es el módulo de elasticidad inicial y E es el módulo de elasticidad degradado. d es el factor de daño.

Un valor de “d” igual a cero, indica que no existe daño en el material, mientras un “d” igual a uno indica un daño total en el material.

En siguientes figuras se describen los modelos constitutivos de los materiales incluyendo los factores de daño. Este modelo se encuentra implementado en el programa Abaqus.

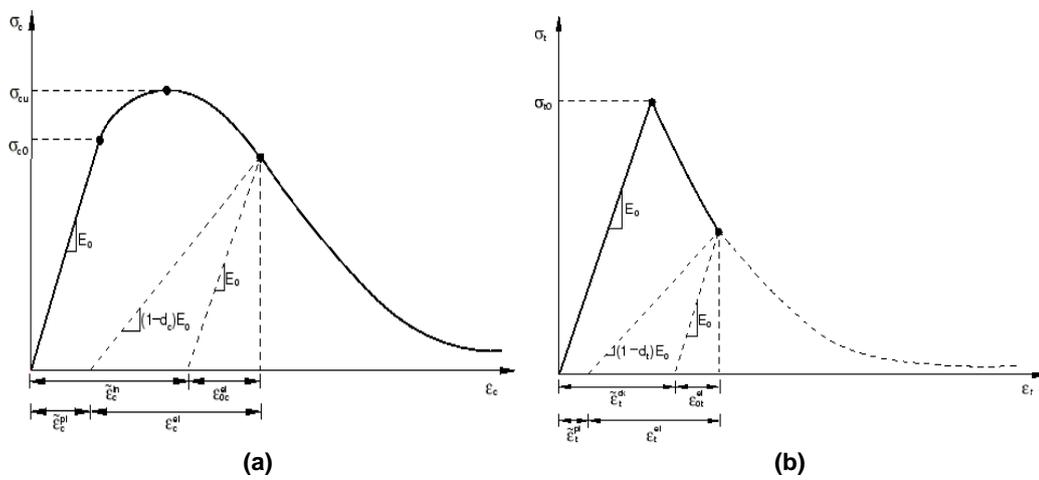


Figura 2.12: Modelo de plasticidad y daño del concreto (a) Comportamiento a compresión. (b) Comportamiento a tracción (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)

En la teoría de plasticidad incremental, la variación de la deformación total se puede descomponer en una parte elástica y una parte plástica:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl}$$

Donde $\dot{\varepsilon}^{el}$ es la variación de la deformación elástica y $\dot{\varepsilon}^{pl}$ es la variación de la deformación plástica.

La relación esfuerzo-deformación se define por la siguiente expresión:

$$\sigma = (1 - d) \cdot D_0^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$$

Donde D_0^{el} es la rigidez elástica inicial del material, D^{el} es la rigidez elástica degradada, d es el factor de daño, ε es la deformación total y ε^{pl} es la deformación plástica.

Cuando la carga aplicada pasa de la tracción a la compresión o viceversa, el material recupera parte de la rigidez perdida. El parámetro “w” representa esta

recuperación de rigidez del material bajo cargas cíclicas. Un valor de 0 indica que no hay recuperación de rigidez manteniendo la misma pendiente, mientras que un valor de 1 indica una recuperación total de rigidez.

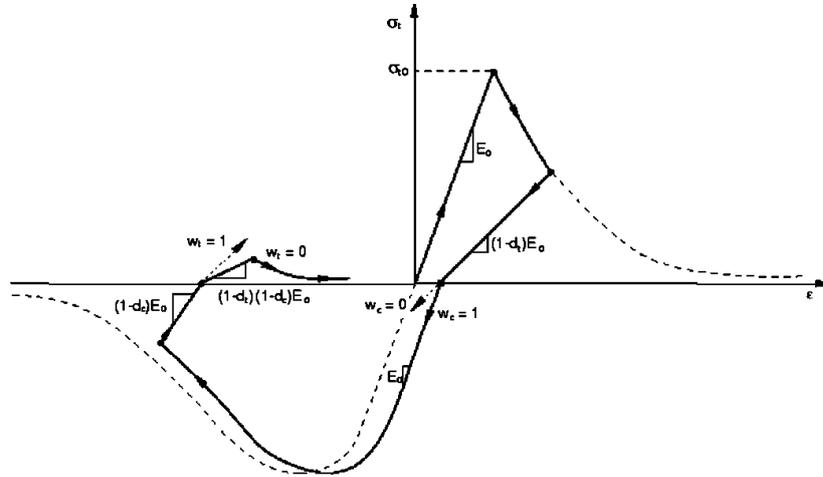


Figura 2.13: Comportamiento del material bajo cargas cíclicas implementado en el modelo de plasticidad y daño del concreto (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014).

El modelo emplea la función de fluencia planteada por Lubliner et al. (1989), con modificaciones propuestas por Lee y Fences (1998), para tomar en cuenta las diferentes evoluciones de resistencia bajo tensión y compresión.

La función de fluencia es representada mediante una superficie en el espacio de esfuerzos efectivos, la cual determina la falla o el daño. Se representa mediante la siguiente expresión:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\epsilon}^{pl}) = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\epsilon}^{pl})\langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma\langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}) \leq 0$$

Donde \bar{p} y \bar{q} son dos esfuerzos invariantes, determinados con las siguientes expresiones:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} \cdot \mathbf{I}$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{\mathbf{S}} \cdot \bar{\mathbf{S}}}$$

Donde $\bar{\mathbf{S}}$ es la parte desviadora del tensor de esfuerzo efectivo, definido como:

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{p}\mathbf{I} + \bar{\boldsymbol{\sigma}}$$

α , β , γ son coeficientes adimensionales, determinados con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{\sigma_{h0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{h0} - \sigma_{c0}}$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

$\hat{\sigma}_{max}$ es el eigenvalor algebraico máximo del esfuerzo principal efectivo, $\bar{\sigma}_t$ y $\bar{\sigma}_c$ son los esfuerzos de cohesión de tracción y compresión efectivos. σ_{h0} es el esfuerzo inicial de fluencia compresiva equibiaxial. σ_{c0} es el esfuerzo inicial de fluencia compresiva uniaxial. K_c es la relación del segundo esfuerzo invariante sobre el meridiano de tensión. Lubliner et al. (1989) recomienda un valor de $K_c = 2/3$ para el concreto.

La superficie de fluencia en esfuerzos planos se muestra en la Figura 2.14 y la superficie de fluencia en el plano desviatorio para diferentes valores de K_c se muestra en la Figura 2.15.

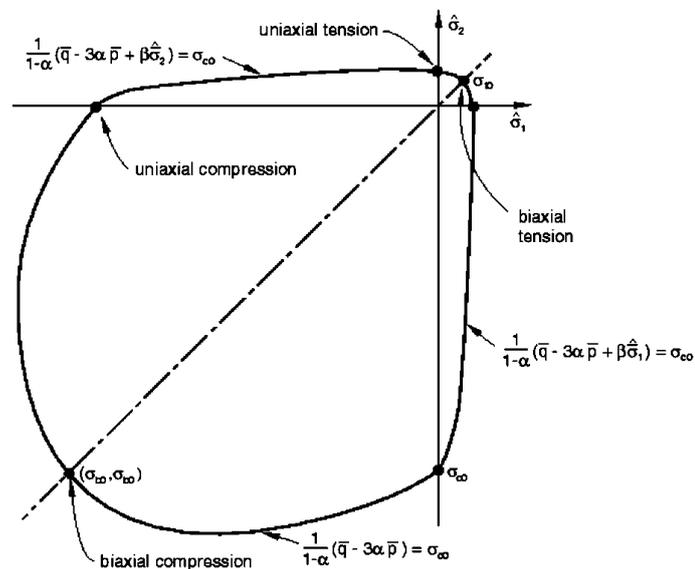


Figura 2.14: Superficie de fluencia en esfuerzos planos (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)

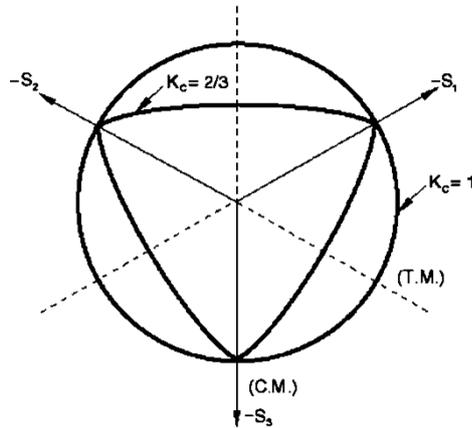


Figura 2.15: Superficie de fluencia en el plano desviatorio para diferentes valores de K_c (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)

En el rango plástico, las relaciones entre el esfuerzo deformación no son lineales, por lo tanto, se deben emplear formulaciones incrementales que relacionen incrementos de esfuerzo con incrementos de deformaciones plásticas. (López, 1999).

El flujo plástico es gobernado por una función de potencial de flujo, de acuerdo a una regla de flujo no asociativa. El modelo de plasticidad y daño del concreto asume un flujo plástico no asociativo dado por:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}$$

Donde $\dot{\lambda}$ es el multiplicador plástico no negativo. El modelo de flujo plástico “G” emplea la función hiperbólica de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(e \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi$$

Donde ψ es el ángulo de dilatación medido en el plano p-q en alta presión confinante, σ_{t0} es el esfuerzo de tracción uniaxial a la falla. e es un parámetro referido a la excentricidad, que define la razón de cambio en la cual la función se aproxima a la asíntota. El valor recomendado para la excentricidad es $e = 0.1$. la cual implica que el material tiene casi el mismo ángulo de dilatación en un amplio rango de valores de esfuerzo de presión confinamiento (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014).

2.1.7 Esquemas de integración para resolver problemas dinámicos:

Se presentan dos esquemas de integración que permiten resolver problemas dinámicos, un enfoque implícito y un enfoque explícito. La elección de un tipo de

enfoque dependerá del tipo de problema a resolver, ya que en algunos casos es más ventajoso emplear un enfoque sobre el otro. Ambos esquemas de integración pueden ser usados en el programa Abaqus.

✓ **Análisis Implícito**

El procedimiento implícito requiere resolver un conjunto de ecuaciones no lineales en un tiempo “ t_n ” para obtener la respuesta en un tiempo “ t_{n+1} ”, con información del tiempo “ t_{n+1} ”, esto conllevaría a realizar un procedimiento iterativo.

El programa abaqus emplea la integración en el tiempo de Hilber et al. (1997), cuyo operador es una generalización del operador de Newmark β con una controlable amortiguación numérica.

Las principales desventajas del procedimiento implícito es que la matriz de rigidez se vuelve mal condicionada a medida que el material se agrieta, y que, además, se requieren incrementos de tiempo pequeños para lograr la convergencia. (Karapitta et al., 2011)

✓ **Análisis Explícito:**

Este modelo fue originalmente concebido para analizar eventos dinámicos con altas velocidades y representar modelos que presentan una rápida degradación de la rigidez.

El análisis explícito, por el contrario del implícito, se requiere solamente información del tiempo “ t ” (o anteriores), para obtener la respuesta en el tiempo “ t_{n+1} ” por lo que no se requiere resolver ningún tipo de iteración. Otra ventaja es que no requiere tampoco la evaluación de una matriz de rigidez tangente, como si se requiere en un análisis implícito.

La ecuación de movimiento es integrada realizando la regla de integración numérica de la diferencia central, la cual es condicionalmente estable. Se obtiene estabilidad en el problema si se limita el incremento de tiempo a través de la expresión (2.1):

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{m\acute{a}x}} \quad (2.1)$$

Una estimación del incremento de tiempo estable se obtiene con la expresión (2.2):

$$\Delta t \approx \frac{L_{min}}{C_d} \quad (2.2)$$

En donde L_{min} es la dimensión del elemento más pequeño que se genera en el enmallado y C_d es la velocidad de la onda de dilatación.

La velocidad de onda se calcula en base a la siguiente (2.3):

$$C_d = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.3)$$

En dónde λ y μ son las constantes de Lamé y ρ es la densidad del material (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014).

Además de esto, es necesario que los incrementos sean pequeños debido a que en el análisis se asume que la aceleración es constante en todo el incremento de tiempo. Sin embargo, quien condiciona este incremento es principalmente la estabilidad.

2.2 MARCO CONCEPTUAL

2.2.1 Relaciones de aspecto en muros de adobe (H/L)

En edificaciones históricas tales como la iglesia de Kuño Tambo y la iglesia San Juan Bautista de Huaró (por mencionar ejemplos), se han podido observar que sus muros presentan longitudes bastante mayores comparados a su altura y espesor. El mismo caso se presenta en la edificación patrimonial del Hospital Nacional Dos de Mayo, cuyos muros tienen 0.80 m de espesor, 6 m de altura y más de 50 m de longitud.

Esto dificulta el hecho de llevar a cabo ensayos experimentales en un laboratorio, en donde el tamaño del espécimen y el peso del mismo son una limitante. Por esta razón, se plantea realizar modelamientos numéricos empleando el macromodelo de plasticidad y daño del concreto con el objetivo de conocer el comportamiento sísmico de este tipo de edificaciones.

Se estudiará el comportamiento sísmico de edificaciones influenciadas por la relación de aspecto. La variable principal es entonces la relación de aspecto en muros, la cual queda definida como la relación que existe entre la altura del muro y su longitud. Así, por ejemplo, se obtiene un valor cercano a cero cuando los muros de una edificación son alargados (como por ejemplo los muros de adobe

del Hospital Nacional Dos de Mayo) y un valor igual a uno cuando el muro forma exactamente un cuadrado.

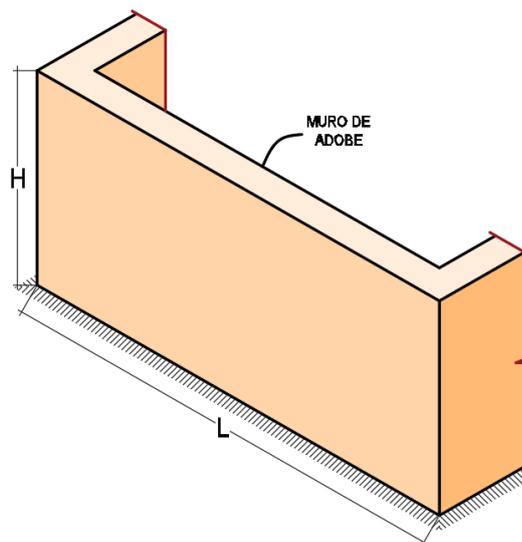


Figura 2.16: Relaciones de aspecto en muros de adobe

En la presente investigación se proponen cuatro edificaciones distintas cada una con diferentes relaciones de aspecto, variando la longitud del muro y manteniendo constante su altura y espesor.

2.2.2 Conexión muros de adobe –Techo de madera

Las edificaciones históricas de adobe, por lo general, presentan un sistema de techo conformado por un conjunto de viguetas y un entablado de madera. Las viguetas se apoyan directamente sobre los muros, y luego sobre estos se coloca el entablado. El espacio entre vigueta y vigueta también es rellenado con adobes. Ver Figura 2.17.

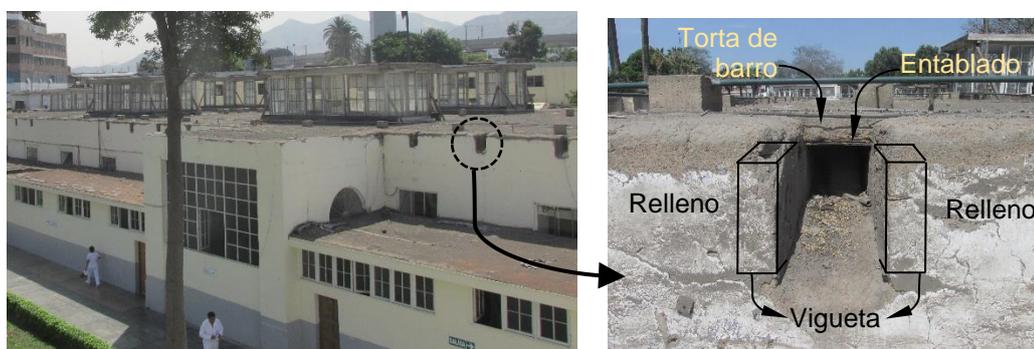


Figura 2.17: Detalle del sistema de techo de las edificaciones de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo

Sobre el entablado descansa una torta de barro, cuyo objetivo es impedir que el agua de lluvia pase al interior y de servir como un aislante térmico y acústico.

No existe entonces, una conexión entre el sistema de techo y los muros de adobe. No obstante, una conexión ficticia se presentaría en las superficies de contacto (interfaz) adobe-madera producto de la fricción.

Yamashiro et al. (1977), proponen incluir una viga collar de madera en la parte superior de los muros, tal que permita que todos los muros de la edificación trabajen en conjunto durante un sismo.

Por medio de pernos o clavos, suelen conectarse la viga collar con las viguetas de techo. Sin embargo, se ha observado en sismos pasados, que estas conexiones solo suelen trabajar hasta cierto instante, llegando fácilmente a desprenderse de la estructura.

Cabe indicar que el tipo de sistema de techo descrito no puede considerarse un diafragma rígido, debido principalmente a tres razones:

- ✓ El sistema de techo no es lo suficientemente rígido en comparación con la rigidez de los muros de adobe de grandes dimensiones.
- ✓ La falta de conexión del sistema de techo con la estructura. Aún, si existiera algún tipo de conexión a través de la viga collar, estas terminan deprendiéndose ante un sismo.
- ✓ Muchas veces, las edificaciones históricas presentan relación de aspecto en planta mayor a uno en tres.

Se plantea estudiar más adelante, en qué medida el sistema de techo influye en el comportamiento sísmico de las edificaciones de adobe.

En un sismo, el sistema de techo intentará seguir el movimiento de los muros a través de la fricción que pudiera generarse entre los dos materiales (adobe y madera). Esta fricción causa efectos favorables en el comportamiento sísmico, ya que produce una fuerza que se opone al vuelco de los muros. Ver Figura 2.18.

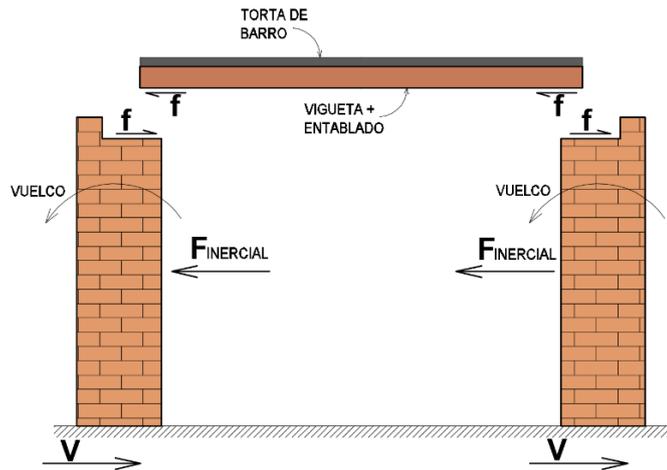


Figura 2.18: Fuerzas externas en los muros de adobe generadas debido al sismo. Sección transversal de una edificación histórica

Cabe indicar que lo descrito en el párrafo anterior, no significa que es favorable sísmicamente que las edificaciones presenten techos pesados, ya que como se conoce, esto provocaría un incremento de la fuerza sísmica y una elevación de su punto de aplicación hacia la zona superior de la edificación.

La naturaleza de la fuerza de fricción es muy compleja. Sin embargo, para un estudio a nivel global, es posible representarla a través del producto de dos factores: Una fuerza normal (en un plano horizontal resultaría igual al peso del objeto) y un coeficiente de fricción.

El coeficiente de fricción es un valor que depende exclusivamente de la naturaleza de los cuerpos en contacto. Revisando la bibliografía existente, no se encontraron estudios que determinen el valor del coeficiente de fricción entre los materiales de interés. Sin embargo, Fonseca (2016) considera un coeficiente de fricción de 0.3 para evaluar la capacidad de la conexión de las vigas de madera embebidas en un muro de adobe.

El coeficiente de fricción es prácticamente independiente del área de la superficie de contacto y tiende a disminuir para velocidades altas. Existe también un proceso de desgaste en la interfaz, producto de la pérdida del material en el rozamiento.

Por otro lado, No se conoce con exactitud la diferencia entre el coeficiente de fricción dinámico y estático. Solo se deduce que el estático tiende a ser mayor que el dinámico, debido a que en estado de reposo, pueden aparecer enlaces iónicos o micro soldaduras entre las superficies (Díaz del Castillo, 2007).

Métodos de fricción:

El método de fricción de Coulomb es empleado para describir la interacción entre dos superficies. Este método considera que el esfuerzo de corte en la interfaz puede variar desde cero hasta un valor igual al esfuerzo crítico. Se calcula de la siguiente manera:

$$\tau_{crit} = \mu \cdot p$$

Donde μ es el coeficiente de fricción y p es la presión en el contacto.

En el método de Coulomb, si el esfuerzo en la interfaz no supera al esfuerzo crítico, no existe un movimiento relativo entre ambas superficies (permanecen adheridas). La línea continua de la Figura 2.19 resume el comportamiento del método de fricción de Coulomb.

En el programa Abaqus/Standard la discontinuidad entre los estados adherencia-deslizamiento, puede generar problemas de convergencia durante la simulación. Debido a esto, el programa emplea el método de penalidad, la cual permite un movimiento relativo entre las superficies de contacto (deslizamiento elástico), en el tramo en donde estas deberían estar adheridas. El programa automáticamente emplea una rigidez de penalidad, tal que el “deslizamiento elástico” sea una muy pequeña fracción de la longitud característica del elemento (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014).

La línea punteada de la Figura 2.19 resume el comportamiento del método de penalidad.

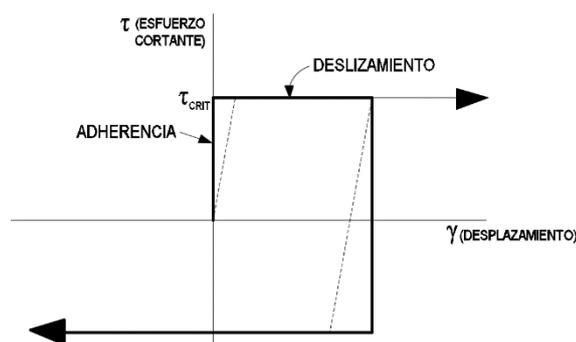


Figura 2.19: Diferencia entre el modelo de fricción de Coulomb (línea continua) y el de penalidad (línea punteada). (Abaqus 6.14 SIMULIA, 2014)

2.2.3 Comportamiento de muros a flexión

Al estudiar el comportamiento sísmico de los muros de adobe, se ha observado que una de las fallas principales que ocurren son las de flexión. Este

comportamiento de los muros se puede asemejar al de una losa rectangular, que tiene restringido los desplazamientos en tres de sus cuatro bordes, con una carga aplicada perpendicularmente a su plano. Por lo tanto, es importante conocer el comportamiento de los muros bajo tal efecto.

Hasta antes del primer agrietamiento la edificación trabaja en el rango lineal, por lo que se pueden asumir las expresiones lineales para determinar los esfuerzos internos en un muro:

$$\sigma_t = \frac{P}{A} \quad ; \quad \sigma_f = \frac{M \cdot y}{I}$$

σ_t : Esfuerzo axial (tracción o compresión)

σ_f : Esfuerzo de flexión (tracción o compresión)

Las acciones que se generan en los muros son principalmente fuerzas de tracción, compresión y de momentos.

En la Figura 2.20 y Figura 2.21 se observan las acciones sísmicas y la distribución de esfuerzos que se generan en las secciones más críticas de un muro, respectivamente.

La zona encerrada por líneas punteadas, corresponde a la región en donde se producen las máximas tracciones debido al efecto combinado de esfuerzos de tracción por flexión y esfuerzos normales de tracción. En la zona inferior de la imagen, también se observan esfuerzos de tracción por flexión, pero no esfuerzos normales de tracción sino más bien de compresión, las cuales terminan compensando de alguna manera a la primera tracción generada.

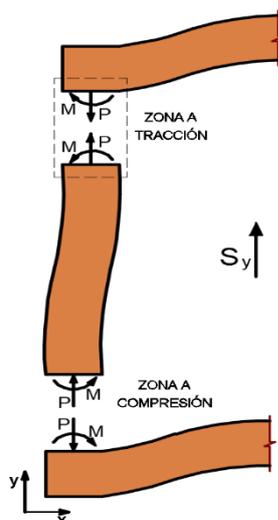


Figura 2.20: Fuerzas internas en los muros.
Vista en planta de la edificación

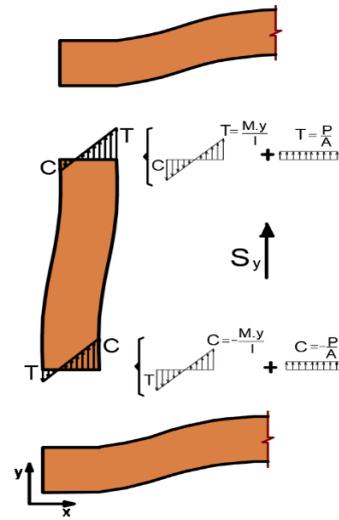


Figura 2.21: Esfuerzos internos en el muro.
Vista en planta de la edificación

Sin embargo, estas formulaciones son solo aplicables cuando el material trabaja en el rango elástico. Para conocer el comportamiento a flexión en el adobe se presenta el siguiente estudio realizado por Solís et al. (2015):

Solís et al. (2015), analiza el comportamiento a flexión del adobe y propone modelos analíticos que permitan replicar el comportamiento observado. Para esto, realiza ensayos de flexión a muros de adobe de 1.60 m de alto, 0.80 m de ancho y 0.22 m de espesor, en posición vertical y con apoyos articulados en sus extremos. La carga del actuador se reparte a lo largo del ancho del muro por medio de un rodillo metálico. Ver Figura 2.22.

Solís et al. (2015), planteó posibles modelos del comportamiento del material a tracción representados por las curvas de esfuerzo - deformación, tales que permitan reproducir el comportamiento real de los muros a flexión. Ver Figura 2.23. (El modelo A no considera el aporte de tracción del adobe en el cálculo).

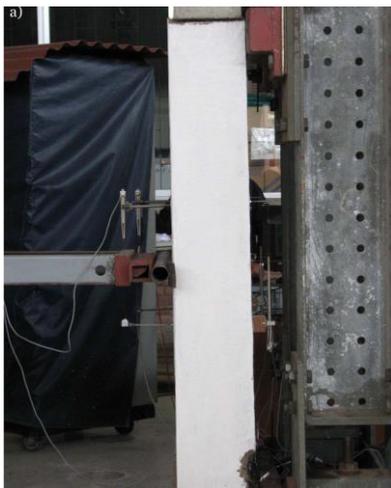


Figura 2.22 Instante antes de aplicar la carga en el ensayo a flexión. (Solís et al. 2015)

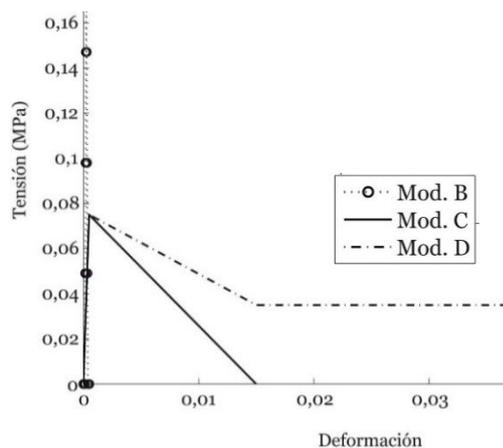


Figura 2.23 Modelos de comportamiento a tracción del adobe. (Solís et al. 2015)

Se comparó el diagrama Momento-Curvatura real obtenido del ensayo experimental con los diagramas analíticos, que consideraron los modelos de tracción propuestos. Tal comparación se muestra en la Figura 2.24. Se observa que el modelo C refleja un mejor comportamiento, al compararlo con la curva real a flexión del adobe, con algo menos de rigidez y ductilidad. Además, también se puede observar que si no se considera el aporte del adobe a tracción (Modelo A), el momento resultante es mucho menor al momento real obtenido en el ensayo. Se puede concluir entonces, que es necesario considerar el aporte a tracción del adobe para determinar su capacidad.

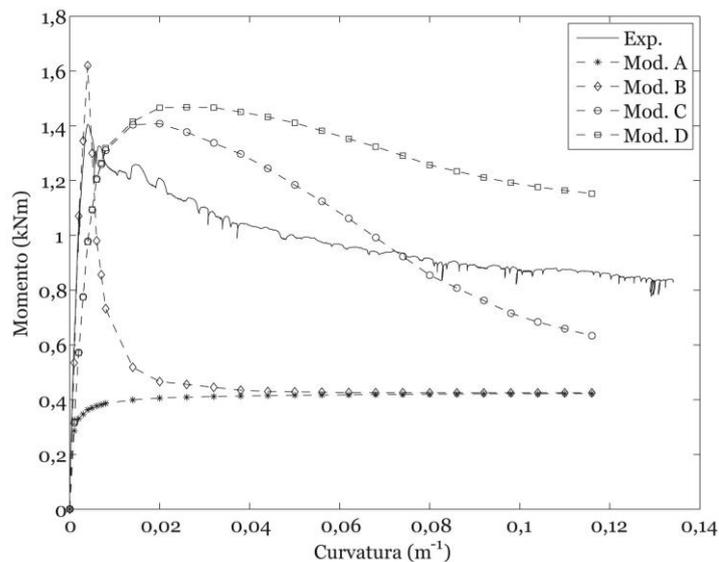


Figura 2.24 Diagrama Momento-Curvatura obtenida de los modelos. (Solís et al. 2015)

Se puede observar, además, que a pesar de que el adobe es considerado un material frágil, se obtiene cierta capacidad de rotación en el rango inelástico.

El Diagrama Momento – Curvatura puede definir entonces, el comportamiento de una sección que trabaja a flexión, con o sin carga axial en la misma. Este diagrama es muy útil para poder predecir el mecanismo de falla de la sección, la sobre resistencia y la capacidad que posee esta misma para deformarse en el rango inelástico hasta llegar a la falla.

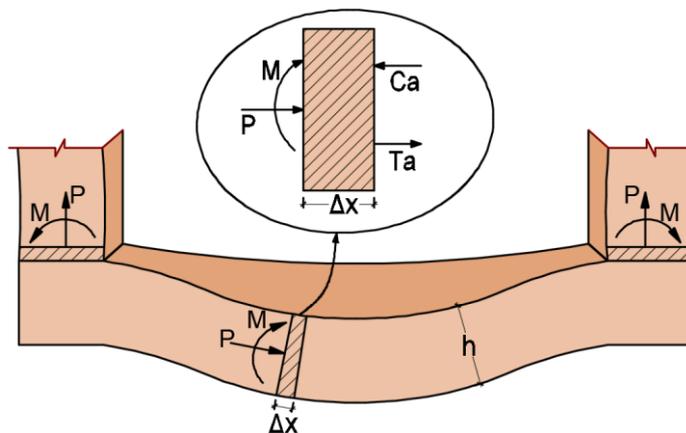


Figura 2.25: Fuerzas resultantes que actúan en una sección de adobe. Vista en planta

- Ca : Fuerza resultante interna de compresión en una sección
- Ta : Fuerza resultante interna de tracción en una sección
- P : Fuerza de compresión o tracción actuante en una sección
- M : Momento actuante en una sección Δ

En la Figura 2.25 se muestran las cargas a las que está sometida una sección de adobe. Las cargas aplicadas P y M deben estar en equilibrio con las fuerzas internas en el adobe, por lo tanto:

$$Ca = Ta + P$$

El adobe es un material que tiene muy baja capacidad a la tracción, por lo tanto, la fuerza resultante a tracción “ Ta ” resulta ser también muy baja. La sección de adobe entonces, al no tener la suficiente capacidad a tracción para poder equilibrarse con la fuerza resultante a compresión “ Ca ”, presentará una limitada capacidad a flexión. Al incrementar el valor de la carga axial “ P ”, se puede observar que se consigue una fuerza adicional que suma a la fuerza a tracción “ Ta ”, resultando una mayor fuerza para equilibrarse con la fuerza a compresión “ Ca ”, con lo que se incrementaría la capacidad de la sección en el adobe.

Para el cálculo de la curva analítica se asumió también la hipótesis de Bernoulli, la cual indica que las caras planas permanecen planas durante todo el proceso de deformación.

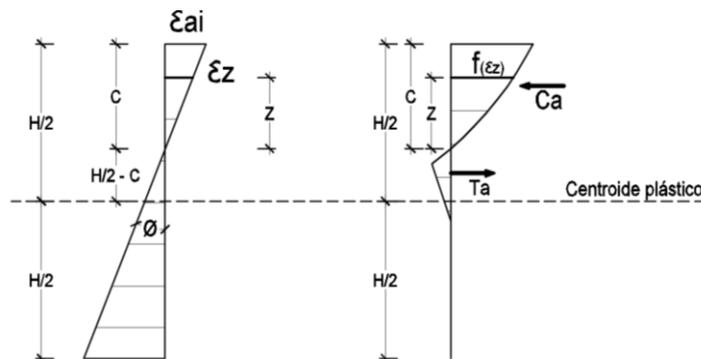


Figura 2.26: Deformaciones unitarias y diagrama de esfuerzos en la sección de adobe

Cálculo de la fuerza resultante a compresión en el adobe:

$$\epsilon_z = \frac{\epsilon_{ai}}{c} \cdot z$$

$$Ca = \int_0^c fca(\epsilon_z) dz$$

$$Ca = \int_0^c fca\left(\frac{\epsilon_{ai}}{c} \cdot z\right) dz$$

z : Distancia medida desde el eje neutro hacia un punto de análisis en la sección

c : Distancia medida desde el eje neutro hacia la fibra extrema en compresión

ϵ_z : Deformación unitaria en un punto ubicado a una distancia “ z ” del eje neutro de la sección

ε_{ai} : Deformación unitaria en la fibra extrema en compresión

$fca(\varepsilon_z)$: Esfuerzo de compresión en un punto ubicado a una distancia “z” del eje neutro de la sección

Cálculo de la fuerza resultante a tracción en el adobe:

$$\varepsilon_z = \frac{\varepsilon_{ai}}{c} \cdot z$$

$$Ta = \int_0^{H-c} fta(\varepsilon_z) dz$$

$$Ta = \int_0^{H-c} fta\left(\frac{\varepsilon_{ai}}{c} \cdot z\right) dz$$

$fca(\varepsilon_z)$: Esfuerzo de tracción en un punto ubicado a una distancia “z” del eje neutro de la sección

El valor desconocido de las ecuaciones planteadas es la distancia entre el eje neutro hacia la fibra más extrema a compresión “c”, la cual se determinará equilibrando las fuerzas que actúan en la sección: Carga axial (en caso exista), fuerza resultante a compresión “Ca” y fuerza resultante a tracción “Ta” en el adobe, estos dos últimos generados por la flexión.

Con el valor de “c” hallado, se podrá obtener el momento que actúa en la sección:

$$M_{ca} = -Ca \cdot \left(Xc + \frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_{ta} = -Ta \cdot \left(Xt - \frac{h}{2} + c\right)$$

$$M = M_{ca} + M_{ta}$$

M_{ca} : Momento producido por la fuerza interna resultante de compresión

M_{ta} : Momento producido por la fuerza interna resultante de tracción

h : Peralte de la sección

Como se observa en la Figura 2.26, la curvatura se determinará a partir la deformación unitaria inicial en el adobe a compresión dividido entre el valor “c”:

$$\emptyset = \frac{\varepsilon_{ai}}{c}$$

\emptyset : Curvatura

Si se realiza este mismo procedimiento para diferentes valores de deformación unitaria hasta llegar a la deformación unitaria a compresión en el adobe, se podrá obtener el diagrama Momento – Curvatura.

CAPÍTULO 3: MODELOS NUMÉRICOS FRENTE A DATA EXPERIMENTAL

3.1 ENSAYOS EXPERIMENTALES

3.1.1 Ensayo de pilas y muretes de adobe

En el año 2009, se realizaron ensayos de pilas y muretes de adobe en el laboratorio de Estructuras del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil (FIC) de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), a solicitud de la agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) en convenio con CEETyDES en el año 2009. El objetivo de estos ensayos fue de conocer el comportamiento del adobe ante cargas axiales y cortantes.

Se elaboraron un total de 5 especímenes (pilas sin ningún tipo de refuerzo), las cuales se someterían a cargas de compresión axial. Las dimensiones de la base fueron en promedio de 0.37 m x 0.37 m y altura de 0.47 m. En la Figura 3.1(a) se muestra una pila de adobe previo al ensayo y en la Figura 3.1(b) las curvas de carga axial vs desplazamiento vertical obtenidas del segundo espécimen.

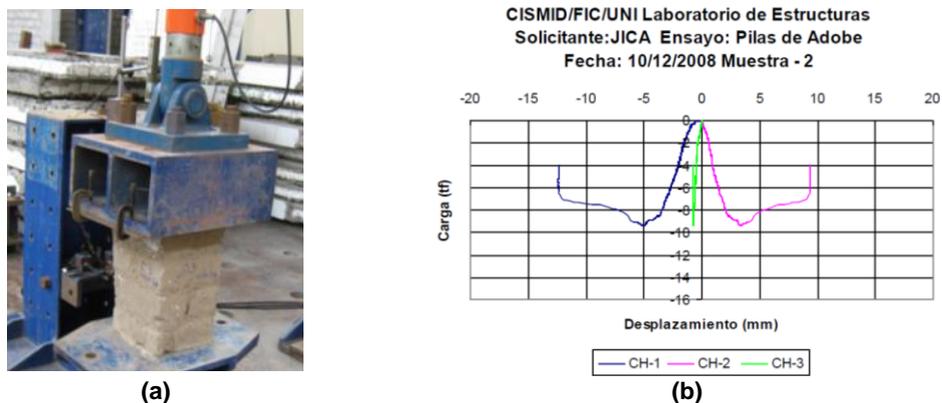


Figura 3.1: Ensayo de compresión de pilas de adobe (a) Pila de adobe previo al ensayo (b) Curvas de Carga axial vs Desplazamiento vertical (CEETyDES & JICA, 2009)

Se elaboraron también un total de 5 muretes para ser sometidos a cargas de compresión diagonal. Las dimensiones de los especímenes fueron de 1 m x 1 m de lado y 0.40 m de espesor. En la Figura 3.4(a) se muestra un murete de adobe previo al ensayo y en la Figura 3.2(b) las curvas de carga de compresión diagonal vs desplazamiento vertical obtenidas del ensayo.

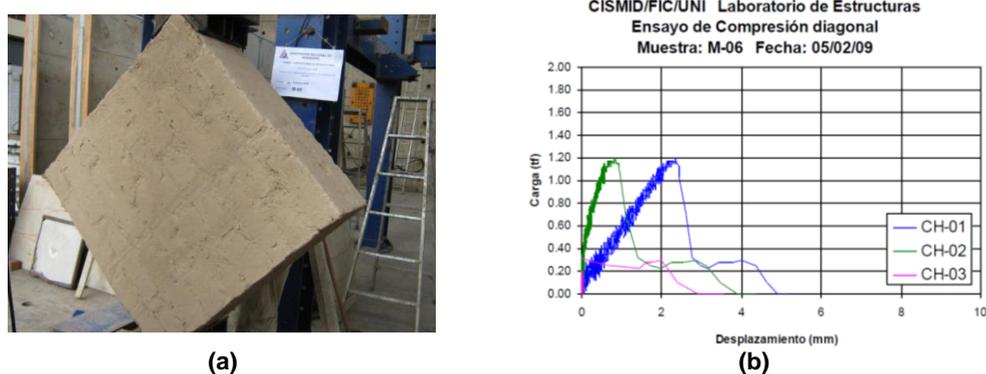


Figura 3.2: Ensayo de compresión diagonal de muretes de adobe (a)Murete de adobe previo al ensayo (b)Curvas de carga de compresión diagonal vs Desplazamiento vertical (CEETyDES & JICA, 2009)

3.1.2 Ensayo de muro de adobe con carga monotónica

Zavala & Igarashi (2005), realizaron ensayos en muros de adobe, con y sin reforzamiento, en el Laboratorio de Estructuras del CISMID FIC-UNI, aplicando una carga monotónica en el plano. En la presente investigación, se describirá el ensayo realizado a muros de adobe sin reforzamiento.

Se construyeron cuatro especímenes de 2.45m de longitud, 2.30m de altura y 0.20m de espesor, las cuales tuvieron una relación de aspecto (altura sobre longitud de muro) de 0.94. Para dar anclaje al muro en el momento del ensayo, se construyó una base de concreto armado, con dimensiones apropiadas tal que calce perfectamente en la losa del laboratorio. La carga fue aplicada en el centro de gravedad, a 1.18m medidos a partir de la base superior de la cimentación.

Se montó un marco metálico en los tres bordes libres del muro, con el objetivo de redistribuir la carga aplicada a todo el muro. Ver Figura 3.3.



Figura 3.3: Muro de adobe ensayado bajo carga monotónica (Igarashi, 2009).

Los resultados de Fuerza cortante vs desplazamiento de la parte superior del muro, de tres de los muros ensayados se muestran en la Figura 3.4.

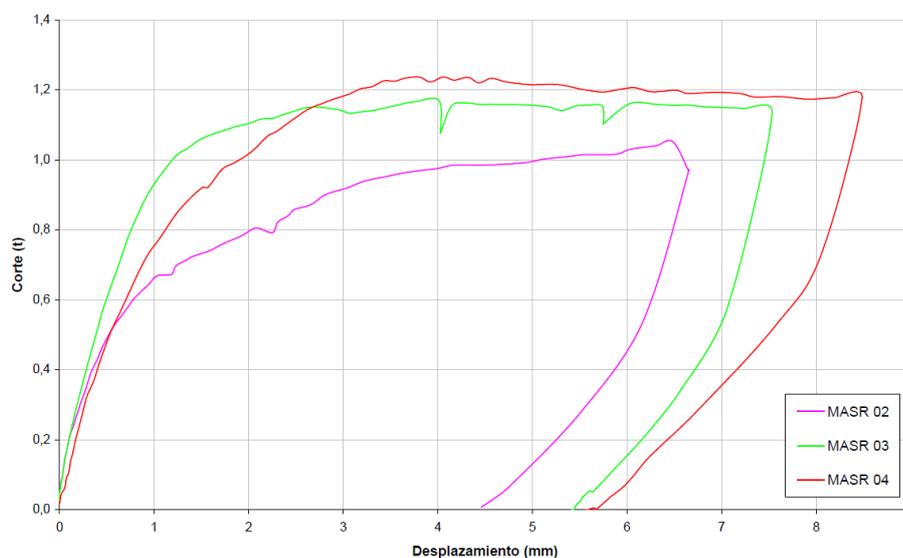


Figura 3.4: Fuerza cortante v desplazamiento de los muros ensayados con carga monotónica (Igarashi, 2009).

3.1.3 Ensayo de muro de adobe con carga cíclica

Blondet et al. (2005), realizó ensayos de muros de adobe bajo carga cíclica en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), con y sin reforzamiento. En esta investigación, solo se describirá brevemente los resultados obtenidos en los muros sin reforzamiento.

Se realizaron tres especímenes de dimensiones iguales. El muro longitudinal de 3.06m de longitud, 1.93m de altura y 0.30m de espesor; obteniendo una relación de aspecto de 0.63. Los muros transversales de 2.48m de longitud, 1,93m de altura y 0.30m de espesor. Uno de estos especímenes presentaba en el muro longitudinal una ventana de 0.40x0.60m. Ver Figura 3.5.

Para dar anclaje al muro al momento del ensayo, se construyó una base de concreto armado con dimensiones apropiadas. En la parte superior del muro se construyó una viga corona de concreto armado, con el fin de darle una pre compresión al muro similar al peso que provee el sistema tradicional de techo de las edificaciones de adobe.

Para conseguir una mejor redistribución de la carga al muro, se colocaron planchas de acero y madera entre el contacto del actuador y la viga corona.



Figura 3.5: Muro de adobe con ventadas ensayado bajo carga Cíclica (Blondet et al. 2005).

En la Figura 3.6 se muestra la curva histerética obtenida del ensayo cíclico del muro con ventanas.

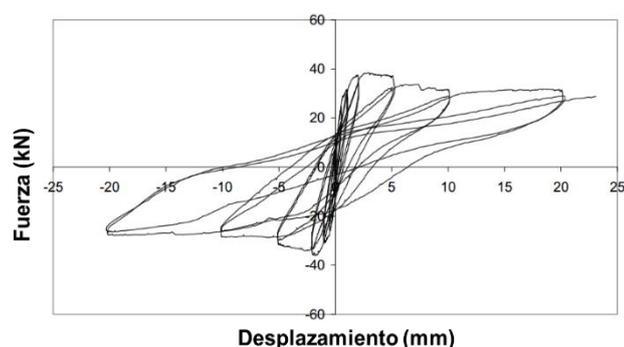


Figura 3.6: Curva histerética obtenida de ensayo de Muro de adobe con ventadas (Blondet et al. 2005).

3.1.4 Ensayo dinámico de un módulo de adobe

Blondet et al. (2006) llevó a cabo un ensayo dinámico unidireccional en la Pontificia Universidad Católica del Perú. El ensayo se realizó a un módulo de adobe compuesto por cuatro muros de 3.21m de longitud, 0.25m de espesor y una altura variable de 1.98m a 2.25m. El techo estaba compuesto por vigas de madera conectados a los muros mediante clavos de acero.

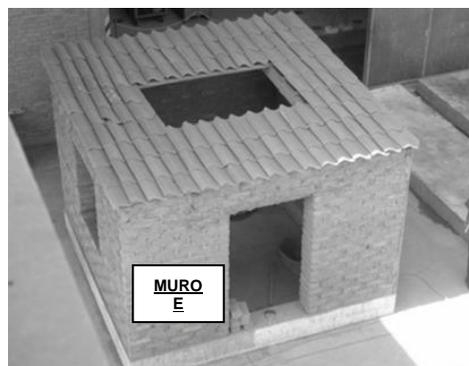
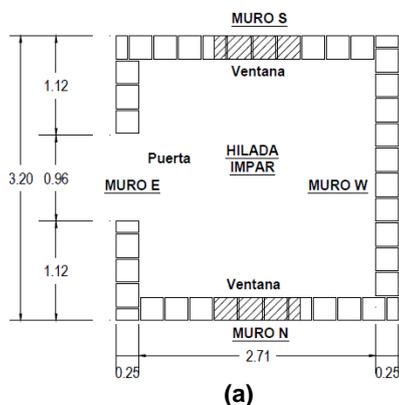


Figura 3.7: Módulo de adobe ensayado en la PUCP (a) Dimensiones en planta (b) Vista tridimensional. (Adaptado de Tarque et al., 2012)

El ensayo consistió en aplicar tres niveles de sismo en la dirección paralela a los muros con ventanas, correspondiente a los desplazamientos máximos de 30, 80 y 120 mm. La señal ingresada fue mediante desplazamientos, la cual fue obtenida en base a un escalamiento del registro sísmico de Huaráz de 1970.

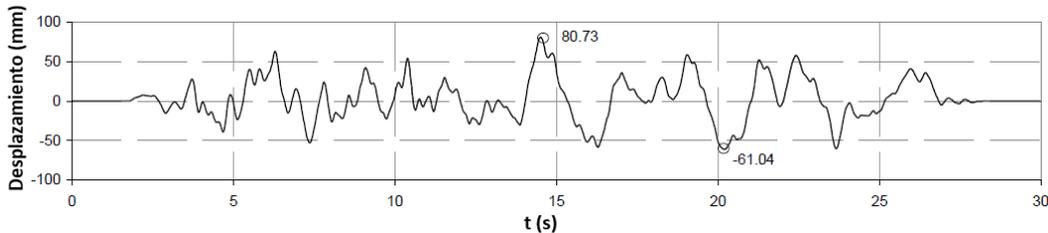


Figura 3.8: Señal de desplazamiento ingresado en la fase 2 del ensayo. (Para obtener un desplazamiento máximo de 80mm) (Blondet et al., 2005)

3.2 MODELAMIENTO NUMÉRICO

3.2.1 Pilas y muretes de adobe

Quiroz (2011), estimó los parámetros que definen la superficie de fluencia de Drucker-Prager; para ello, la superficie de fluencia fue expresada en términos del primer invariante del tensor de esfuerzos I_1 y de la segunda invariante del tensor desviador J_{2D} . A partir de ensayos de compresión de pilas y ensayos triaxiales en especímenes cilíndricos de adobe, se obtuvieron los valores máximos de I_1 y J_{2D} .

Considerando que los puntos obtenidos del ensayo se ajustan a una recta, se obtuvo la siguiente ecuación:

$$\sqrt{J_{2D}} = 0.3342 (I_1) + 2.3447$$

Por lo tanto, los valores de los parámetros que definen la superficie de fluencia resultaron $\alpha=0.3342$ y $k=2.3447$ kgf/cm².

Los valores de los parámetros que definen los límites W y D se consideraron iguales a 0.18 y 0.711, respectivamente. La ubicación inicial del límite X^0 se consideró igual a 40 kgf/cm².

El módulo de elasticidad considerado fue de 800 kgf/cm², estimado de los ensayos de compresión realizados a prismas de adobe. Se consideró un módulo de Poisson igual a 0.25.

Con estos parámetros se realizaron los modelamientos en elementos finitos en el programa ADINA. Se modelaron las pilas y muretes mostrados en la Figura 3.1 y Figura 3.2, respectivamente. Se emplearon elementos tipo sólidos

tridimensionales de ocho nudos de 20 mm de lado para las pilas, y de 100 mm de lado para los muretes. En la Figura 3.9 y Figura 3.10 se muestra el modelo y las curvas de esfuerzo-deformación obtenidas de los resultados de la simulación comparados con las curvas experimentales.

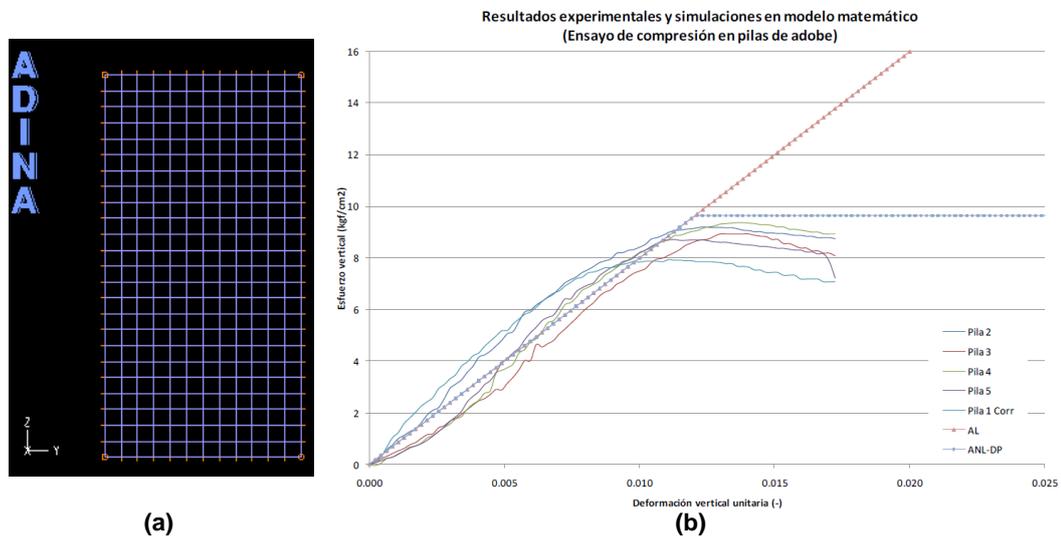


Figura 3.9: Modelamiento de pilas de adobe (a)Modelo en elementos finitos (b)Comparación de curvas esfuerzo-deformación obtenidas del modelamiento con las experimentales (Quiroz, 2011)

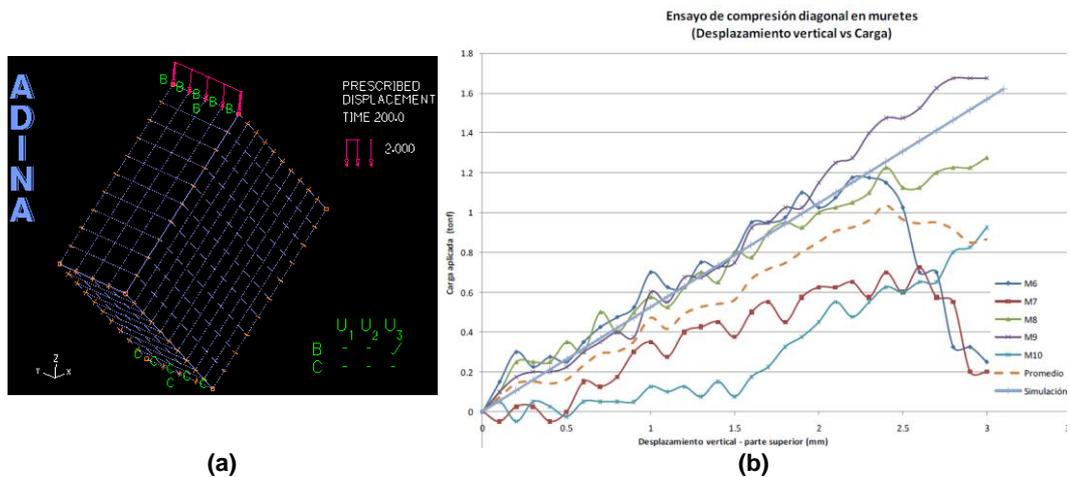


Figura 3.10: Modelamiento de muretes de adobe (a)Modelo en elementos finitos (b)Comparación de curvas esfuerzo-deformación obtenidas del modelamiento con las experimentales (Quiroz, 2011)

Como se observa, el modelo propuesto por Quiroz (2011) solo es aplicable para elementos con tipo de carga estática, Se presenta a continuación la aplicabilidad del modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete damaged plasticity) para elementos con tipo de cargas dinámicas.

3.2.2 Muro de adobe con carga cíclica

Tarque (2011), en su tesis doctoral "Modelación numérica del comportamiento sísmico de edificaciones de adobe" (Numerical modelling of the seismic behaviour

of adobe buildings) realiza una serie de modelamientos numéricos en elementos finitos para representar el comportamiento del adobe bajo cargas estáticas y dinámicas. A continuación, se describen los resultados obtenidos del modelamiento del muro con ventanas de la Figura 3.5.

El adobe se representó con el modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete damaged plasticity). Como se mencionó, este modelo asume que las fallas pueden ser descritas con los modelos constitutivos del material y otras variables para la evolución del daño.

Los muros de adobe, la viga y la cimentación de concreto fueron representados con elementos cáscara, discretizadas con rectángulos de 100x100 mm².

En base a una serie de calibraciones, Tarque determinó las propiedades del material para el modelo numérico (módulo de elasticidad, energía de fractura, esfuerzo máximo a compresión y a tracción), la cuales permitían obtener similares respuestas del comportamiento comparado con los ensayos. En la Tabla 3.1 se muestran las propiedades del adobe obtenidas en base a las calibraciones.

Tabla 3.1: Propiedades del material utilizados en el modelo de plasticidad y daño del concreto (Tarque, 2011)

ELÁSTICO				TRACCIÓN		COMPRESIÓN		
E (N/mm ²)	ν	γ_m (N/mm ³)	h (mm)	f_t (N/mm ²)	G_f^I (N/mm)	f_c (N/mm ²)	G_f^c (N/mm)	ε_p (mm/mm)
200	0.2	2e-05	141.4	0.04	0.01	0.45	0.155	0.002

Fuente: Tarque, 2011

También determinó los factores de daño y los parámetros de recuperación de la rigidez, que permitieron obtener una representación adecuada del comportamiento cíclico del muro en el modelo numérico, observado a través de las curvas de histéresis. Ver Tabla 3.2 y Tabla 3.3.

Tabla 3.2: Factores de daño en tracción obtenidos por Tarque (2011)

dt	Desplazamiento Plástico (mm)
0.00	0.00
0.85	0.125
0.90	0.250
0.95	0.500

Tabla 3.3: Parámetro de recuperación de rigidez obtenidos por Tarque (2011)

w_c	w_t
0.5	0.0

En la Figura 3.11 se muestra la comparación entre las curvas fuerza vs desplazamiento, la primera obtenida del ensayo experimental, y la segunda en base al modelamiento numérico. En general, se observa una buena correlación entre los resultados. Sin embargo, el modelo numérico disipa ligeramente una mayor energía en el último lazo que el obtenido experimentalmente.

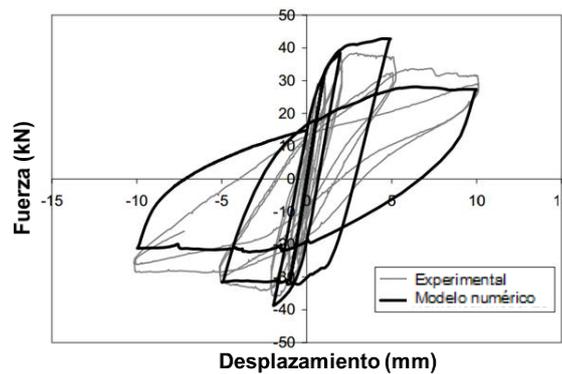


Figura 3.11: Comparación entre la curva experimental y numérica del comportamiento del muro bajo carga cíclica (Adaptado de Tarque, 2011).

En esta investigación, se realizó un modelamiento numérico en elementos finitos con las propiedades del material y los parámetros de daño mostrados en la Tabla 3.1 y en la Tabla 3.2 respectivamente, pero en vez de utilizar elementos cascará con mallas rectangulares de 100x100 mm², se utilizaron elementos sólidos con mallas hexaédricas de 100x100x100 mm³. Esto con fin de emplear los elementos que se utilizaran para el modelamiento de las edificaciones presentadas en el capítulo 4.

Se utilizó la misma secuencia de cargas de desplazamiento que empleó Tarque (2011) y que se muestra en la Figura 3.12.

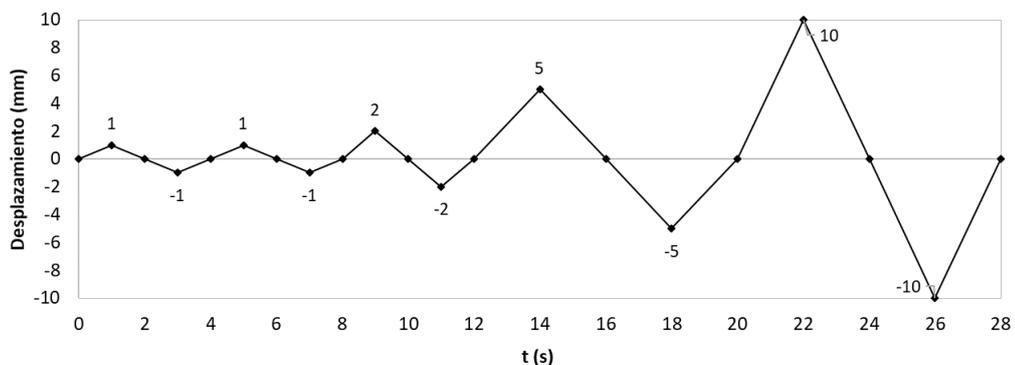


Figura 3.12: Secuencia de cargas de desplazamiento empleado en el modelamiento numérico

Esta carga fue aplicada perpendicularmente a las áreas ubicadas en los extremos de la viga de concreto. La dirección de la carga, por lo tanto, es paralela al muro longitudinal (Dirección X).

En la Figura 3.13 se presenta la curva fuerza vs desplazamiento para dos valores de recuperación de la rigidez a compresión, el primero con el valor propuesto por Tarque (2011) $W_c = 0.5$, y el segundo con $W_c = 0.3$. Se observa que, para este caso, con un $W_c = 0.3$, el modelo disipa menos energía en el último lazo que para un $W_c = 0.5$:

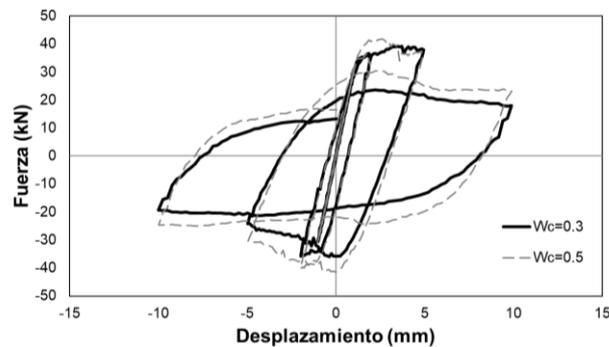


Figura 3.13: Curva Fuerza vs Desplazamiento obtenida del modelo numérico para $W_c=0.5$ y un $W_c=0.3$.

En la Figura 3.14 se muestra el patrón de grietas obtenido en el ensayo experimental y en la Figura 3.15 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelamiento numérico. Se observa que las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico predicen bastante bien el patrón de grietas conseguido en el ensayo experimental.

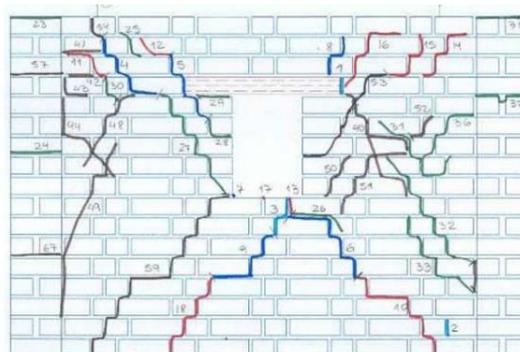


Figura 3.14: Patrón de grietas obtenido en el ensayo experimental bajo carga cíclica (Blondet et al. 2005).

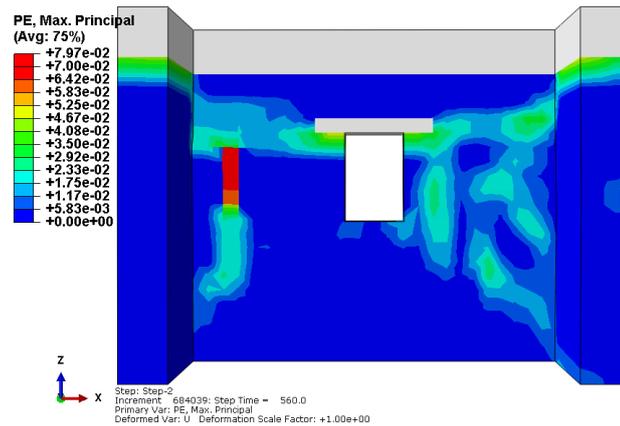


Figura 3.15: Deformaciones plásticas obtenidas del modelamiento numérico con $W_c=0.3$.

3.2.3 Ensayo dinámico de un módulo de adobe

Tarque (2011), también realizó un modelo numérico para representar el módulo de adobe ensayo por Blondet et al. (2005), empleando las propiedades del material que fueron calibradas en el ensayo cíclico anterior. El modelo numérico reproduce la fase 2 del ensayo experimental. Para esto, se utilizó el análisis explícito incorporado en el programa Abaqus. En la simulación se consideró que la energía disipada esta exclusivamente dada por el comportamiento histerético del adobe. (Tarque et al, 2012).

Se emplearon elementos cascara con un enmallado cuadrangular. de 100×100 mm². Se emplearon cinco puntos de integración de Gauss a través del espesor, del muro para capturar el comportamiento fuera del plano.

En la Figura 3.16 se muestra el patrón de agrietamiento obtenido, la cual representaba bastante bien lo observado en el ensayo experimental.

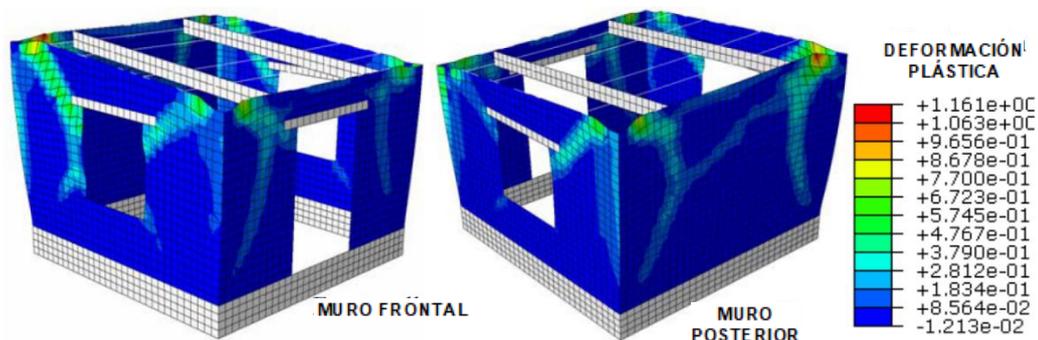


Figura 3.16: Deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico (Adaptado de Tarque et al., 2012)

El modelo no permite simular la separación física entre los muros observada en los ensayos experimentales. Sin embargo, captura la falla, útil para entender el comportamiento sísmico de la estructura de adobe. (Tarque et al., 2012).

Se optó por emplear el modelo continuo empleado por Tarque, para evaluar edificaciones que comprenden muros de gran longitud, como las edificaciones de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES

Para estudiar la influencia de la relación de aspecto en el comportamiento sísmico de las estructuras, se plantearon modelar cuatro edificaciones de forma rectangular, conformadas por muros longitudinales paralelos entre sí, (presentan mayores longitudes y van variando de acuerdo al modelo), y muros transversales (presentan una longitud de muro constante de 8m en todos los casos).

En la Tabla 4.1 se muestra la geometría de los muros longitudinales de las cuatro edificaciones planteadas, con sus respectivas relaciones de aspecto:

Tabla 4.1: Geometrías de los muros longitudinales de las edificaciones planteadas para el modelamiento numérico

Modelo	L (m)	H (m)	Relación de aspecto
M1	8	6	0.75
M2	12	6	0.50
M3	24	6	0.25
M4	52	6	0.12

Se mantendrán constantes las medidas de espesor y altura de muro de 0.80 m y 6 m respectivamente, en los cuatro modelos planteados, las cuales fueron las dimensiones encontradas en las edificaciones de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo.

En la Figura 3.16 se muestra gráficamente los cuatro modelos planteados. Las puertas de entrada y salida se ubicaron en los muros transversales de la edificación (muros más cortos):

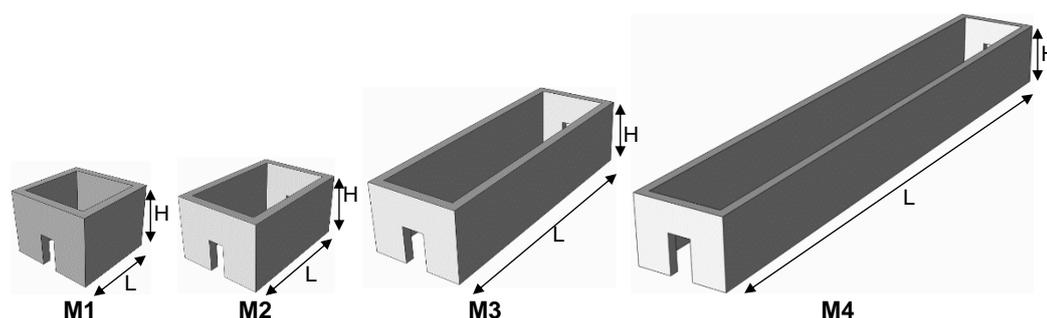


Figura 4.1: Modelos de edificaciones propuestas. Vista tridimensional

4.1 REGISTROS SÍSMICOS

Para el análisis tiempo historia se emplearon los siguientes registros sísmicos, las cuales fueron obtenidos de la página REDACIS del CISMID FIC-UNI:

Tabla 4.2: Registros sísmicos empleados para el análisis tiempo historia

Denominación	Fecha de ocurrencia	Estación medida
Sismo de Lima y Callao	17/10/1966	Parque de la Reserva
Sismo de Huaraz	31/05/1970	Parque de la Reserva
Sismo de Lima	03/10/1974	Parque de la Reserva

Estos registros fueron tratados mediante las correcciones según línea base y filtrado de señales como se explica a continuación:

4.1.1 Corrección de registros por línea base

Esta corrección se realiza debido a que el acelerómetro al momento de la toma de datos puede que no esté totalmente nivelado, provocando que el registro sísmico este desplazado respecto a su línea base cero de aceleración. Para esto, se empleó un análisis de regresión con el programa SeismoSignal versión 2020 académica, ajustando pares de aceleración a una curva polinómica cúbica.

4.1.2 Corrección de registros por filtrado de señales

Las correcciones por filtrado de señales se realizan para no considerar señales que no son propiamente del sismo, si no producto del ruido.

Esta corrección se realizó también en el programa SeismoSignal versión 2020 académica. Como parámetro de frecuencia mínima considerada se ingresó un valor de 0.10 Hz, y como parámetro de frecuencia máxima un valor de 25 Hz. El tratamiento se realizó empleando el filtro Butterworth, que presenta una respuesta máxima plana en la banda de paso.

4.1.3 Escalamiento de registros sísmicos

A continuación, se describe el proceso de escalamiento de los registros sísmicos:

Primeramente, se consideró trabajar con un amortiguamiento inherente del 8%, valor extraído del ensayo de vibración libre que realizó Blondet et al. (2005) a un módulo de adobe, y posteriormente procesado por Bossio (2010).

Luego, el espectro de diseño de la norma sismorresistente E030-2018 (considerando la zona 4 y un suelo S1), correspondiente a un amortiguamiento inherente del 5%, se redujo a un espectro con amortiguamiento inherente del 8%, empleando los factores de reducción SR_α y SR_ν descritos en el capítulo 8 del ATC 40 (1996).

Paralelamente, se obtuvieron los espectros de respuesta de pseudo aceleraciones de los registros sísmicos para cada componente por separado (NS y EW),

considerando un amortiguamiento del 8%. Luego, se construyó un espectro promedio tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada componente (NTE-E030 2018).

Se determinó un parámetro “ δ ”, similar al empleado por Lunio et al. (2011), para medir en cuanto difiere el espectro SRSS del espectro objetivo.

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Sa_j(T_i) - Sa_{target}(T_i)}{Sa_{target}(T_i)} \right)^2}$$

Donde:

$Sa_j(T_i)$: Pseudoaceleración del espectro promedio

$Sa_{target}(T_i)$: Pseudoaceleración del espectro objetivo

N: Número de puntos considerados

El Factor de escala será tal que al multiplicarlo por el espectro SRSS, produzca un “ δ ” mínimo. Los puntos considerados serán los que se encuentren entre el rango de periodos de $0.2T$ a $1.5T$, siendo T el periodo fundamental de la estructura, según NTE-E030 (2018).

Considerando que los periodos fundamentales de las edificaciones de adobe a estudiar, varían entre 0.10 a 0.60s, la zona de ajuste estará entre $0.2 \cdot 0.10 = 0.02s$ y $1.5 \cdot 0.60 = 0.90s$.

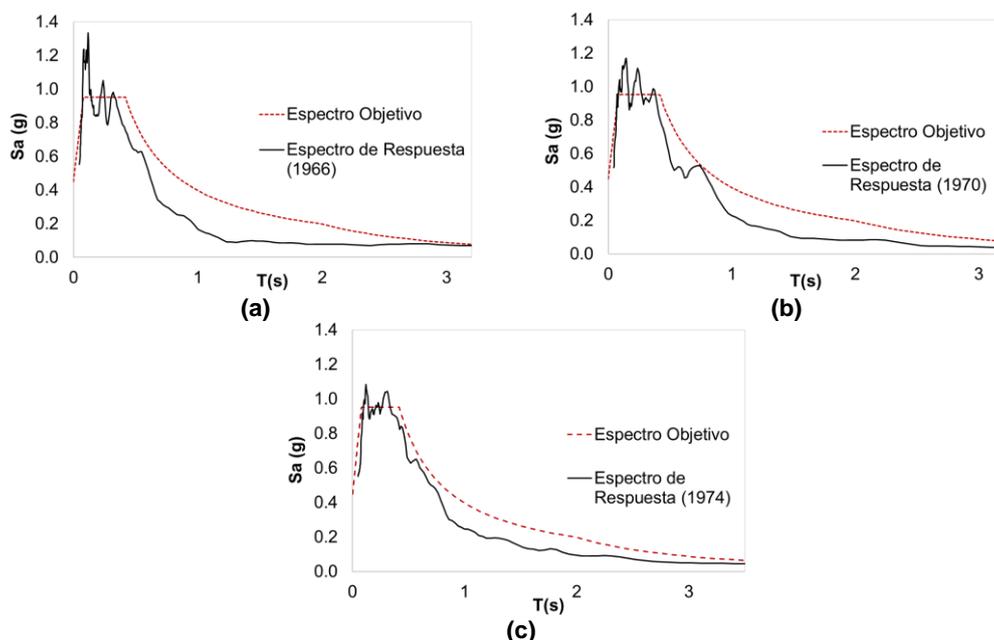


Figura 4.2: Escalamiento de los espectros de respuesta a un espectro objetivo con 8% de amortiguamiento. (a) Espectro del sismo de Lima y Callao de 1966 con FE=1.5. (b) Espectro del sismo de Huaraz de 1970 con FE=3.45. (c) Espectro del sismo de Lima de 1974 con FE=1.87

En la Figura 4.3, Figura 4.4 y Figura 4.5 se muestran los registros sísmicos escalados que fueron empleados para el análisis tiempo historia. Con el fin de

reducir el tiempo de cómputo en las simulaciones numéricas, se recortaron las zonas extremas de los registros hasta conseguir amplitudes mayores a 0.03g.

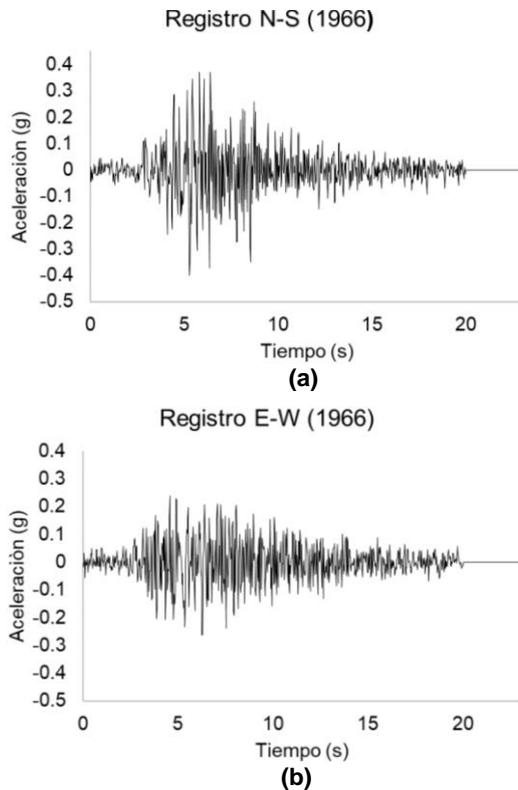


Figura 4.3: Registro sísmico de Lima y Callao de 1966 (escalado). (a) Norte-Sur. (b) Este-Oeste

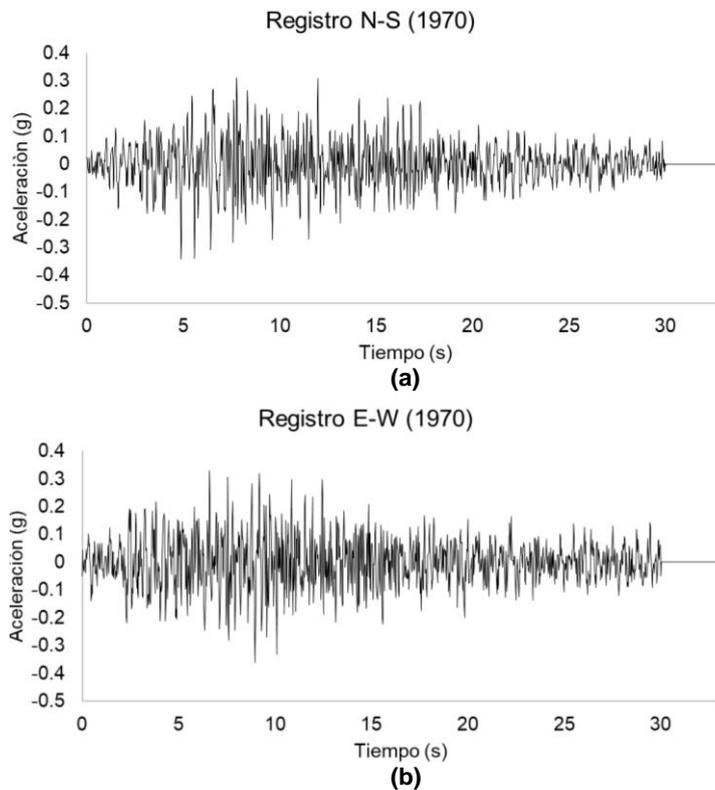


Figura 4.4: Registro sísmico de Huaraz de 1970 (escalado). a.- Norte-Sur. b.- Este-Oeste

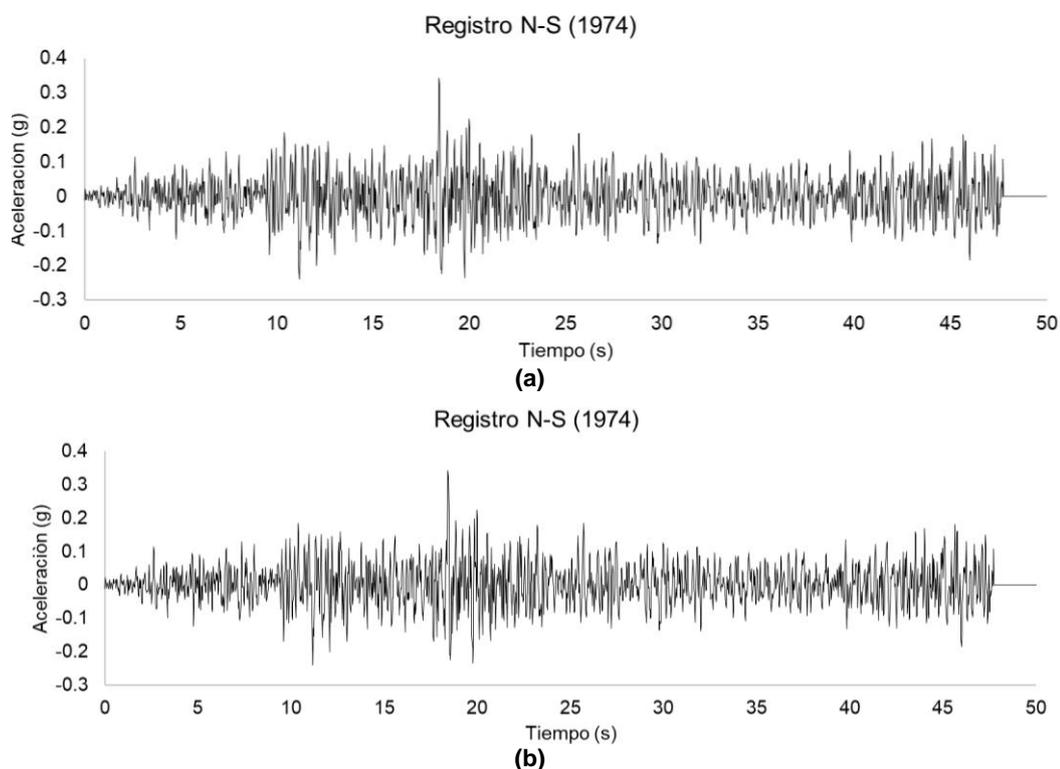


Figura 4.5: Registro sísmico de Lima de 1974 (escalado). a.- Norte-Sur. b.- Este-Oeste

En la Tabla 4.3 se muestran las máximas aceleraciones obtenidas de los registros sísmicos reales y escalados, con sus respectivos factores de escala:

Tabla 4.3: Máximas aceleraciones de los registros sísmicos escalados

Registro sísmico	PGA (Real)		PGA (Escalado)		Factor de Escala
	NS (g)	EW (g)	NS (g)	EW (g)	
Lima y Callao de 1966	0.268	0.175	0.402	0.263	1.50
Huaraz de 1970	0.100	0.104	0.343	0.360	3.45
Lima de 1974	0.184	0.198	0.343	0.370	1.87

4.2 CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO

4.2.1 Influencia del sistema de techo en el comportamiento sísmico

En el desarrollo de un modelo numérico de una edificación de adobe suelen presentarse diversas interrogantes, que comúnmente son abordadas aplicando criterios prácticos, pero poco justificados. La idealización de las conexiones en la estructura son un ejemplo de esto, sobre todo las que suelen unir el sistema de techo con los muros de adobe.

Se realizará un análisis tiempo historia lineal preliminar con la edificación propuesta M3. Para este análisis, se consideraron las propiedades de contacto que definen el comportamiento normal y tangencial en el interfaz adobe-madera. Para el comportamiento tangencial se empleó el método de penalidad descrito en la sección 2.2.2.

Por la variabilidad de los valores de coeficiente de fricción, y por la falta de estudios en base a los materiales de interés, Se planteó realizar tres sub modelos, cada uno con tres diferentes valores de coeficiente de fricción: 0.05, 0.20 y 0.40. Con estos valores propuestos se pretende abarcar la mayor cantidad de escenarios posibles.

En la Tabla 4.4, se muestran las propiedades del adobe y de la madera empleados para un análisis preliminar:

Tabla 4.4: Propiedades del material empleados para un análisis preliminar

Material	E (MPa)	ν
Adobe	300	0.20
Madera	5500	0.40

Para el comportamiento normal, se definió una rigidez de contacto lineal igual al módulo de elasticidad del adobe de 300 MPa.

Para este análisis se empleó el registro sísmico de Lima de 1974 (escalado) mostrado en la Figura 4.5(b). Este registro se aplicó solamente en la dirección más corta de la edificación. Con el fin de disminuir el tiempo de cómputo de las simulaciones numéricas, se empleó solamente la primera zona de máximas aceleraciones del registro, del segundo 9 al segundo 13 (solo cuatro segundos).

Las viguetas y el entablado se unieron mediante restricciones tipo “tie”, la cuales permitirán una adherencia perfecta durante toda la simulación. Las cargas provenientes de la torta de barro fueron aplicadas directamente en la cara superior del entablado. El enmallado se definió con elementos hexaédricos de tamaño igual a 0.15 m. Ver Figura 4.6a.

De igual forma, se realizó una simulación numérica adicional similar a la anterior, pero sin considerar el sistema de techo. No obstante, su peso fue representado mediante cargas distribuidas aplicadas directamente en la parte superior de los muros de adobe. Ver Figura 4.6b.

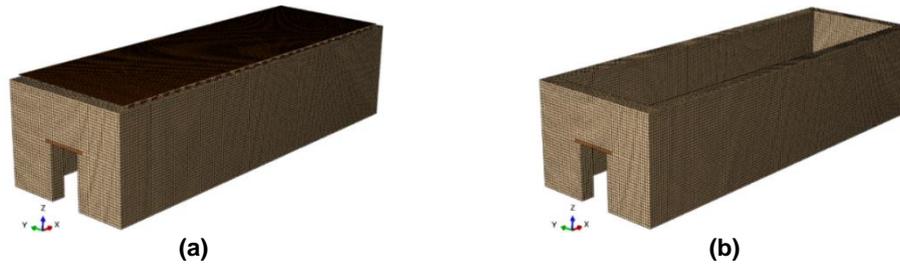


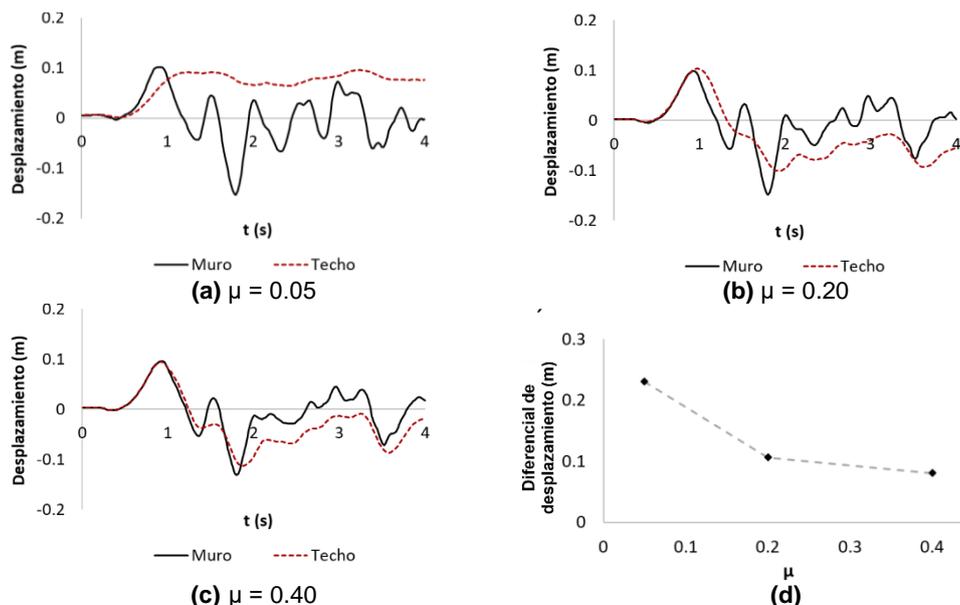
Figura 4.6: Modelo numérico de la edificación M3: (a) Considerando el sistema de techo (b) Sin considerar el sistema de techo en la simulación

En la Figura 4.7 se muestran los desplazamientos absolutos en la dirección Y, obtenidos en dos nudos de la edificación: El primer nudo ubicado en la zona superior del muro y el segundo nudo ubicado en el sistema de techo, ambos cercanos a la parte central del muro más largo, en donde se obtuvieron los mayores desplazamientos.

Se observa que el sistema de techo intenta seguir el movimiento del muro, y a medida que el coeficiente de fricción incrementa, las diferencias de desplazamiento se acortan.

En la última imagen se observan los máximos diferenciales de desplazamiento que se obtienen entre la parte central del muro y el sistema de techo.

Cabe mencionar que la finalidad de estos modelos es netamente comparativa. Por consiguiente, la importancia no se da a la magnitud de los valores, sino más bien a las diferencias encontradas. En las siguientes secciones se presentan cálculos tomando la debida importancia a la magnitud.



No obstante, para determinar el nivel de daño en los muros, se requiere evaluar los efectos internos que se producen en él. Para esto, se determinaron los momentos máximos internos en ambos sentidos del sismo que se producen en toda la parte superior del muro longitudinal. Como se mencionó anteriormente, el comportamiento de los muros en un principio se puede asemejar al de una losa apoyada en sus extremos por sus muros transversales y en su base, que se flexiona hacia la parte interna o externa de la edificación. Ver Figura 4.8.

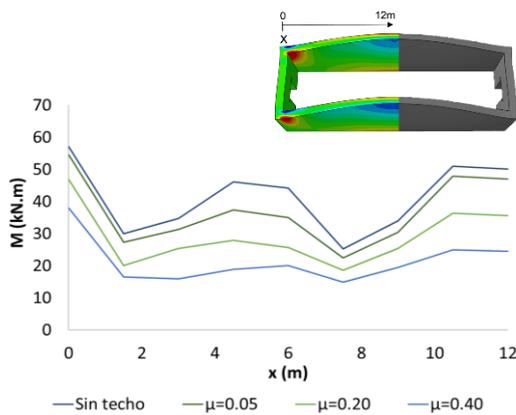


Figura 4.8: Momentos máximos obtenidos en la longitud del muro. Modelos que consideran las propiedades de contacto en la interfaz en Abaqus

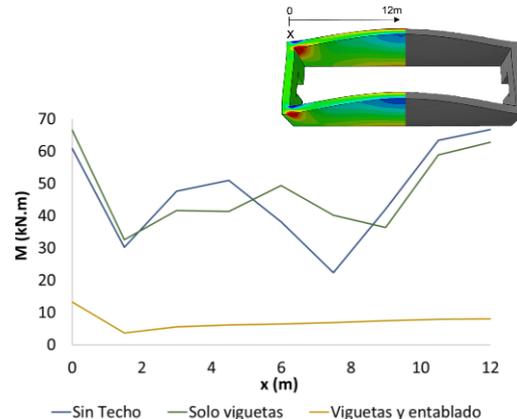


Figura 4.9: Momentos máximos obtenidos en la longitud del muro. Modelos con conexiones rígidas en SAP2000

En los cuatro modelos numéricos, se observan tres zonas bien definidas de momentos máximos (picos). El primero ocurre en el nivel cero, justamente en las esquinas. El segundo entre 4 y 6 m del nivel cero, y el tercero a 12 m, precisamente en la parte central del muro. Como se observa, estos picos se mantienen independientemente del valor del coeficiente de fricción empleado.

Además, también se observa que los resultados obtenidos en el modelo sin sistema de techo, engloba las máximas respuesta de los modelos que lo consideran.

Paralelamente a estos modelos, se optó por realizar modelos de la edificación en el programa SAP2000, ya que actualmente es el programa comúnmente empleado por la mayoría de ingenieros. Tres modelos más fueron realizados en este programa empleando también el análisis lineal tiempo historial con el método de los elementos finitos. Los muros en los tres modelos se representaron mediante elementos tipo cascara, con acciones de membrana y flexión. No obstante, la idealización del sistema de techo es diferente para cada modelo:

- ✓ Modelo “Sin techo”: La estructura está compuesta solamente por los muros de adobe. El peso del techo fue aplicado directamente en la parte superior de los muros.
- ✓ Modelo “Solo viguetas”: la estructura está compuesta por los muros de adobe y las viguetas de madera. Estas últimas se idealizaron a través de los elementos prismáticos tipo viga; liberando los momentos en sus extremos. Las viguetas se conectan a los muros a través de una conexión rígida traslacional (no permiten la separación entre ambas). Se aplicó el peso proveniente de la torta de barro y del entablado, directamente sobre las viguetas a través cargas distribuidas.
- ✓ Modelo “Viguetas y entablado”: Este modelo es similar al anterior, con la diferencia que incluye el entablado de madera en el techo, representado mediante elementos tipo cascara con acciones solo de membrana. Estos elementos fueron enmallados a través de cuadriláteros de dimensiones tal, que cada nodo coincida exactamente con un punto interno de los elementos tipo línea de las viguetas (para así no generar un mecanismo inestable). Igualmente, las conexiones empleadas en este modelo son rígidas traslacionalmente, ya que no permiten la separación durante la simulación.

De igual manera, se sustrajeron los momentos máximos obtenidos en la parte superior del muro. Estos resultados se muestran en la Figura 4.9.

Se considerará que, los modelos que toman en cuenta las propiedades contacto, son los modelos numéricos que describen mejor el mecanismo entre la interacción de las componentes (modelos “más realistas”).

Se observa claramente que las magnitudes de momento del modelo “sin techo” y del modelo “solo viguetas” son similares a los modelos que consideran las propiedades de contacto en la interfaz (imagen de la izquierda). Además, conservan prácticamente los mismos picos. Esto último es importante, ya que indica en que zonas se producirán los daños.

Por otro lado, en el modelo viguetas y entablado resultan valores de momento flector bastante menores comparados con los modelos “más realistas”. Esto debido a que el entablado no permite las deformaciones por flexión fuera del plano

característico de los muros largos. Por consiguiente, el modelo “Viguetas y entablado” resultaría siendo inapropiado.

Un parametro importante para evaluar el nivel de daño en los muros transversales, las cuales trabajan a cortante, es mediante el cálculo de las distorsiones. Zavala & Igarashi (2005) y Blondet (2005) realizaron ensayos en muros de adobe con cargas aplicadas en su plano, obteniendo valores similares de distorsión máxima.

En la Figura 4.10 y Figura 4.11 se muestran la historia de distorsiones en el tiempo medido en las esquinas (para evaluar los muros transversales), para los cuatro modelos realizados en el programa Abaqus, y para los tres modelos realizados en el programa SAP2000, respectivamente.

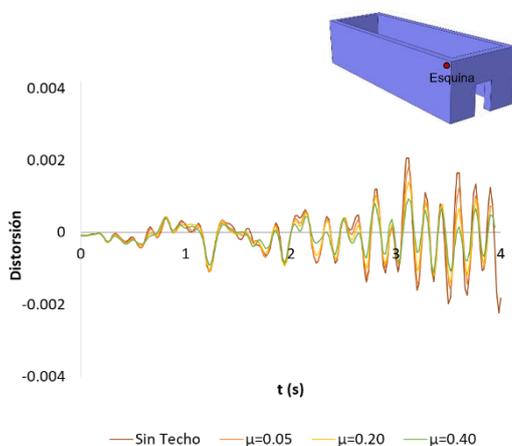


Figura 4.10: Distorsiones medidas en la zona superior de las esquinas. Modelos que toman en cuenta las propiedades de contacto en la interfaz en Abaqus.

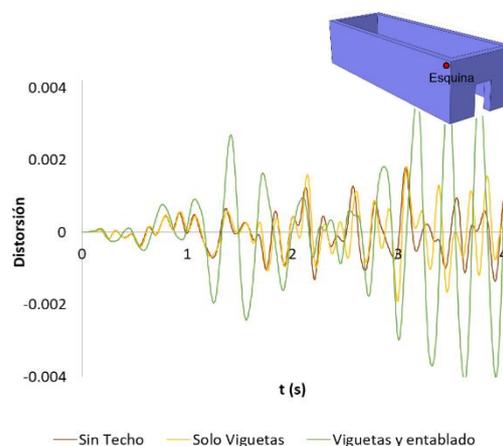


Figura 4.11: Distorsiones medidas en la zona superior de las esquinas. Modelos con conexiones rígidas en SAP2000.

Nuevamente, comparando los modelos que consideran las propiedades de contacto en la interfaz (Figura 4.10), se observa que las mayores distorsiones se obtienen en el modelo sin techo. Además, a medida que se va incrementando el coeficiente de fricción los valores de distorsión van disminuyendo. No obstante, en los cuatro modelos se presentan la misma tendencia.

En los modelos que consideran conexiones rígidas de traslación (Figura 4.11), se observa que las distorsiones en el modelo “sin techo” con el modelo “solo viguetas”, son bastante parecidas, con pequeños desfases al final, pero las magnitudes se mantienen. Sin embargo, las distorsiones en el modelo “viguetas y entablado”, las distorsiones resultan mucho mayores. Esto ocurre debido a que el entablado trata de compatibilizar los desplazamientos del muro transversal con los del muro longitudinal, similar a lo que hace un diafragma, pero con menos rigidez.

No obstante, en los modelos que consideran las propiedades de contacto en la interfaz no ocurre tal compatibilización.

Si se emplea el modelo “viguetas y entablado”, se podría concluir de manera errónea, que las primeras fallas se producirían en los muros transversales por cortante, lo cual no reproduciría el comportamiento observado durante los sismos.

En resumen, para los modelos que toman en cuenta las propiedades de contacto en la interfaz, los resultados del modelo sin techo, envuelven las máximas respuesta de momento y cortante, por lo que este último resultaría un modelo conservador. Además, si se emplea este modelo para realizar las simulaciones no lineales, las zonas en donde se presenten los daños serían las mismas que se obtendrían en un modelo que considera las propiedades de contacto en la interfaz, ya que los picos observados en las cuatro simulaciones resultaron prácticamente en los mismos lugares.

Cabe destacar también, que los resultados del modelo “solo viguetas” del SAP2000, son bastante aceptables. El modelo que considera el entablado de techo no debería considerarse.

Por lo expuesto, en los análisis no lineales siguientes, se decidió conservadoramente no modelar el sistema de techo en las edificaciones. Además, se consigue con esto ahorrar un tiempo de cómputo bastante considerable.

Cabe mencionar que otros autores como Fonseca y D 'Ayala (2012), sugieren también no modelar el techo de las edificaciones, debido principalmente a la dificultad de simular algún tipo de conexión deslizante y rotacional.

Como se mencionó anteriormente, si los muros son de grandes dimensiones, como en el caso de las edificaciones históricas, su masa inercial será bastante mayor en comparación a la fuerza de oposición al movimiento (fricción) que le ofrecerá el sistema de techo y por lo tanto su influencia no será tan significativa como se ha venido observando. En edificaciones menores, como por ejemplo las de uso vivienda, la fuerza de fricción puede ser comparable a la masa inercial sísmica que actúan en los muros, y por lo tanto la influencia podrá ser significativa. Esto conllevaría a idealizar de alguna manera el sistema de techo en los modelamientos numéricos.

4.2.2 Estimación de las propiedades del material

4.2.2.1 Ensayo de vibración ambiental a una edificación histórica

En febrero del 2018, se realizaron ensayos de vibración ambiental a las edificaciones históricas que conforman el Hospital Nacional Dos de Mayo, con el fin de obtener una base experimental que permita realizar calibraciones a partir de un modelo matemático.

Las edificaciones se conforman por tres muros paralelos entre sí, cada uno de 50 metros de longitud y 6 metros de altura. Estos muros paralelos se conectan mediante dos muros perpendiculares a ellos ubicados de extremo a extremo. Ver Figura 4.12. El sistema de techo se conforma por viguetas de madera de sección 4"x10" y entablados de madera de 1.5 cm de espesor. En la presente investigación se muestran los resultados de una edificación del Hospital. Para realizar el estudio de vibraciones ambientales, se emplearon los siguientes equipos:

- ✓ Equipo Microtremor, Tokyo Sokushin
- ✓ Computadora portátil, ThinkPad IBM Disco Duro 12GB.
- ✓ Tres sensores de Servo-velocidad de 10kines, Tokyo Sokushin.
- ✓ Software de adquisición (SPC35-N)
- ✓ Software de procesamiento de datos (ViewWave 2.2.1.0).

De las mediciones realizadas, se obtuvieron registros de aceleración para cada una de las direcciones de los ejes principales de la edificación. Se midieron dos direcciones ortogonales, las cuales coinciden con las direcciones horizontales: longitudinal (X) y transversal (Y) de la edificación en análisis, correspondiente al canal 1 y canal 2, respectivamente.

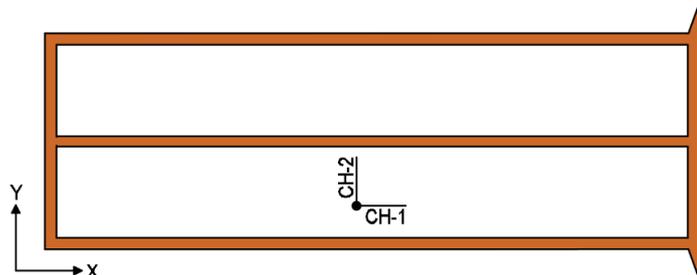


Figura 4.12: Vistan en planta de la edificación estudiada

En la Figura 4.13 y Figura 4.14, se muestran los registros de aceleraciones de las vibraciones ambientales medidas en una de las edificaciones del hospital con sus respectivos espectros de Fourier.

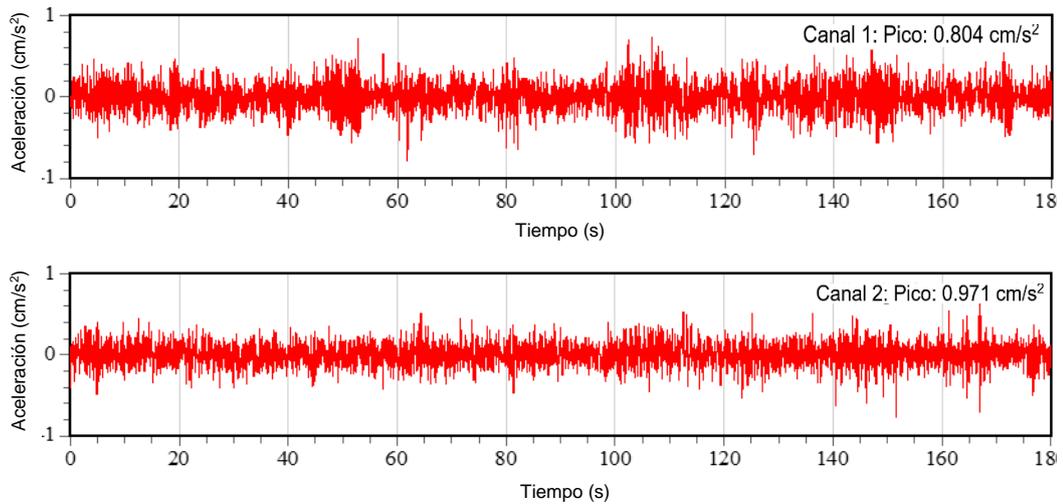


Figura 4.13: Registro de aceleraciones medidos de una edificación del hospital nacional Dos de Mayo

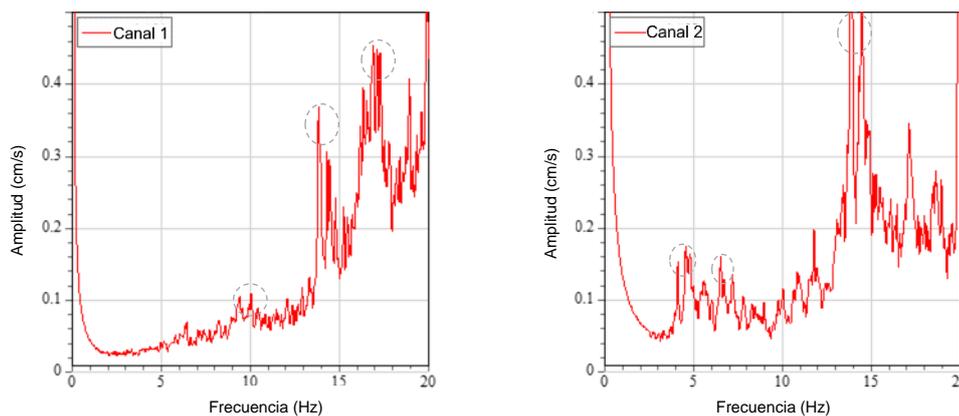


Figura 4.14: Registro de aceleraciones medidos de una edificación del hospital nacional Dos de Mayo con sus respectivos espectros de Fourier.

Al no presentar diafragma en el techo, cada muro puede tener una forma particular de vibrar. Sin embargo, fue posible capturar mediante las vibraciones ambientales, los tres primeros modos predominantes de vibración. Esto partiendo de la hipótesis de que las vibraciones ambientales originan “pequeños movimientos” en la estructura, por lo que el sistema de techo aún permanecerá adherido a los muros de adobe (producto de la fricción que existe entre los dos materiales), provocando cierta compatibilización de desplazamientos.

Las frecuencias correspondientes a los picos del espectro de Fourier son las frecuencias fundamentales de la edificación. En la Tabla 4.5 y Tabla 4.6 se muestran las tres primeras frecuencias obtenidas para las dos direcciones ortogonales.

Tabla 4.5: Frecuencias y periodos fundamentales obtenidos del CH-1

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	9.2	0.109
2	13.5	0.074
3	16.2	0.062

Tabla 4.6: Frecuencias y periodos fundamentales obtenidos del CH-2

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	4.2	0.238
2	6.4	0.156
3	14.2	0.070

Se realizó un modelo numérico en elementos finitos de la edificación estudiada, empleando el programa SAP2000, con el objetivo de estimar las propiedades del material mediante calibraciones. Se tuvo que incluir en el modelo, las edificaciones de albañilería aledañas a la edificación en estudio (construidas años posteriores), debido a la ausencia de juntas sísmicas entre las construcciones. Ver Figura 4.15. En algunos casos, columnas de concreto, muros de albañilería y techos de las edificaciones aledañas se introducían varios centímetros sobre los muros de adobe, provocándole daños considerables.



Figura 4.15: Edificaciones de albañilería aledañas a la edificación patrimonial de adobe.

También se consideró incluir en el modelo, un sobre cimientado de albañilería de 1.20m de altura, en los cuales los muros de adobe fueron asentados.

Los muros se representaron mediante elementos tipo cascara. Las viguetas y columnas de madera con las vigas y columnas de concreto se representaron con elementos tipo barra.

En la Tabla 4.7 se muestra las propiedades de los materiales que inicialmente se emplearon para el análisis, las cuales fueron tomadas de las recomendaciones de las normas técnicas de cada material:

Tabla 4.7: Propiedades de los materiales empleados para un análisis inicial

Material	PE (kg/m ³)	E (MPa)	ν
Adobe	1600	200	0.20
Albañilería	1800	2500	0.25
Madera	900	5500	0.40

En la Figura 4.16 se muestra el modelo numérico realizado en el programa SAP2000:

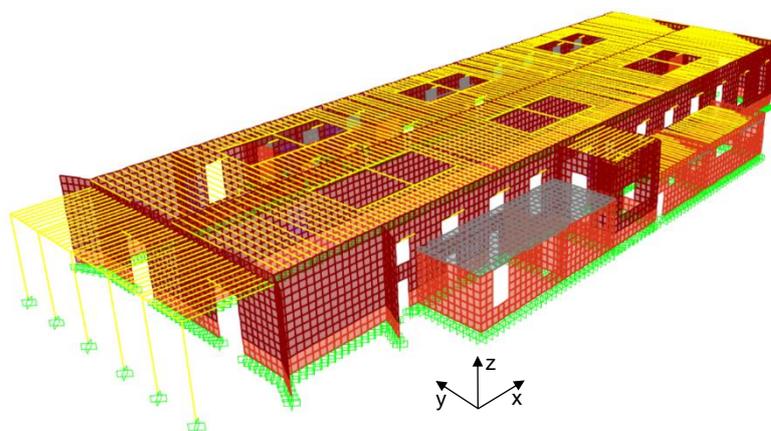


Figura 4.16: Modelo numérico de la edificación en SAP2000. Vista tridimensional.

Estimación del Módulo de Elasticidad del adobe:

Para estimar el módulo de elasticidad del adobe, se realizaron cinco modelos numéricos con diferentes módulos de elasticidad: 150 MPa, 200 MPa, 250 MPa, 300 MPa y 350 MPa, manteniendo constantes las demás propiedades de los materiales. En la Tabla 4.8 y Tabla 4.9 se muestran los periodos analíticos obtenidos de los tres primeros modos predominantes para la dirección longitudinal (X) y transversal (Y), respectivamente. Además, se muestra el error promedio calculado comparando uno a uno con los periodos experimentales obtenidos en los ensayos de vibración ambiental.

Tabla 4.8: Periodos analíticos. Dirección X

E (MPa)	T (s)			Error Promedio
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
150	0.139	0.095	0.076	26.3%
200	0.128	0.086	0.073	17.5%
250	0.119	0.079	0.067	8.3%
300	0.114	0.075	0.062	2.6%
350	0.106	0.073	0.057	3.7%

Tabla 4.9: Periodos analíticos. Dirección Y

E (MPa)	T (s)			Error Promedio
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
150	0.321	0.195	0.084	26.3%
200	0.292	0.180	0.076	15.0%
250	0.272	0.169	0.073	8.5%
300	0.256	0.161	0.071	3.8%
350	0.246	0.155	0.064	4.5%

Se observa que el error va disminuyendo a medida que se incrementa el módulo de elasticidad, esto hasta llegar a 300 MPa, luego nuevamente el error comienza a aumentar.

En la Figura 4.17 y Figura 4.18 se muestran los periodos analíticos correspondientes a los tres primeros modos de vibración comparados con los periodos experimentales, para la dirección X e Y, respectivamente. Se puede apreciar que, en la mayoría de los casos, los periodos analíticos asociados al módulo de Elasticidad de 300 MPa, están más próximos a los periodos experimentales.

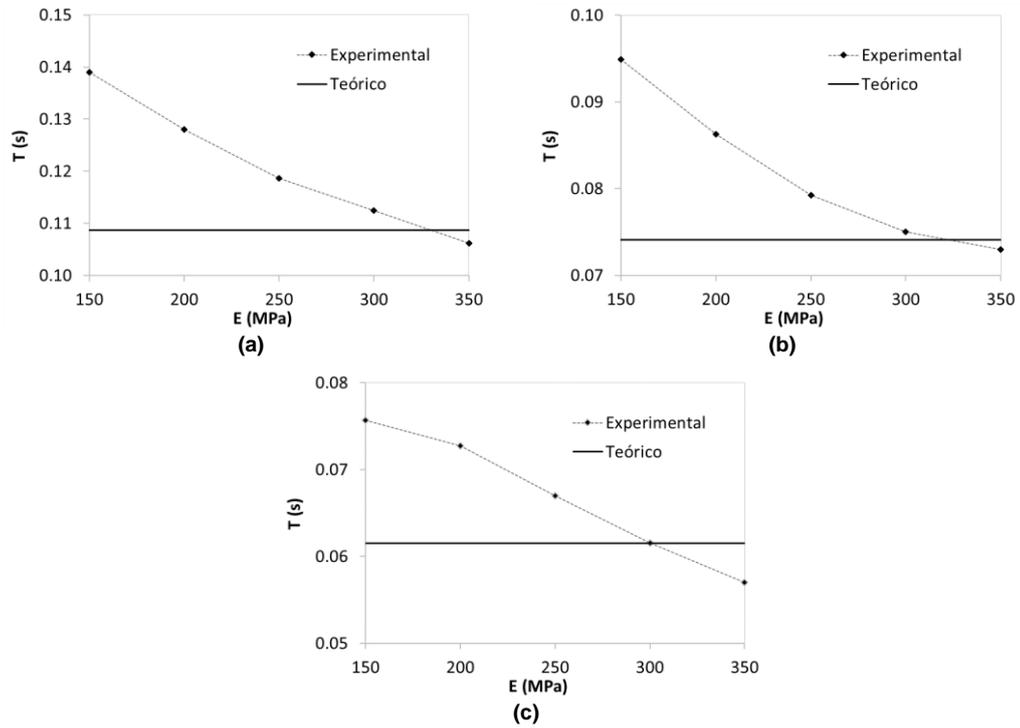


Figura 4.17: Influencia del Módulo de Elasticidad del adobe en el periodo predominante de la estructura para la Dirección X. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3

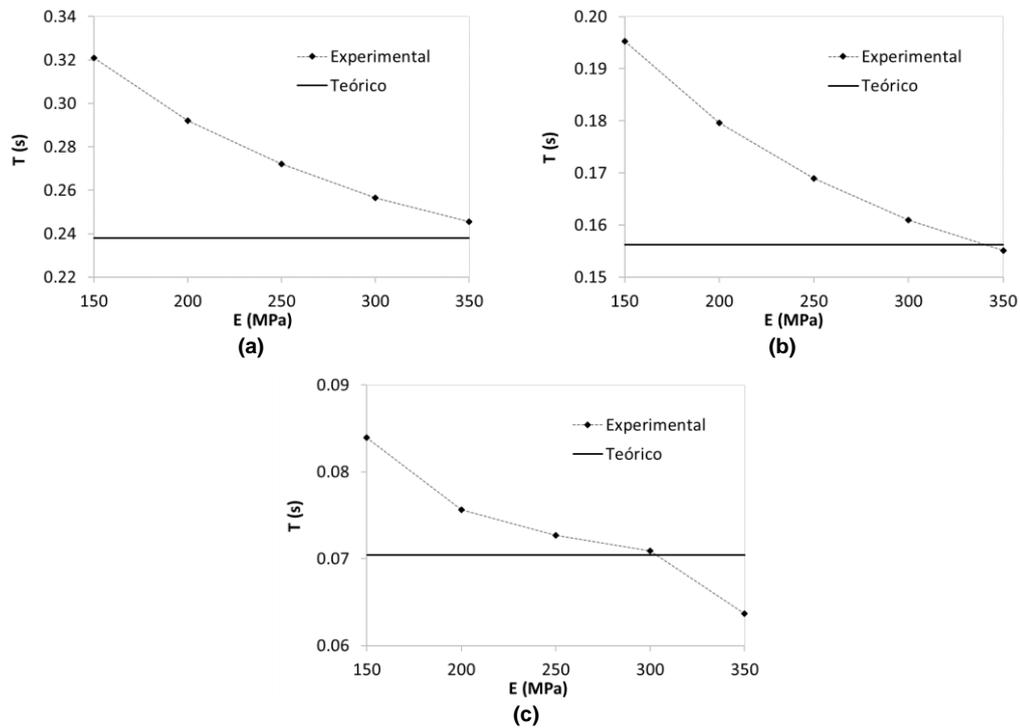


Figura 4.18: Influencia del Módulo de Elasticidad del adobe en el periodo predominante de la estructura para la Dirección Y. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3

Estimación del Módulo de Elasticidad de la albañilería:

Para estimar el módulo de elasticidad de la albañilería, se realizaron tres modelos numéricos con diferentes módulos de elasticidad: 1700 MPa, 2100 MPa y 2500 MPa, manteniendo constante las demás propiedades de los materiales. En la Tabla 4.10 y Tabla 4.11 se muestran los periodos analíticos obtenidos de los tres primeros modos predominantes para la dirección longitudinal (X) y transversal (Y), respectivamente. Además, se muestra el error promedio calculado comparando uno a uno con los periodos experimentales.

Tabla 4.10: Periodos analíticos. Dirección X

E (MPa)	T (s)			Error Promedio
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
1700	0.117	0.078	0.065	5.8%
2100	0.116	0.077	0.064	4.5%
2500	0.114	0.075	0.062	2.6%

Tabla 4.11: Periodos analíticos. Dirección Y

E (MPa)	T (s)			Error Promedio
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
1700	0.265	0.164	0.072	6.2%
2100	0.261	0.162	0.072	5.3%
2500	0.256	0.161	0.071	3.8%

En la Figura 4.19 y Figura 4.20 se muestran los periodos analíticos correspondientes a los tres primeros modos de vibración comparados con los periodos experimentales. En las gráficas se observa que, al ir incrementando el módulo de elasticidad de la albañilería progresivamente, no se observan variaciones significativas en los periodos de vibración, lo que evidencia la poca influencia de este parámetro en la respuesta.

A pesar de esto, se aprecia que los periodos analíticos asociados al módulo de Elasticidad de 2500 MPa, se acercan más a los periodos experimentales. Esto sucede para las dos direcciones de análisis X e Y.

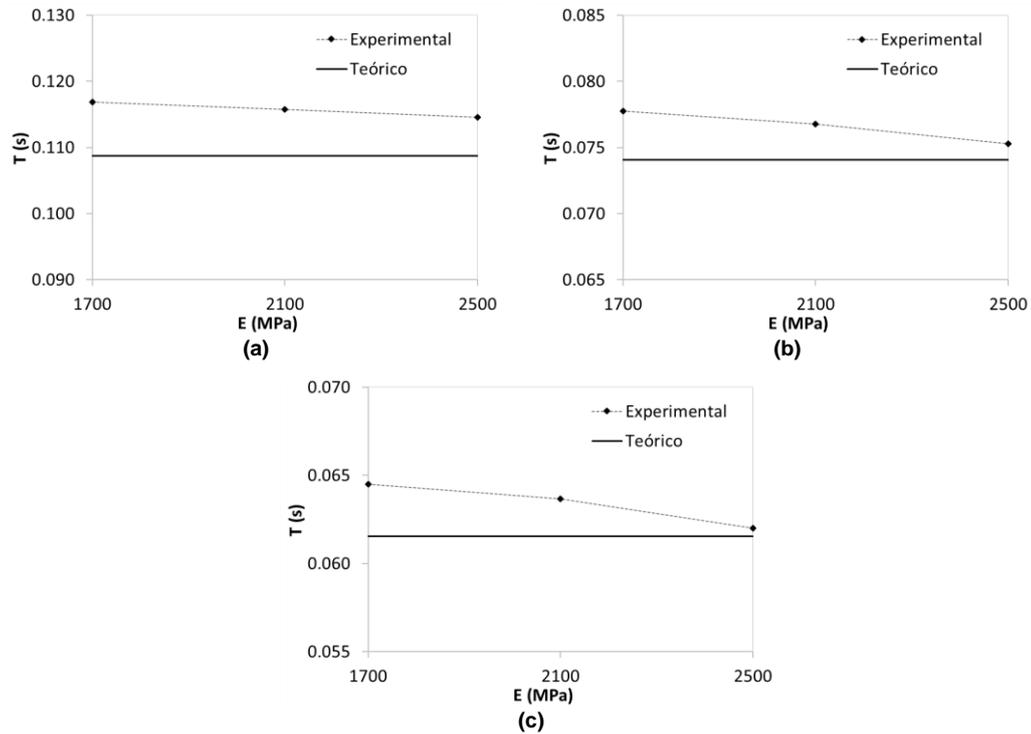


Figura 4.19: Influencia del Módulo de Elasticidad de la albañilería en el periodo predominante de la estructura para la Dirección X. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3

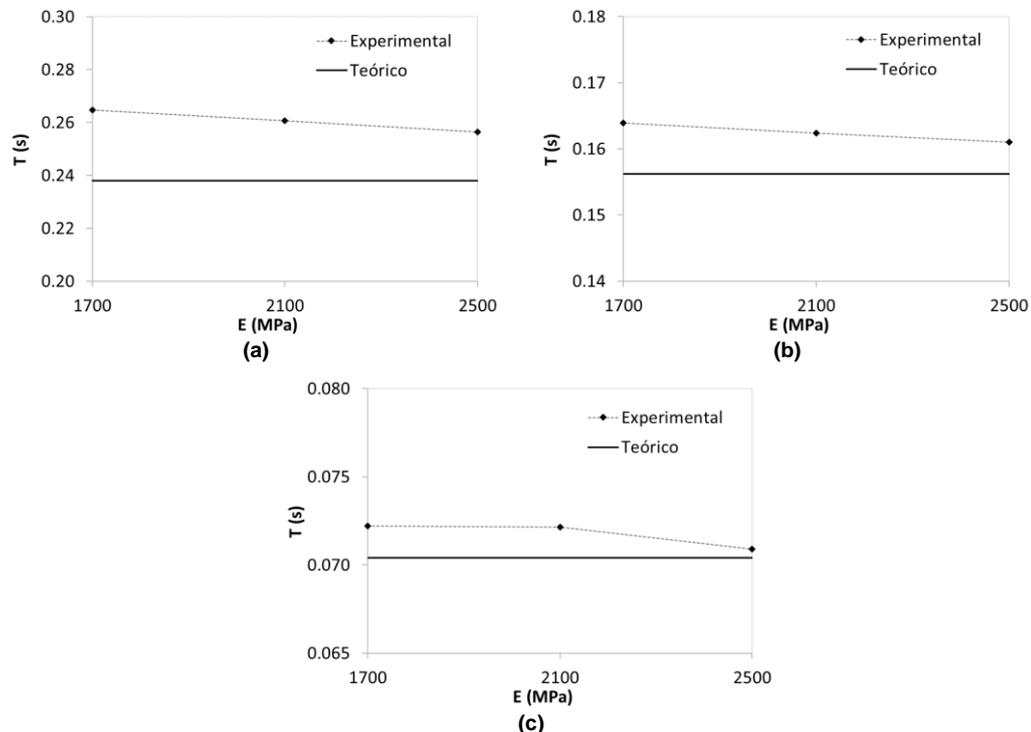


Figura 4.20: Influencia del Módulo de Elasticidad de la albañilería en el periodo predominante de la estructura para la Dirección Y. (a) Modo 1. (b) Modo 2. (c) Modo 3

Como era de suponer, el módulo de elasticidad del adobe es el único que influye significativamente en el cálculo de los periodos de vibración, el módulo de

elasticidad de la albañilería presenta muy poca influencia. Debido a la poca influencia y baja variabilidad, los demás valores mostrados en la Tabla 4.7, (extraídos de las recomendaciones de las normas correspondientes de cada material), podrán ser los empleados para realizar un análisis sísmico. Por lo tanto, los parámetros calibrados son los Módulos de Elasticidad del adobe y de la albañilería, resultando igual a 300 y 2500 MPa respectivamente.

En la Tabla 4.12 se muestran los periodos y el porcentaje de masas efectivas de los tres primeros modos predominantes de vibración en la dirección X del modelo calibrado.

Tabla 4.12: Periodos y %masa efectiva del modelo calibrado. Dirección X

Modo Predominante	%Masa efectiva		T (s)
	Dir. X	Dir. Y	
1	27.82	0.22	0.114
2	6.09	0.00	0.075
3	5.68	0.02	0.061

En la Figura 4.21 se muestran los tres primeros modos predominantes de vibración para la dirección X, obtenidos de los modelos calibrados.

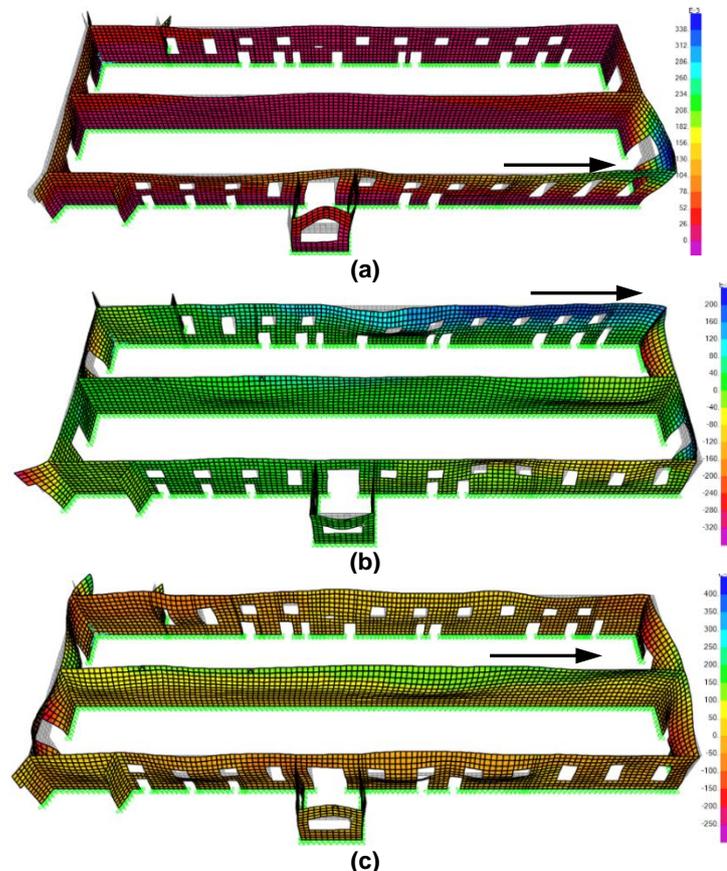


Figura 4.21: Modos predominantes de vibración en la dirección X. (a)Modo 1 T=0.114s. (b)Modo 2 T=0.075s. (c)Modo 3 T=0.061s

En la Figura 4.21(a) se observa que el primer modo vibra principalmente el muro longitudinal sur, en la Figura 4.21(b) se observa que vibra el muro longitudinal norte y en la Figura 4.21(c) vibra principalmente el muro longitudinal central.

En la Tabla 4.13 se muestran los periodos y el porcentaje de masas efectivas de los tres primeros modos predominantes de vibración en la dirección Y del modelo calibrado.

Tabla 4.13: Periodos y %masa efectiva del modelo calibrado. Dirección Y

Modo Predominante	%Masa efectiva		T (s)
	Dir. X	Dir. Y	
1	0.00	21.01	0.256
2	0.01	10.39	0.161
3	0.00	5.37	0.071

En la Figura 4.22 se muestran los tres primeros modos predominantes de vibración para la dirección X, obtenidos de los modelos calibrados.

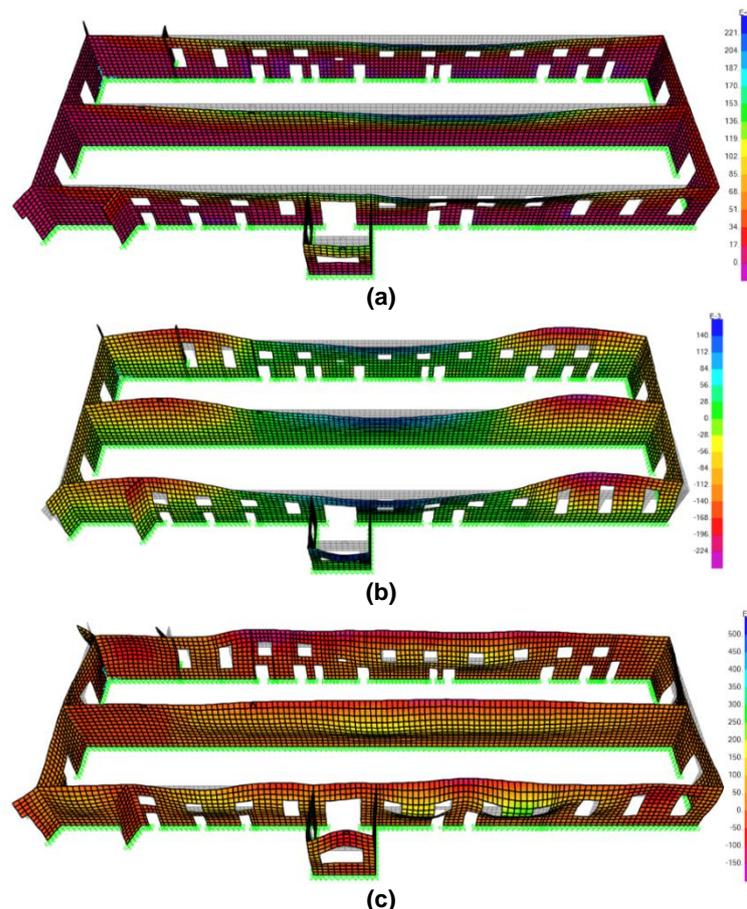


Figura 4.22: Modos predominantes de vibración en la dirección Y. (a) Modo predominante 1 T=0.256s. (b) Modo predominante 2 T=0.161s. (c) Modo predominante T=0.071s

Es evidente que la primera medida adoptada para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura sería demoler las edificaciones aledañas de albañilería

que no pertenecen al patrimonio histórico, evitando que el muro continúe dañándose producto de las concentraciones de esfuerzo que se generan en un sismo.

4.2.2.2 Revisión de la data existente:

Para emplear el modelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete Damage Plasticity), es necesario conocer las propiedades del material como el módulo de elasticidad del material, el esfuerzo de compresión máximo, el esfuerzo de tracción máximo, la energía de fractura y los factores de daño.

Las propiedades mecánicas del material se obtienen de realizar ensayos experimentales. Sin embargo, las propiedades halladas pueden ir cambiando de lugar a lugar, e incluso a través del tiempo. Por lo que implicaría realizar pruebas experimentales particulares para cada caso en específico. Es complicado entonces, determinar las propiedades para cada material en particular. Sin embargo, se pueden utilizar propiedades promedio tal que se englobe la mayoría de casos posibles. Si se considera esto, los parámetros del comportamiento no lineal deberían ser ajustados, tal que los resultados obtenidos concuerden con los casos reales observados (Chávez, 2010).

En la Tabla 4.14 se muestran los valores de módulo de elasticidad y de esfuerzo máximo a compresión obtenidos y/o empleados por diferentes autores:

Tabla 4.14: Valores de módulo de elasticidad y de esfuerzo máximo a compresión del adobe obtenidos por diferentes autores

Estudios	E (MPa)	f'm (MPa)	Se obtuvo a partir de:
Zavala & Igarashi (2005)	267	0.844	Ensayos experimentales con material proveniente de Lima
CEETyDES & JICA (2009)	255	0.880	Ensayos experimentales con material proveniente de Lima
Solís et al. (2015)	369	1.100	Ensayos experimentales con material proveniente de Lima
Invancic et al. (2014)	350	0.892	Ensayo de identificación modal a una edificación histórica ubicada en Cuzco
Noel (2017)	350	0.875	Ensayo de identificación modal a una edificación histórica ubicada en Cuzco
Norma Técnica E080 (2017)	200	0.610	Recopilación de diferentes ensayos experimentales
Valor medio:	318	0.867	
Desviación Estándar:	64.8	0.142	

En la Figura 4.23 se muestra gráficamente los valores obtenidos por los autores descritos. La línea horizontal discontinua representa el valor promedio de los valores considerados:

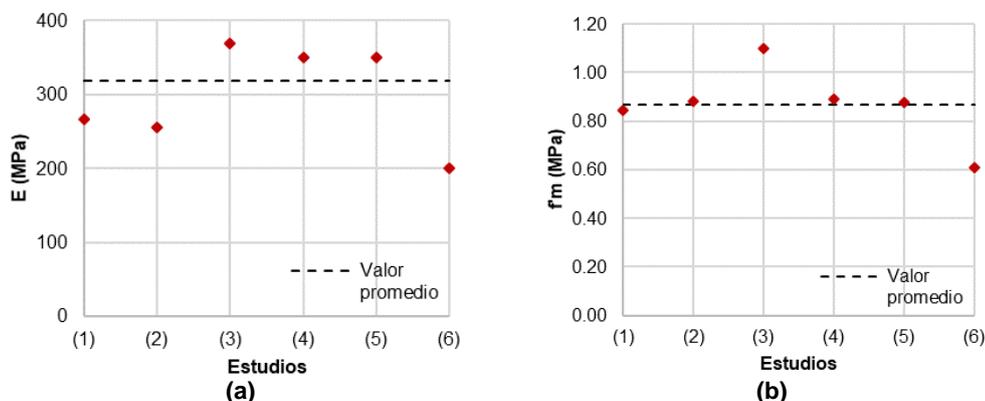


Figura 4.23: (a) Módulo de Elasticidad y (b) Esfuerzo de compresión máximo obtenido por diferentes autores: (1)Zavala & Igarashi. (2)CEETyDES & JICA. (3)Solís et al. (4)Invancic et al. (5)Noel Villanueva (6)Norma Técnica E080-2017

Al observar la Tabla 4.14 y la Figura 4.23 se puede deducir que, al obtener desviaciones poco significativas, el emplear valores promedio de módulo de elasticidad y de esfuerzo máximo a compresión para el modelamiento, se obtendrían resultados bastante aceptables que podrían ser extrapolados a otras edificaciones de adobe.

Cabe destacar que en las calibraciones realizadas en la sección 4.2.2.1, se estimó un módulo de elasticidad del adobe de 300 MPa, valor muy cercano al promedio obtenido en base a la data existente considerada (318 MPa).

Otro parámetro importante, debido a que controla el proceso de agrietamiento, es la energía de fractura de tracción del material. Según los estudios realizados por Lourenço (2014), el valor que recomienda para la albañilería es de energía de 0.01 N/mm. Este valor también fue el obtenido por Tarque (2011) en las calibraciones que realizó.

4.3 ANÁLISIS MODAL

El análisis modal permite conocer las propiedades dinámicas de una estructura, tales como los modos y periodos de vibración. El comportamiento estructural de una edificación está íntimamente relacionado con estas propiedades.

Se describe a continuación, las consideraciones que se emplearon para realizar el análisis modal:

- ✓ Por lo descrito en la sección 4.2.1, no se consideró modelar el sistema de techo, más su carga fue aplicada de manera distribuida sobre la parte superior de los muros.
- ✓ Se consideró modelar los listones de madera ubicados en los dinteles de las puertas y ventanas, ya que es un elemento muy común empleado en las construcciones de adobe. Se consideró, además, que este material tendrá un comportamiento elástico durante toda la simulación.
- ✓ Si bien la edificación de adobe del Hospital presenta un sobrecimiento de arcilla cocida de 1.20 m de altura, este no se consideró en el modelamiento numérico, debido a que el propósito de esta investigación es estudiar el comportamiento del adobe únicamente.

En la Figura 4.24 se muestran los valores de los periodos asociados a los 45 primeros modos de vibración para los modelos propuestos: M1, M2, M3 y M4.

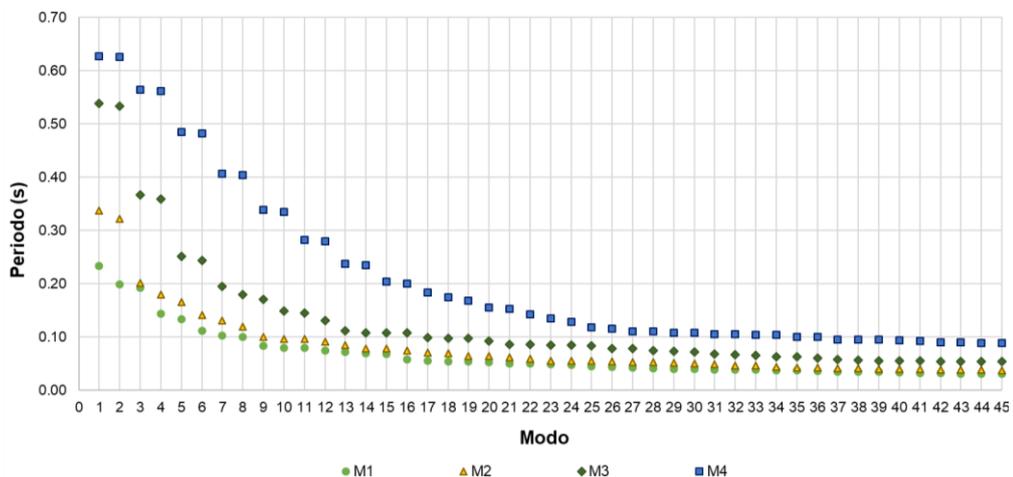


Figura 4.24: Periodos asociados a los treinta primeros modos de vibración

A continuación, se muestran los primeros modos predominantes de vibración para los cuatro modelos propuestos:

Modelo M1:

En la Figura 4.25 y Figura 4.26, se muestran los tres primeros modos predominantes de vibración para la dirección X e Y, respectivamente:

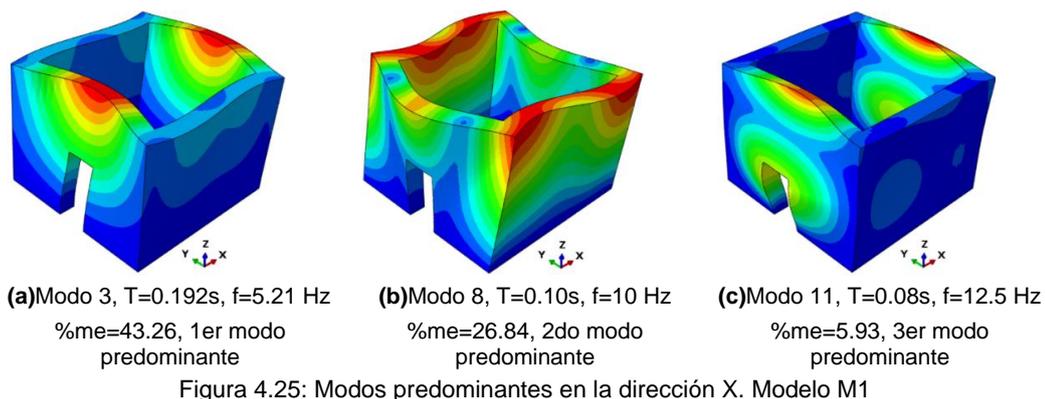


Figura 4.25: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M1

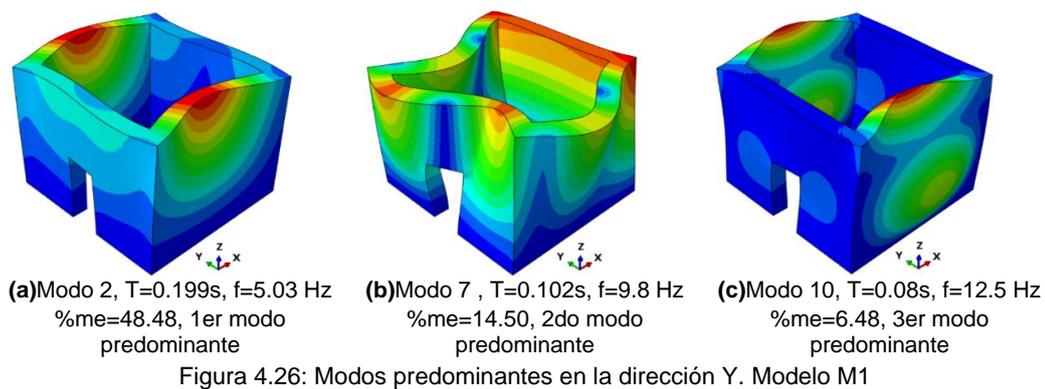


Figura 4.26: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M1

En la Tabla 4.15 se muestran las frecuencias y periodos de los primeros modos de vibración, hasta que la suma de masas efectivas alcance el 75% de la masa total en las dos direcciones X e Y.

Tabla 4.15: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M1

Modo	% Masa Efectiva		% Masa Efectiva Acumulada		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
1	0.01	0.00	0.01	0.00	5.03	0.199
2	0.00	37.28	0.01	37.28	6.01	0.166
3	33.67	0.00	33.68	37.28	6.09	0.164
4	0.00	0.00	33.68	37.28	8.33	0.120
5	0.00	0.41	33.68	37.70	9.04	0.111
6	0.00	7.23	33.68	44.93	11.15	0.090
7	0.00	16.72	33.68	61.64	11.93	0.084
8	26.48	0.00	60.16	61.64	12.29	0.081
9	0.00	0.00	60.17	61.64	14.85	0.067
10	7.56	0.00	67.72	61.64	15.42	0.065
11	0.00	7.61	67.72	69.25	15.43	0.065
12	0.00	0.12	67.72	69.37	16.00	0.063
13	0.04	0.00	67.77	69.37	16.15	0.062
14	0.00	0.50	67.77	69.87	16.18	0.062
15	0.21	0.00	67.98	69.87	16.35	0.061
16	0.51	0.00	68.48	69.87	21.45	0.047
17	0.00	0.01	68.48	69.89	22.19	0.045

Modo	% Masa Efectiva		% Masa Efectiva Acumulada		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
18	0.00	0.02	68.48	69.91	22.67	0.044
19	0.36	0.00	68.85	69.91	22.93	0.044
20	0.00	0.65	68.85	70.56	23.18	0.043
21	0.00	0.02	68.85	70.58	23.32	0.043
22	0.92	0.00	69.77	70.58	23.90	0.042
23	0.00	1.92	69.77	72.49	24.07	0.042
24	1.47	0.00	71.24	72.49	24.21	0.041
25	0.30	0.00	71.54	72.49	24.80	0.040
26	0.14	0.00	71.68	72.49	26.43	0.038
27	0.00	0.00	71.68	72.49	27.35	0.037
28	1.12	0.00	72.80	72.49	28.00	0.036
29	0.00	0.62	72.80	73.12	28.15	0.036
30	0.24	0.00	73.04	73.12	30.92	0.032
31	0.00	0.24	73.04	73.36	31.15	0.032
32	0.07	0.00	73.11	73.36	31.20	0.032
33	1.42	0.00	74.53	73.36	31.29	0.032
34	0.00	3.07	74.53	76.43	31.45	0.032
35	0.82	0.00	75.35	76.43	31.86	0.031

Modelo M2:

En la Figura 4.27 y Figura 4.28, se muestran los tres primeros modos predominantes de vibración para la dirección X e Y, respectivamente:

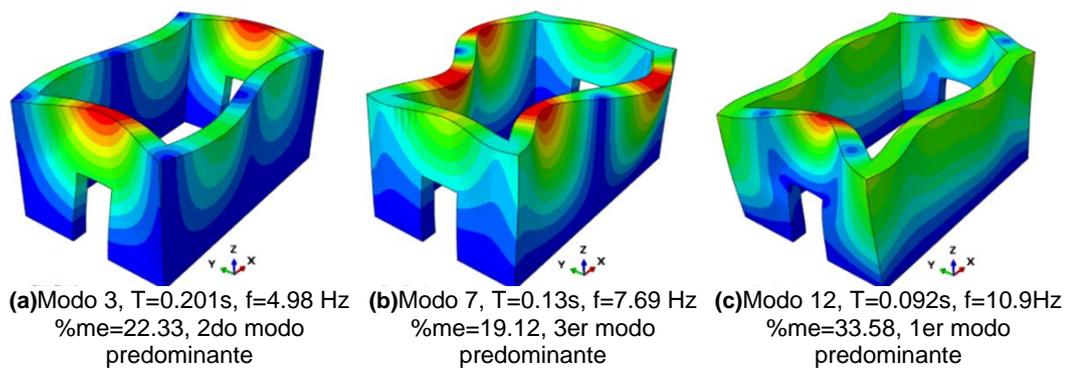


Figura 4.27: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M2

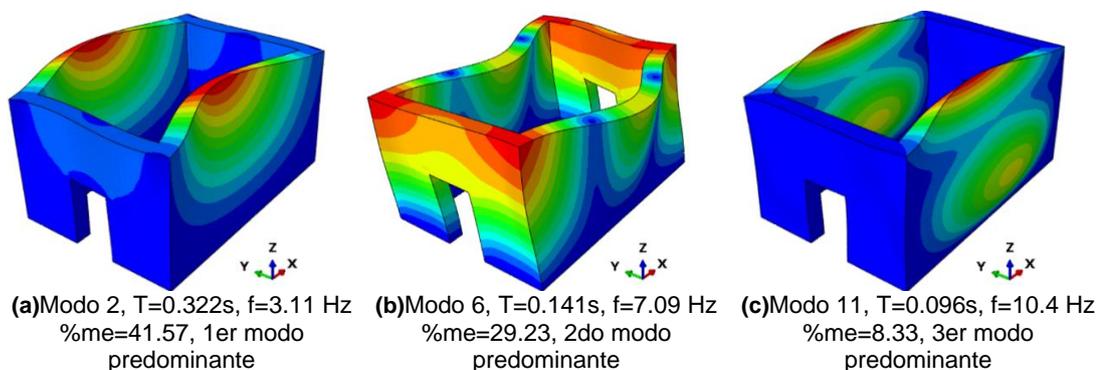


Figura 4.28: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M2

En la Tabla 4.16 se muestran las frecuencias y periodos de los primeros modos de vibración, hasta que la suma de masas efectivas alcance el 75% de la masa total en las dos direcciones X e Y.

Tabla 4.16: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M2

Modo	% Masa Participativa		% Acumulado		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
1	0.00	0.00	0.00	0.00	2.96	0.338
2	0.00	39.54	0.00	39.54	3.13	0.320
3	22.89	0.00	22.89	39.54	4.92	0.203
4	0.00	0.00	22.89	39.54	5.76	0.174
5	0.00	0.00	22.89	39.54	5.95	0.168
6	0.00	30.90	22.89	70.43	7.48	0.134
7	18.36	0.00	41.26	70.43	7.65	0.131
8	0.00	0.00	41.26	70.43	8.44	0.118
9	0.00	0.00	41.26	70.43	10.19	0.098
10	0.00	0.00	41.26	70.43	10.36	0.096
11	0.00	8.21	41.26	78.64	10.42	0.096
12	33.49	0.00	74.74	78.64	10.91	0.092
13	0.00	0.05	74.74	78.70	11.76	0.085
14	1.38	0.00	76.13	78.70	12.54	0.080

Modelo M3:

En la Figura 4.29 y Figura 4.30, se muestran los tres primeros modos predominantes de vibración para la dirección X e Y, respectivamente. Cabe resaltar que para la dirección Y, se tuvo que considerar un cuarto modo predominante, ya que este presentaba un porcentaje de masa efectiva importante.

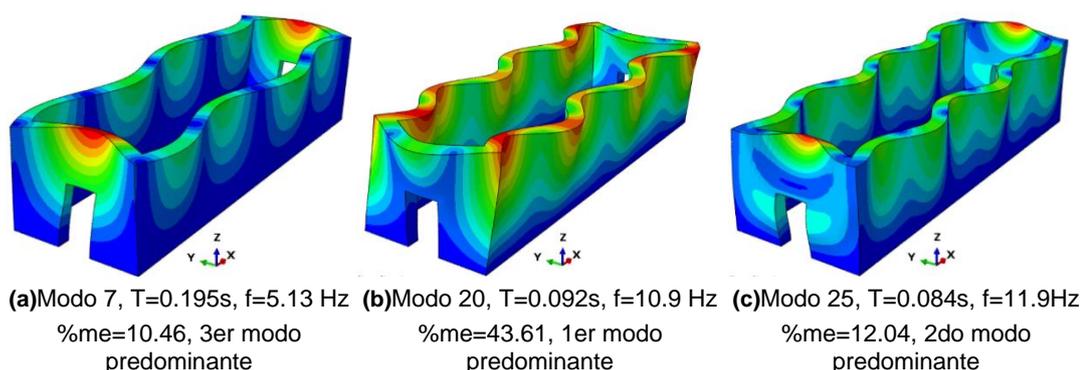


Figura 4.29: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M3

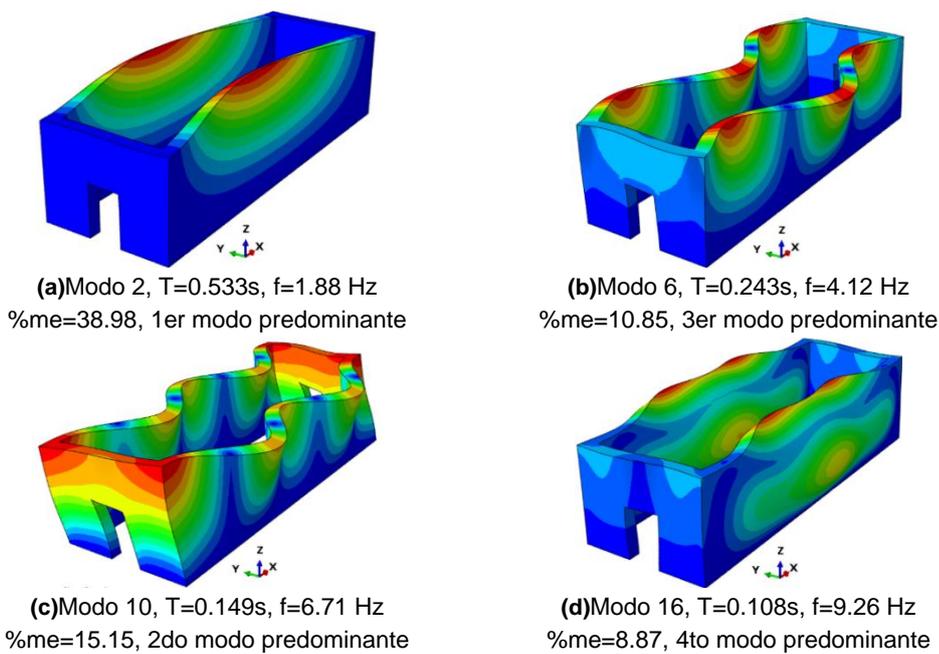


Figura 4.30: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M3

En la Tabla 4.17 se muestran las frecuencias y periodos de los primeros modos de vibración, hasta que la suma de masas efectivas alcance el 75% de la masa total en las dos direcciones X e Y.

Tabla 4.17: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M3

Modo	% Masa Participativa		% Acumulado		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.86	0.539
2	0.00	38.98	0.00	38.98	1.87	0.533
3	0.40	0.00	0.40	38.98	2.73	0.366
4	0.00	0.00	0.40	38.98	2.79	0.359
5	0.00	0.00	0.40	38.98	3.99	0.251
6	0.00	10.85	0.40	49.83	4.11	0.243
7	10.46	0.00	10.86	49.83	5.14	0.195
8	0.00	0.00	10.86	49.83	5.58	0.179
9	0.00	0.00	10.86	49.83	5.87	0.171
10	0.00	15.15	10.86	64.98	6.71	0.149
11	10.02	0.00	20.87	64.98	6.89	0.145
12	0.00	0.00	20.87	64.98	7.65	0.131
13	0.00	0.00	20.87	64.98	8.97	0.112
14	0.00	4.08	20.87	69.06	9.25	0.108
15	0.00	0.00	20.87	69.06	9.29	0.108
16	0.00	8.87	20.87	77.93	9.29	0.108
17	0.00	0.00	20.87	77.93	10.12	0.099
18	0.06	0.00	20.93	77.93	10.21	0.098
19	0.00	0.00	20.93	77.93	10.25	0.098
20	43.61	0.00	64.54	77.93	10.82	0.092
21	0.00	1.85	64.54	79.78	11.57	0.086

Modo	% Masa Participativa		% Acumulado		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
22	0.00	0.00	64.54	79.78	11.60	0.086
23	0.00	0.10	64.54	79.88	11.78	0.085
24	0.00	0.00	64.54	79.88	11.88	0.084
25	12.04	0.00	76.58	79.88	11.91	0.084

Modelo M4:

En la Figura 4.31 y Figura 4.32, se muestran los tres primeros modos predominantes de vibración para la dirección X e Y, respectivamente:

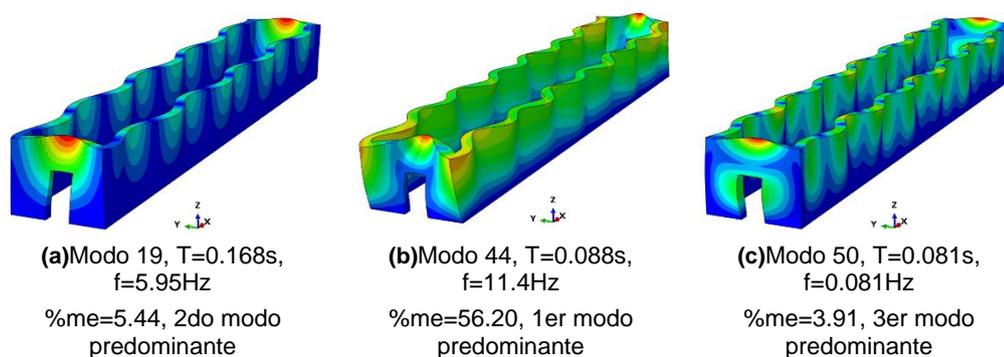


Figura 4.31: Modos predominantes en la dirección X. Modelo M4

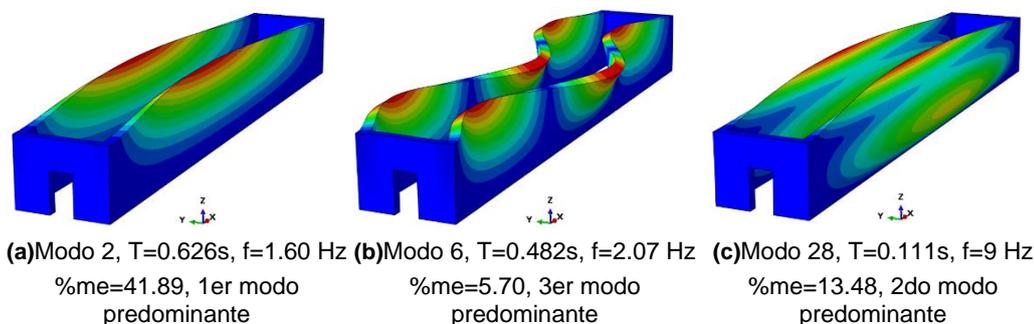


Figura 4.32: Modos predominantes en la dirección Y. Modelo M4

En las cuatro edificaciones estudiadas (M1, M2, M3 y M4), la forma de vibrar del primer modo predominante en la dirección Y, se asocia a la máxima deformación que sufre la parte central superior del muro longitudinal.

En la Tabla 4.18 se muestran las frecuencias y periodos de los primeros modos de vibración, hasta que la suma de masas efectivas alcance el 75% de la masa total en las dos direcciones X e Y.

Tabla 4.18: Valores de frecuencia, periodo y porcentajes de Masa Efectiva del Modelo M4

Modo	% Masa Efectiva		% Masa Efectiva Acumulada		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60	0.627
2	0.00	41.89	0.00	41.89	1.60	0.626
3	0.01	0.00	0.01	41.89	1.77	0.564
4	0.00	0.00	0.01	41.89	1.78	0.562
5	0.00	0.00	0.01	41.89	2.06	0.485
6	0.00	5.70	0.01	47.59	2.07	0.482
7	0.05	0.00	0.06	47.59	2.46	0.407
8	0.00	0.00	0.06	47.59	2.48	0.404
9	0.00	0.00	0.06	47.59	2.96	0.338
10	0.00	2.96	0.06	50.56	2.98	0.335
11	0.27	0.00	0.33	50.56	3.55	0.282
12	0.00	0.00	0.33	50.56	3.58	0.279
13	0.00	0.00	0.33	50.56	4.21	0.238
14	0.00	2.77	0.33	53.32	4.26	0.234
15	1.97	0.00	2.30	53.32	4.89	0.205
16	0.00	0.00	2.30	53.32	5.00	0.200
17	0.00	0.00	2.30	53.32	5.47	0.183
18	0.00	4.32	2.30	57.64	5.75	0.174
19	5.44	0.00	7.74	57.64	5.95	0.168
20	0.00	0.00	7.74	57.64	6.41	0.156
21	0.00	0.00	7.74	57.64	6.57	0.152
22	0.00	3.81	7.74	61.45	7.03	0.142
23	2.32	0.00	10.06	61.45	7.43	0.135
24	0.00	0.00	10.06	61.45	7.75	0.129
25	0.00	0.00	10.06	61.45	8.47	0.118
26	0.00	0.55	10.06	62.01	8.66	0.115
27	0.00	0.00	10.06	62.01	9.03	0.111
28	0.00	13.48	10.06	75.49	9.03	0.111
29	0.00	0.00	10.06	75.49	9.22	0.108
30	0.00	0.00	10.06	75.49	9.22	0.108
31	0.00	0.00	10.06	75.49	9.53	0.105
32	0.00	1.46	10.06	76.94	9.54	0.105
33	2.75	0.00	12.81	76.94	9.62	0.104
34	0.00	0.00	12.81	76.94	9.66	0.104
35	0.00	0.00	12.81	76.94	9.96	0.100
36	0.00	0.00	12.81	76.94	9.97	0.100
37	0.00	0.37	12.81	77.31	10.46	0.096
38	0.00	0.00	12.81	77.31	10.50	0.095
39	0.00	0.27	12.81	77.58	10.53	0.095
40	0.00	0.00	12.81	77.58	10.71	0.093
41	0.00	0.00	12.81	77.58	10.83	0.092
42	0.68	0.00	13.49	77.58	11.14	0.090
43	0.00	0.00	13.49	77.58	11.17	0.090
44	56.20	0.00	69.69	77.58	11.32	0.088
45	0.00	0.38	69.69	77.96	11.36	0.088
46	0.00	0.00	69.69	77.96	11.80	0.085

Modo	% Masa Efectiva		% Masa Efectiva Acumulada		Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
47	0.00	0.00	69.69	77.96	11.90	0.084
48	0.00	0.20	69.69	78.16	11.91	0.084
49	0.00	0.00	69.69	78.16	12.20	0.082
50	3.91	0.00	73.60	78.16	12.29	0.081
51	0.63	0.00	74.24	78.16	12.60	0.079
52	0.00	0.00	74.24	78.16	12.74	0.079
53	0.00	0.00	74.24	78.16	13.00	0.077
54	0.00	0.00	74.24	78.16	13.12	0.076
55	0.64	0.00	74.88	78.16	13.19	0.076
56	0.00	0.03	74.88	78.19	13.47	0.074
57	0.00	0.16	74.88	78.34	13.66	0.073
58	0.00	0.00	74.88	78.34	13.71	0.073
59	2.53	0.00	77.41	78.34	13.74	0.073

4.4 ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

Se realizó un análisis no lineal tiempo historia en el programa de elementos finitos Abaqus, representando a los muros de adobe mediante elementos tipo sólido C3D8 (integración Full), con un enmallado hexaédrico de 100x100x100 mm³.

Se realizó un análisis explícito, ya que como se mencionó en la sección 2.1.7, es el esquema de integración ideal en los modelos que presentan una rápida deformación del material, (característica de los materiales cuasi frágiles). En el análisis explícito, la ecuación de movimiento es integrada usando la regla de integración de la diferencia central, la cual es condicionalmente estable. El límite de estabilidad depende del incremento del tiempo en el análisis.

Empleando las expresiones (2.2) y (2.3), se estimó el incremento de tiempo necesario para evitar problemas de estabilidad:

Tabla 4.19: Estimación del Incremento de tiempo para el análisis explícito

Material	ρ (kg/m ³)	λ (MPa)	μ (MPa)	Cd (m/s)	Δt (s)
Adobe	1600	83.33	125	456	2.191 x10 ⁻⁴
Madera	900	7857.14	1964.29	3619	2.763 x10 ⁻⁵

El valor tomado será el del material que originó el menor, en este caso el de la madera (2.763 x10⁻⁵).

El programa Abaqus adicionalmente multiplica el valor obtenido por un factor de seguridad que, para elementos sólidos varía ente 0.577 y 1. El incremento de tiempo finalmente usado para el análisis fue de 2.3793×10^{-5} s.

Se describe las consideraciones que se emplearon para el modelamiento no lineal:

- ✓ Igualmente, por lo descrito en la sección 4.2.1, no se consideró modelar el sistema de techo, más su carga fue aplicada de manera distribuida sobre la parte superior de los muros.
- ✓ Se consideró modelar los listones de madera ubicados en los dinteles de las puertas y ventanas, ya que es un elemento muy común empleado en las construcciones de adobe. Se consideró, además, que este material tendrá un comportamiento elástico durante toda la simulación.
- ✓ Si bien la edificación de adobe del Hospital presenta un sobrecimiento de arcilla cocida de 1.20 m de altura, este no se consideró en el modelamiento numérico, debido a que el propósito de esta investigación es estudiar el comportamiento del adobe únicamente.
- ✓ Se aplicó el sismo en las dos direcciones horizontales de análisis “X” e “Y”, empleando los registros sísmicos mostrados en la Figura 4.3, Figura 4.4 y Figura 4.5. La componente del registro de mayor PGA, fue la que se aplicó en la dirección más corta de la edificación, para así obtener el escenario más desfavorable.
- ✓ Representar un comportamiento en la interfaz suelo-estructura introduciría muchas incertidumbres en el modelo numérico, por lo tanto, no se consideraron para el análisis no lineal. Dicho esto, las aceleraciones horizontales se aplicaron directamente en todos los nodos de los elementos sólidos de la base, restringiendo únicamente los desplazamientos en la dirección vertical “Z”. Cabe resaltar que los grados de libertad de los nodos de los elementos finitos sólidos, son solamente de traslación. (Cabe resaltar que, en los elementos sólidos, sus nodos presentan grados de libertad solamente de traslación, no giros).

4.4.1 Propiedades de los materiales

En el modelamiento numérico se consideraron las siguientes propiedades de los materiales: Se empleó un módulo de elasticidad del adobe de 300 MPa, obtenido en las calibraciones realizadas en la sección 4.2.2.1. Se consideró un esfuerzo

máximo a compresión de 0.87 MPa, obtenido del valor promedio calculado en la sección 4.2.2.2. El esfuerzo máximo a tracción, por lo general, se estima entre el 5% y el 10% del esfuerzo máximo a compresión; se consideró un valor promedio de 7%, resultando igual a 0.06 MPa. Se consideró una energía de fractura de 0.01 N/mm, obtenido de las calibraciones realizadas por Tarque (2011). En la Tabla 4.20, Tabla 4.21 y Tabla 4.22 se muestra un resumen de las propiedades del material utilizados para el modelamiento:

Tabla 4.20: Propiedades del material empleados en el modelamiento

Material	E (MPa)	ν	f'_m (MPa)	f'_t (MPa)	G_f (N/mm)
Adobe	300	0.20	0.888	0.06	0.01
Madera	5500	0.40	-	-	-

Tabla 4.21: Factores de daño de tracción empleados en el modelamiento (Tarque, 2011)

d_t	Desplazamiento Plástico (mm)
0.00	0.00
0.85	0.125
0.90	0.250
0.95	0.500

Tabla 4.22: Parámetros de recuperación de rigidez empleados

W_c	W_t
0.3	0.0

En el modelo empleado de plasticidad y daño del concreto, los factores de daño permitirán reducir la rigidez de las regiones dañadas, siendo mayor esta reducción a medida que se presentan mayores deformaciones plásticas. Cuando la grieta se abre y produce la separación física definitiva en el muro, éstas ya no son capaces de tomar tracciones. Sin embargo, en el modelo empleado no es posible simular esta separación definitiva en el material, y se termina tomando aún pequeñas tracciones. Esta es una de las principales desventajas que se debe tener en cuenta al emplear este modelo. Por tal motivo, hace falta un indicador en base a la presencia de deformaciones plásticas excesivas, para definir hasta qué instante se pueden obtener resultados confiables.

Daniel Torrealva en su texto "Caracterización de daños, reparación y refuerzo en construcciones de adobe" relaciona los niveles de daño con los espesores de grieta encontrados en las edificaciones de adobe. Se muestra a continuación, un resumen de la clasificación desarrollada por el autor:

Tabla 4.23: Niveles de daño en edificaciones de adobe. (D. Torrevalva)

Nivel de daño	Descripción
Daño Leve	Si la edificación tiene fisuras y grietas verticales menores a 1cm y no se observa desaplomo de muros, la edificación es estable.
Daño moderado	Cuando además de daños leves, existen grietas en las esquinas mayores a 2cm.
Daño grave	Son daños similares a los moderados, pero más extensos y con grietas más grandes

Estas indicaciones sirvieron para conocer los niveles de daño obtenidos en los resultados del modelo, ya que el espesor de grieta se relaciona con la deformación plástica del material, a través de la longitud característica del elemento finito usado (Para el elemento hexaédrico empleado resulta ser de 0.10m).

4.4.2 Modelo M1 (L = 8 m)

Resultados generales del modelo M1

En la Figura 4.33 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima y Callao de 1966 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 8.98 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

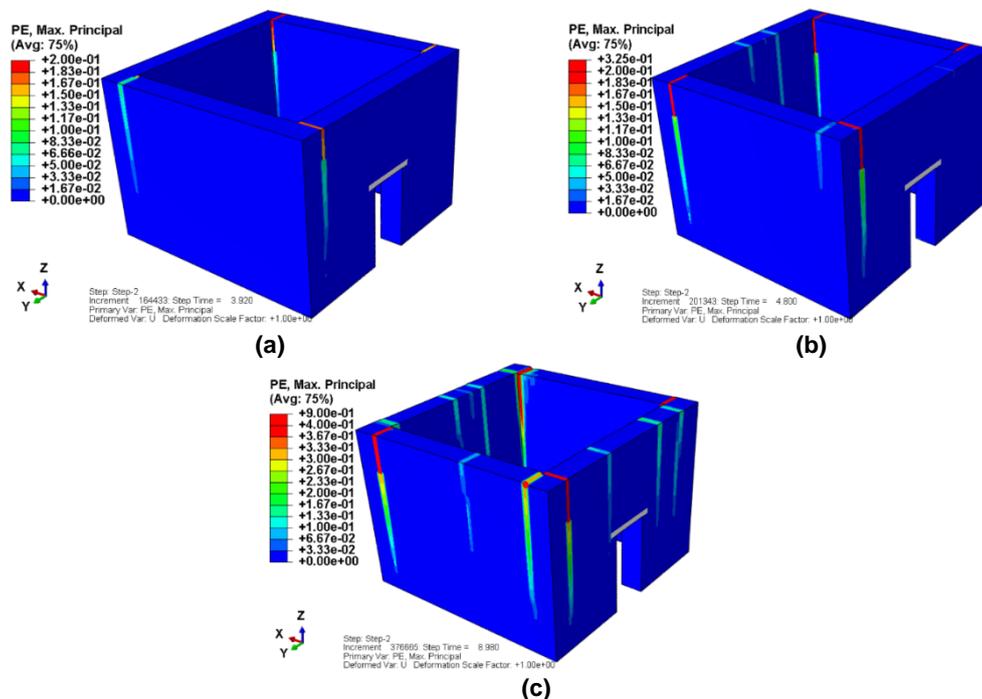


Figura 4.33: Deformaciones plásticas en el modelo M1 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado tal cual indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.92 s. b.- Instante de tiempo 4.80 s. c.- Instante de tiempo 8.98 s.

En la Figura 4.34 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Huaraz de 1970 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 5.66 segundos, incluso antes de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

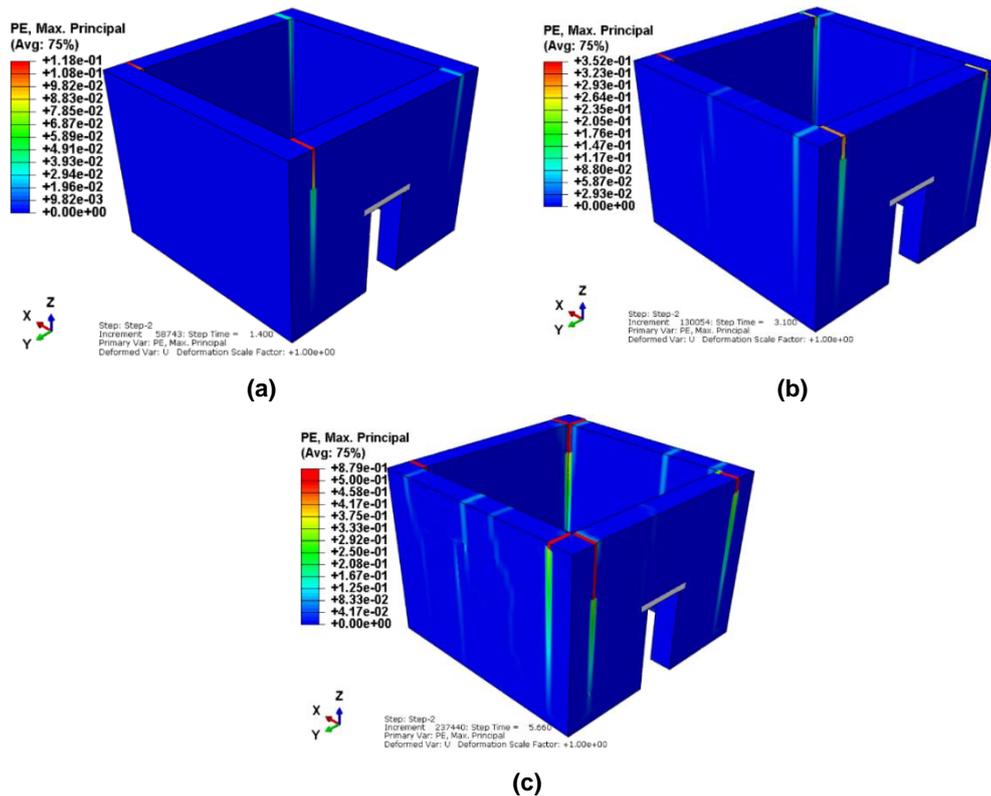


Figura 4.34: Deformaciones plásticas en el modelo M1 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 1.40 s. b.- Instante de tiempo 3.10 s. c.- Instante de tiempo 5.66 s.

En la Figura 4.35 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima de 1974 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 10.74 segundos, antes de alcanzar la amplitud máxima del registro.

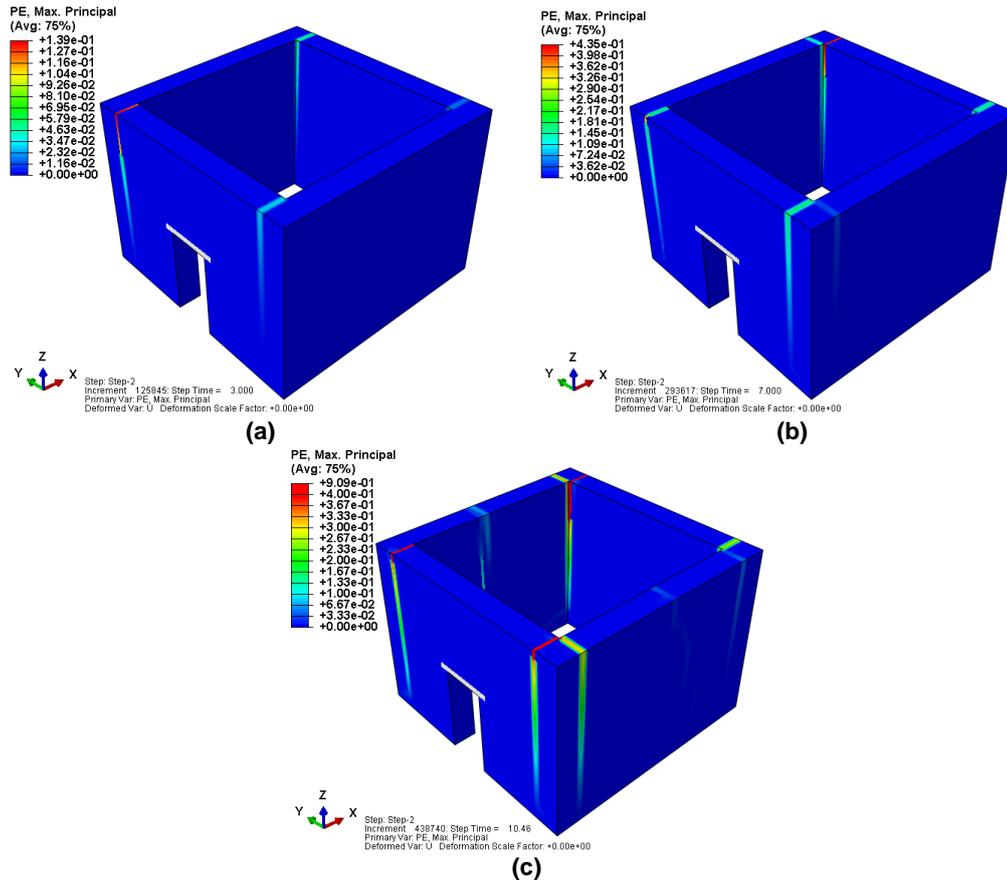


Figura 4.35: Deformaciones plásticas en el modelo M1 obtenidas para el sismo de Lima de 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.0 s. b.- Instante de tiempo 7.0 s. c.- Instante de tiempo 10.46 s.

Se presenta una breve descripción de los tres patrones de agrietamiento encontrados para los tres sismos considerados:

- Inician grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación (se forma una grieta por cada esquina).
- Se observa la formación de nuevas grietas en las partes centrales de los muros que nacen en la zona superior y se extienden vertical o diagonalmente hacia la parte inferior. También, se forman otras cuatro grietas verticales en las esquinas (completando ocho grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación). Además, se observan grietas que nacen de las esquinas de los vanos y se extienden hasta la parte superior del muro.
- Aparecen grietas horizontales en la base de los muros.

A medida que el agrietamiento en la edificación incrementa, las propiedades dinámicas se van modificando. Un parámetro importante que se logró medir en las simulaciones es la frecuencia predominante de la estructura en la dirección Y

(dirección más desfavorable). A continuación, se describe brevemente los pasos realizados para conocer la variación de este parámetro:

- ✓ Se midieron las aceleraciones absolutas en la parte central superior del muro longitudinal, para los tres sismos analizados.
- ✓ Los registros obtenidos se dividieron en tramos de un segundo de tiempo, y de cada uno de estos registros se calcularon los espectros de Fourier.
- ✓ Las frecuencias asociadas a los picos de los espectros, corresponden a las frecuencias predominantes de la estructura. De esta manera, en la mayoría de los casos, se logró observar cómo varía la frecuencia predominante de la estructura para cada segundo de tiempo.

En la Figura 4.36 se muestra la variación de la primera frecuencia predominante de la estructura en cada segundo de tiempo para las tres simulaciones realizadas. Además, mediante una línea horizontal se grafica la primera frecuencia predominante de la estructura obtenida del análisis modal.

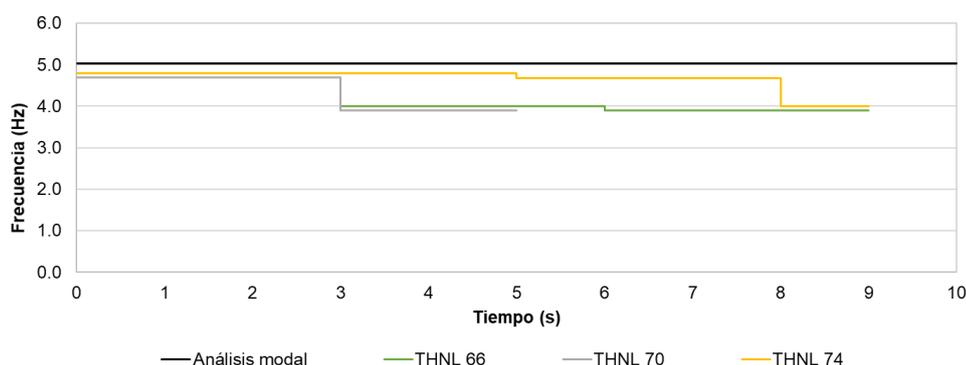


Figura 4.36: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M1

La disminución máxima de la frecuencia predominante de la estructura en términos porcentuales es del 20% (de 5 Hz a 4Hz aproximadamente).

En la Figura 4.37, Figura 4.38 y Figura 4.39 se muestran los siguientes resultados obtenidos para cada simulación realizada:

- (a) Aceleración medida en la base de la edificación.
- (b) Variación de las frecuencias dominantes del sismo, y variación de las frecuencias predominantes de la estructura, ambos obtenidos para cada segundo de tiempo.

- (c) Desplazamientos relativos en dos nudos ubicados en la parte superior de la edificación (respecto a su base): Un nudo en la esquina de la edificación y el otro nudo en la parte central del muro.

Además, se resaltan con líneas verticales de colores, el tiempo para el cual inician los tres patrones de agrietamiento descritos:

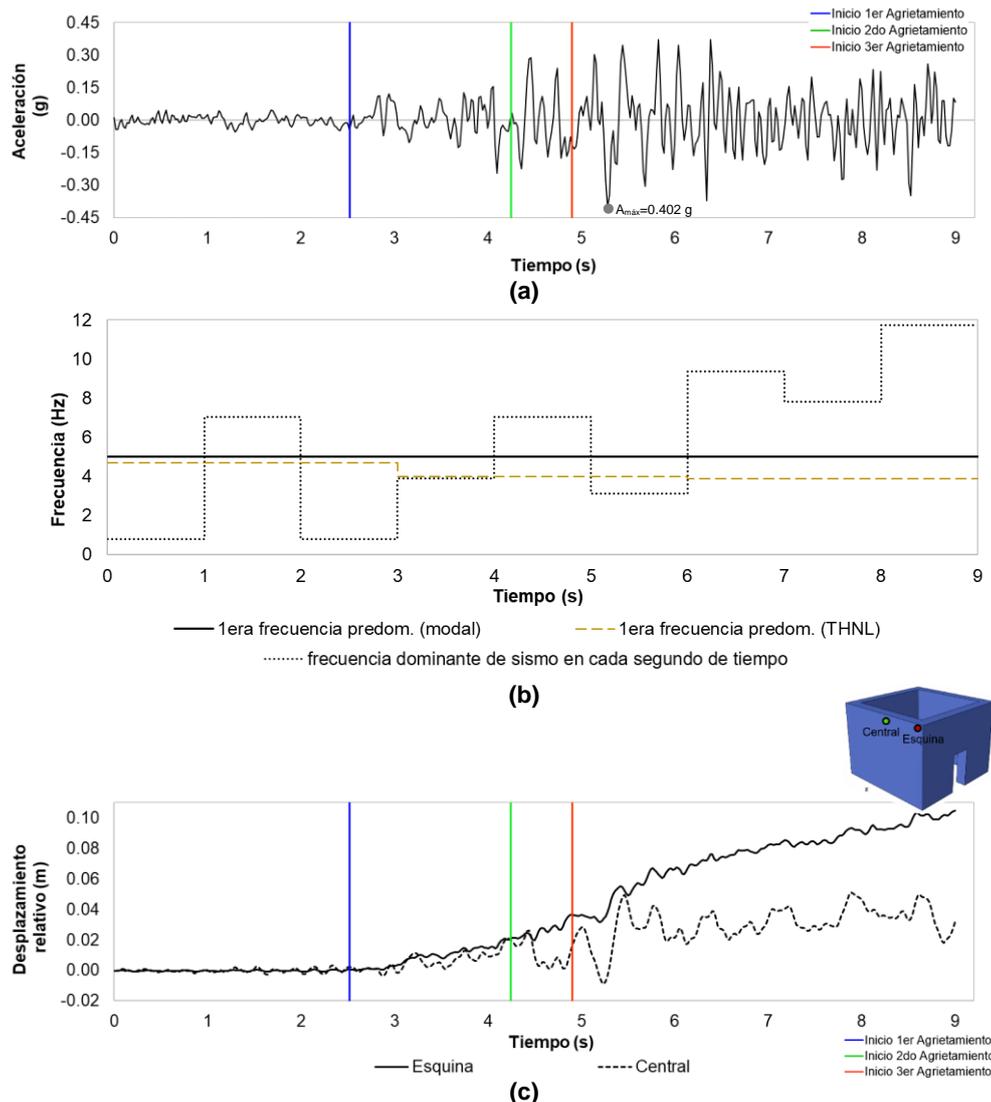


Figura 4.37: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de dos nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo. Sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M1

En la Figura 4.37 se observa que los máximos desplazamientos en la parte central del muro se obtienen entre el segundo cinco y seis, cuando se presentan las máximas aceleraciones en la base y además, las frecuencias dominantes del sismo están próximas a la frecuencia predominante de la estructura. Cabe

mencionar que el modo predominante era aquel que deformaba más la parte central superior del muro longitudinal.

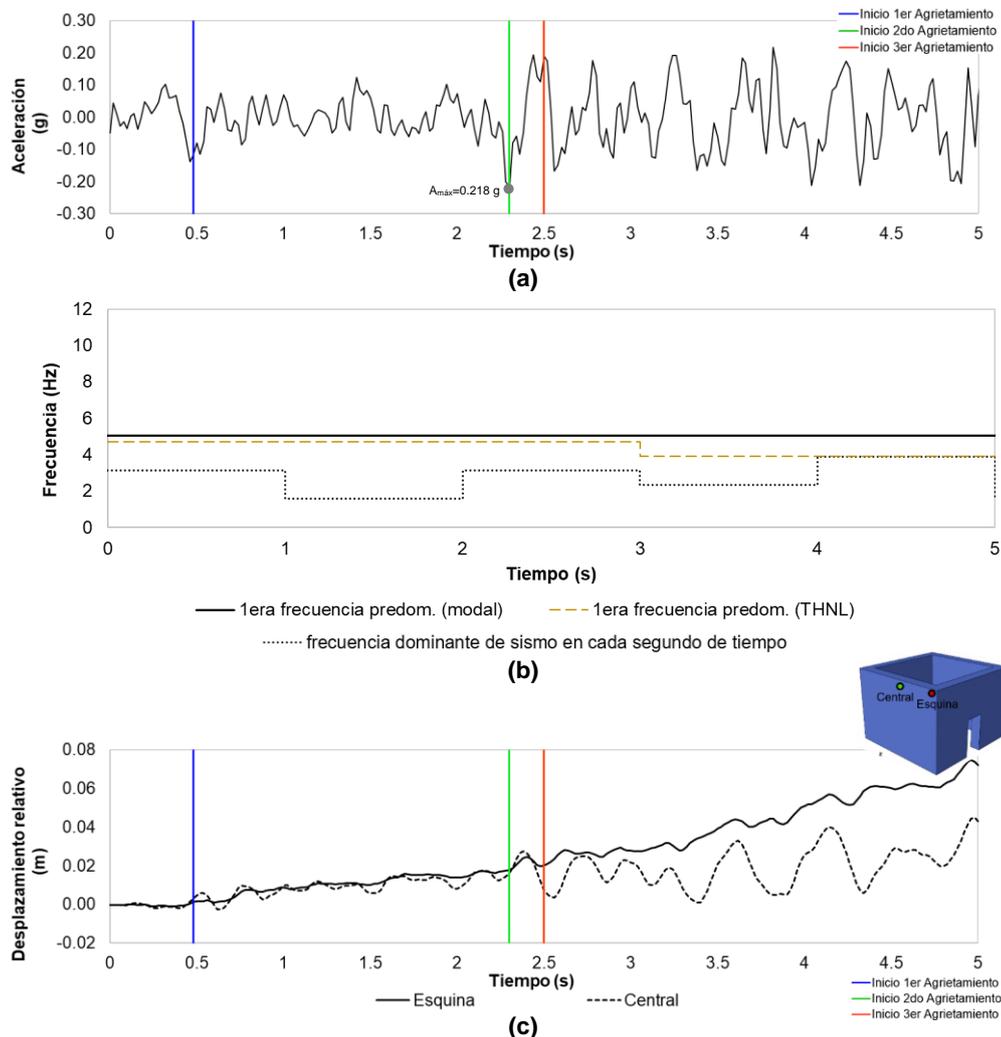


Figura 4.38: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo. Sismo de Huaraz de 1970. Modelo M1

Nuevamente en la Figura 4.38 se observa que los máximos desplazamientos en la parte central del muro se obtienen entre el segundo cuatro y cinco, cuando se presentan las máximas aceleraciones en la base y además, las frecuencias dominantes del sismo coinciden con la frecuencia predominante de la estructura. Cabe mencionar que el modo predominante era aquel que deformaba más la parte central superior del muro longitudinal.

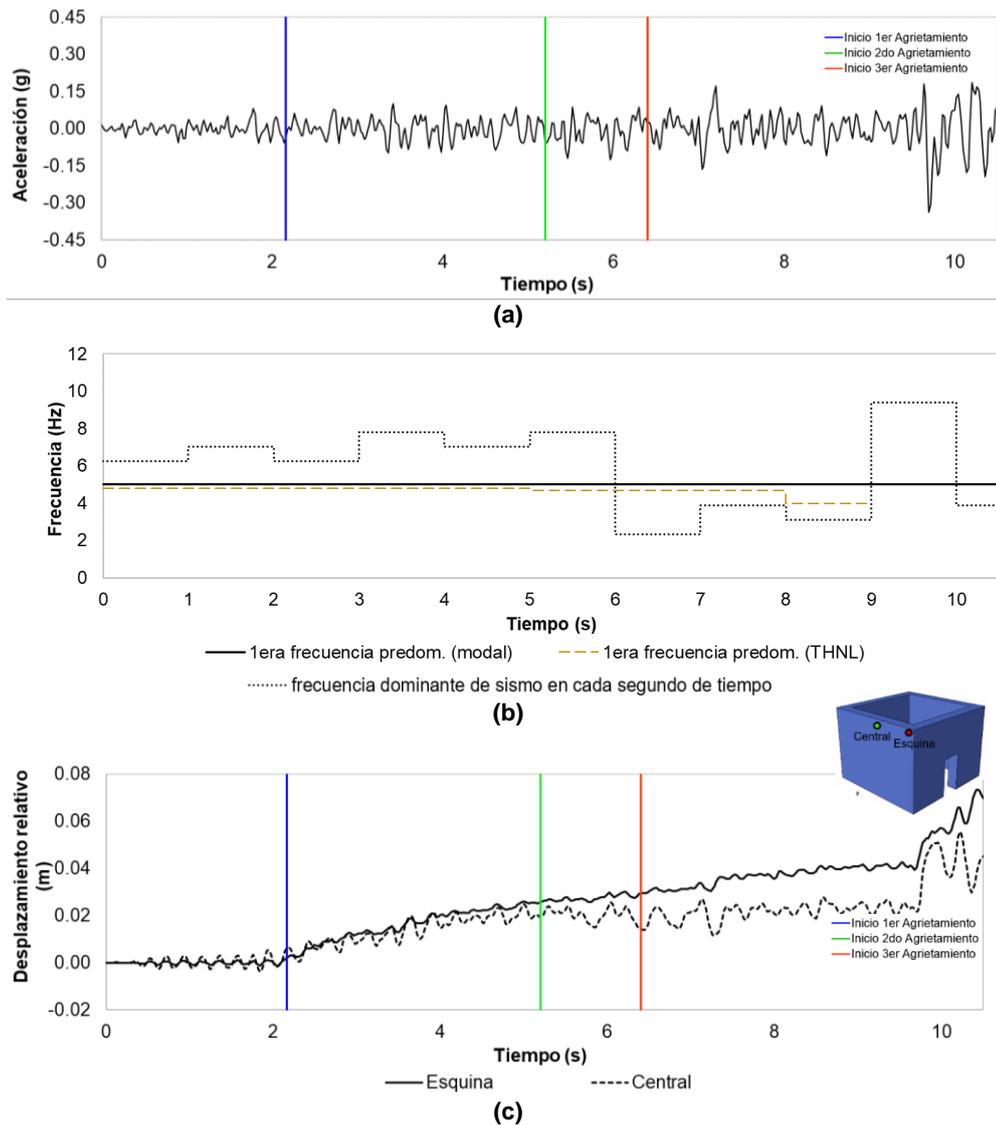


Figura 4.39: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el Sismo de Lima de 1974. Modelo M1

En las tres simulaciones realizadas se puede observar que, hasta los primeros tres segundos, los mayores desplazamientos se presentan en la parte central superior del muro longitudinal. Luego, al incrementar las deformaciones plásticas, se consiguen deformaciones remanentes en las esquinas que se van incrementando con el tiempo, superando así, los desplazamientos de la parte central del muro de la edificación. Cabe resaltar también, que el segundo y el tercer patrón ocurren casi simultáneamente.

Como se apreciará con más detalle en los modelos posteriores, los máximos desplazamientos en la parte central del muro, no están asociados directamente a las máximas aceleraciones del registro sísmico, sino más bien al contenido de

frecuencias del mismo. Si en un intervalo de tiempo, las frecuencias dominantes del sismo, se acercan a la primera frecuencia predominante de la estructura (Ver Figura 4.25a), se producen las máximas deformaciones en la parte central superior del muro longitudinal.

Por lo expuesto, obtener una curva Fuerza cortante basal vs desplazamiento relativo tomando como punto de control un nudo en el centro superior del muro, no es conveniente, ya que mayores desplazamientos no necesariamente son ocasionados por la mayor fuerza cortante aplicada, sino más bien por la proximidad de las frecuencias dominantes del sismo con la frecuencia fundamental de la estructura (que excita más esta zona del muro).

Caso contrario sucede en la evaluación de los muros transversales, las cuales para el sismo aplicado en la dirección Y trabajan a cortante, y los mayores desplazamientos son principalmente ocasionados por la fuerza cortante aplicada. Es conveniente y apropiado entonces, obtener la curva de capacidad “Fuerza cortante basal vs desplazamiento relativo” para la evaluación de estos muros

Para la obtención de las curvas mencionadas se realizaron los siguientes pasos:

- ✓ Se obtuvo la fuerza cortante en la historia del tiempo, solamente en los nudos de la base del muro transversal.
- ✓ Se obtuvo los desplazamientos relativos de un nudo ubicado en la parte superior del muro transversal respecto a la base, en la historia del tiempo
- ✓ Las gráficas obtenidas fuerza vs tiempo y desplazamiento vs tiempo se dividieron en 20 intervalos cada uno con espaciamentos iguales de tiempo. Luego, se tomaron los valores de fuerza y desplazamiento en cada intervalo, para los cuales las velocidades se hacen mínimas.
- ✓ Se colocaron los valores obtenidos de fuerza y desplazamiento de cada intervalo en una misma gráfica, obteniendo así la curva Fuerza cortante vs desplazamiento relativo de la edificación.
- ✓ Adicionalmente, se dividieron las fuerzas cortantes en la base (V) entre el peso de la edificación (P_S) y el desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso, obteniendo la gráfica “coeficiente sísmico (V/P_S) vs distorsión de entrepiso”.

En la Figura 4.40 se muestran tales gráficas para los tres sismos considerados, tomando como punto de referencia el nudo ubicado en la parte central superior del muro transversal de la edificación.

Además, se identifican mediante líneas verticales las distorsiones en el muro transversal para las cuales se presentan los tres patrones de agrietamiento descritos:

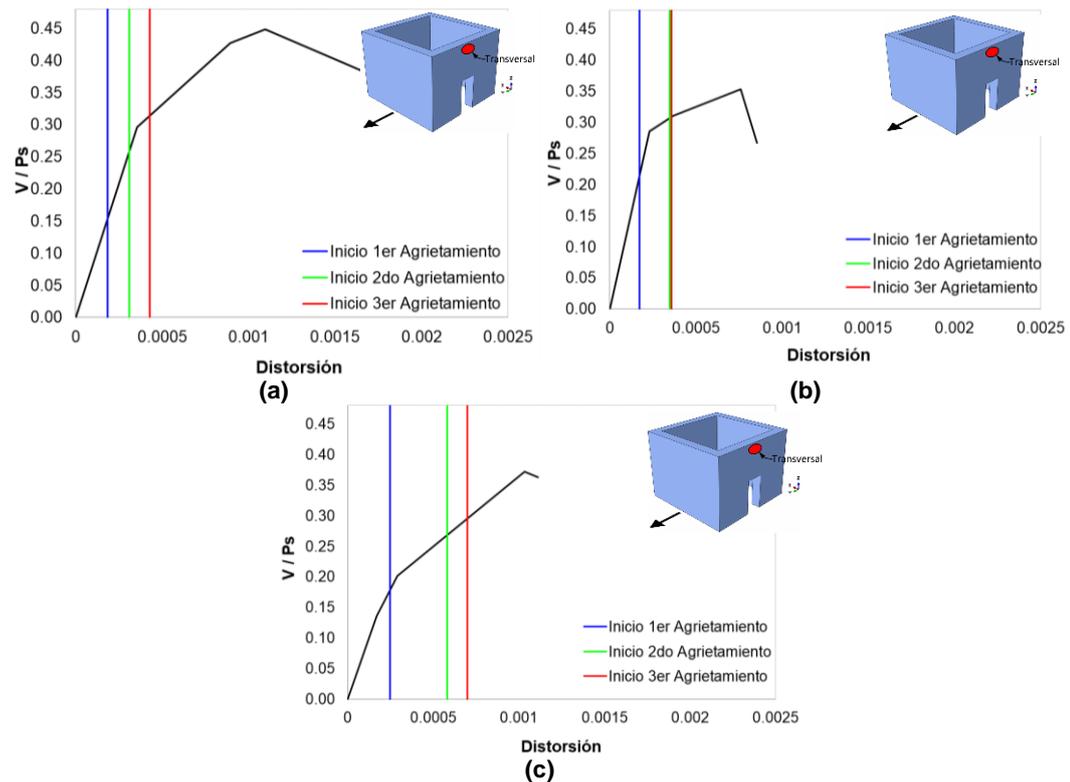


Figura 4.40: Curva V/P_s (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M1.

En los ensayos realizados por Zavala & Igarashi (2005), se observó que la distorsión máxima alcanzada al aplicar una carga monotónica en el plano del muro es alrededor del 0.004. En los ensayos realizados por Blondet et al. (2005), se alcanzó una distorsión de 0.005 presentando el muro severos daños, pero sin llegar al colapso. En las curvas presentadas en la Figura 4.40 se observa que las distorsiones en el instante que se produce el tercer patrón de agrietamiento (último en presentarse), son menores al valor del 0.002. Se puede inferir entonces, que en general las fallas por corte son las últimas en presentarse.

Cabe mencionar también, que las frecuencias dominantes del sismo de 1970, mostrado en la Figura 4.38(b), muestran pequeñas variaciones en el tiempo, y se

mantienen próximas a la primera frecuencia predominante de la estructura, a diferencia del contenido de frecuencias del sismo de Lima y Callao de 1966 y del sismo de Lima del 1974, las cuales muestran variaciones importantes en el tiempo. Esto ocasionará que para el sismo de Huaraz de 1970 las respuestas se amplifiquen y con esto se presenten mayores daños en la edificación, y por consiguiente se puede deducir que para este sismo la estructura presentará una menor capacidad sísmica. Ver Figura 4.40(b).

A continuación, se presenta la capacidad sísmica global de la edificación en términos del coeficiente sísmico (V/P_S):

En la Figura 4.41 se muestran para que valores de coeficiente sísmico inician los patrones de agrietamiento hallados. El primer patrón de agrietamiento se presenta para valores que están entre 0.08 y 0.12. El segundo patrón de agrietamiento se consigue para valores que van desde 0.20 y 0.24. El tercer patrón de agrietamiento se obtiene para valores que están entre 0.21 y 0.26. Cabe indicar que el valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio del tercer patrón de agrietamiento, es aproximadamente el 80% de su valor máximo que llega a tomar en lo que resta de la simulación.

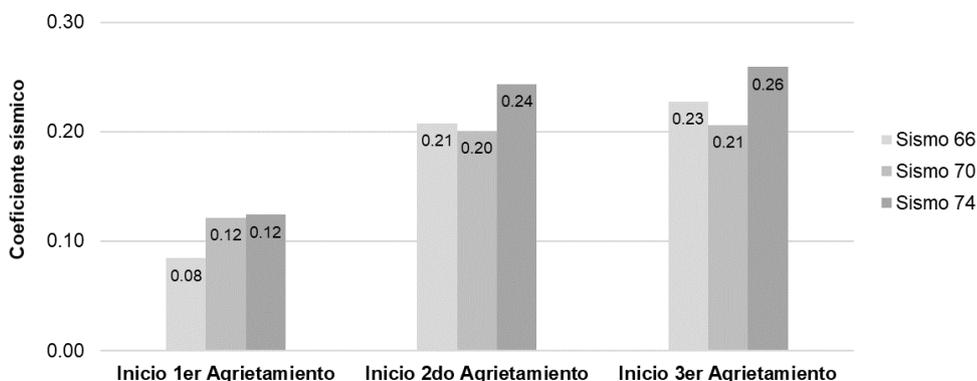


Figura 4.41: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M1

Descripción de los modos de falla del modelo M1:

A continuación, se presenta el proceso de agrietamiento que por lo general se presentó en el modelo M1 con las 3 señales sísmicas consideradas:

- Primer patrón de agrietamiento:

Las primeras grietas en la edificación ocurren en las esquinas de los muros, como se observa en la Figura 4.42. El comportamiento sísmico de los muros de adobe

se puede asimilar al de una losa apoyada en sus extremos por muros transversales, con una carga horizontal aplicada perpendicularmente al plano, en consecuencia, los efectos que se generan en el muro son principalmente de flexión. Tales efectos, combinados con cargas directas de tracción (flexo-tracción), producen esfuerzos mayores en las esquinas, provocando así las deformaciones plásticas. Este efecto suele ser mayor cuando se obtiene, para un mismo instante de tiempo, máximas respuestas de desplazamiento en las dos direcciones principales de la edificación, como se observa en la Figura 4.43.

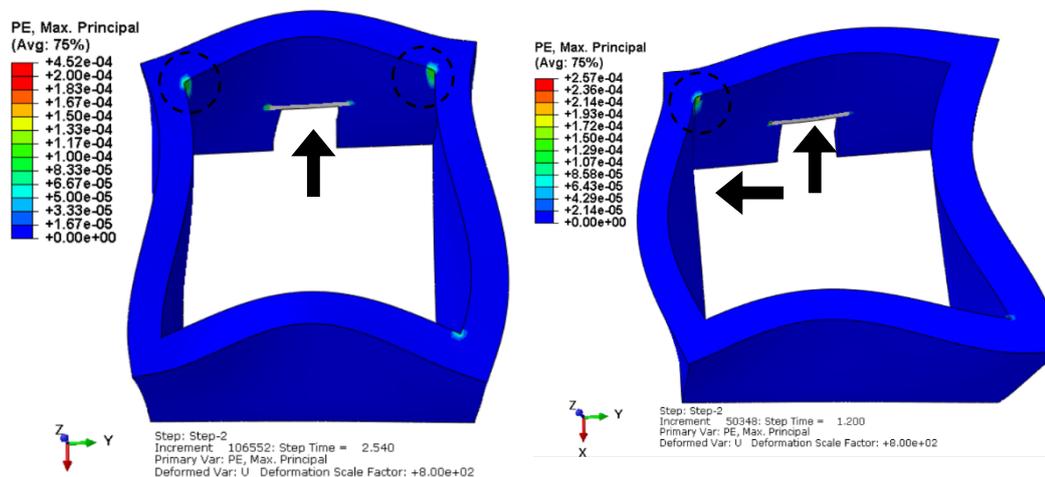


Figura 4.42: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas del modelo M1.

Figura 4.43: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas del modelo M1. Efecto coincidente de la acción sísmica en las dos direcciones

El sismo produce movimientos en ambas direcciones y en ambos sentidos. Esto significa que las zonas que en un instante estaban a compresión, pasarán a tomar tracción y viceversa. Esto genera que la grieta, pueda alcanzar a toda la sección.

Las primeras deformaciones plásticas se concentran en las esquinas de la edificación. Si se vuelve a aplicar el sismo en la misma dirección y para el mismo sentido, se conseguirá un mayor nivel de daño en el mismo lugar. Esto podría provocar el vuelco del muro si la parte inferior (cercana a la base) no posee la capacidad suficiente para aceptar los efectos de flexión, al trabajar el muro como un voladizo.

La acción del sismo en el sentido contrario, ejercerá en las esquinas fuerzas de compresión (teniendo capacidad las esquinas agrietadas para comprimirse) y por tanto se tendrá al muro flectándose hacia la parte interior de la edificación, provocando así el segundo patrón de agrietamiento de la edificación.

- **Segundo patrón de agrietamiento:**

El segundo patrón de agrietamiento se genera al aplicar el sismo en el sentido que genere la flexión de los muros hacia la parte interior de la edificación. Este sentido del sismo provocará el agrietamiento en la parte central del muro flectado, iniciando la grieta en la zona superior y extendiéndose verticalmente hacia la zona inferior.

En la Figura 4.44, se observan las primeras deformaciones plásticas del segundo patrón de agrietamiento, producto del efecto de flexión orientado hacia la parte interior de la edificación. Cabe resaltar que los desplazamientos fueron escalados convenientemente para poder apreciar tales efectos.

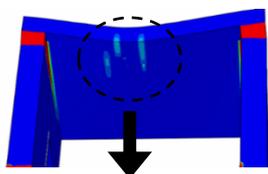


Figura 4.44: Deformaciones plásticas. Inicio del segundo patrón de agrietamiento. y Esquema en planta de la formación de grietas. Modelo M1

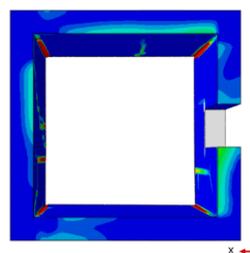


Figura 4.45: Deformaciones plásticas en la base. Tercer patrón de agrietamiento. Modelo M1

- **Tercer patrón de agrietamiento:**

El tercer patrón de agrietamiento se presenta en la base de la edificación (Ver Figura 4.45). El agrietamiento es provocado de igual forma por los efectos de flexión que se generan en los muros fuera de su plano. Estas grietas se desarrollan aún más luego de originarse la separación definitiva entre los muros, originando que cada muro termine trabajando de manera independiente. Además, también se observaron nuevas grietas verticales de esquina completando un total de ocho grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación (dos grietas por cada esquina).

En la Figura 4.46 se muestra el estado último de la edificación evaluada:

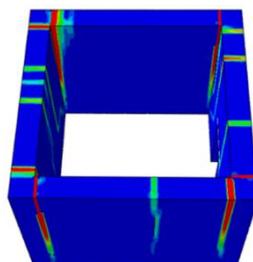


Figura 4.46 a.- Deformaciones plásticas en el estado último de la edificación. Modelo M1

La separación definitiva entre los muros longitudinales y transversales es posible que se halla alcanzando para este estado. En esta etapa se observa un mayor desarrollo de las deformaciones plásticas horizontales cercanas a la base, lo que podría indicar una próxima falla del muro por volcamiento.

También se observaron grietas en las esquinas del vano de la edificación, producto de las concentraciones de esfuerzo que se originan en estas regiones por la falta de continuidad.

4.4.3 Modelo M2 (L = 12m)

Resultados generales del modelo M2

En la Figura 4.3 se muestra el registro sísmico de Lima y Callao del año 1966 (escalado) que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.47 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima y Callao de 1966 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 9.24 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

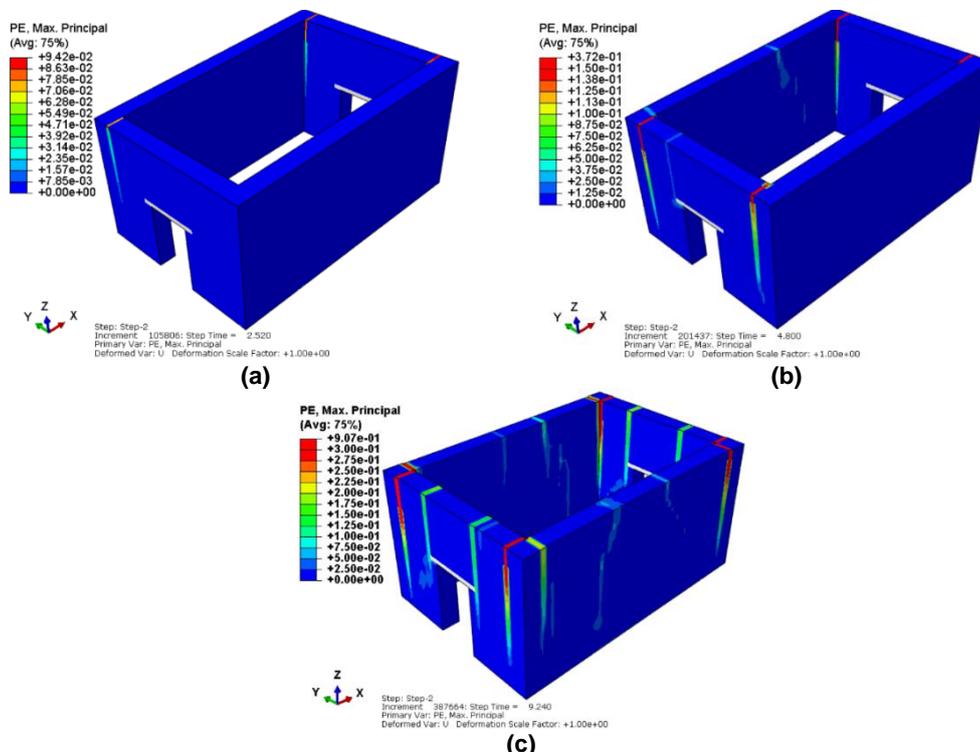


Figura 4.47: Deformaciones plásticas en el modelo M2 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado como indica la NTE-E030 a.- Instante de tiempo 2.52 s. b.- Instante de tiempo 4.80 s. c.- Instante de tiempo 9.24 s.

En la Figura 4.4 se muestra el registro sísmico de Huaraz de 1970 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.48 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Huaraz 1970 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 5.92 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

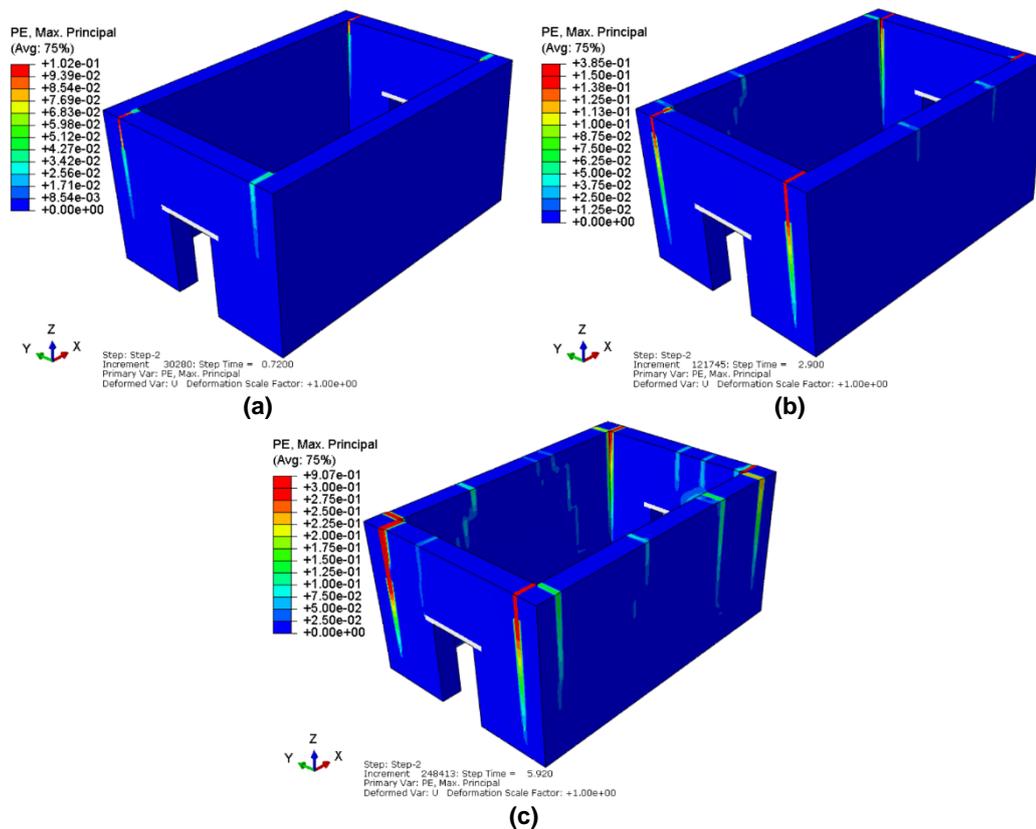


Figura 4.48: Deformaciones plásticas en el modelo M2 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 0.72 s. b.- Instante de tiempo 2.90 s. c.- Instante de tiempo 5.92 s.

En la Figura 4.5 se muestra el registro sísmico de Lima de 1974 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.49 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima de 1974 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que

ocurre en el instante de tiempo de 11.60 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

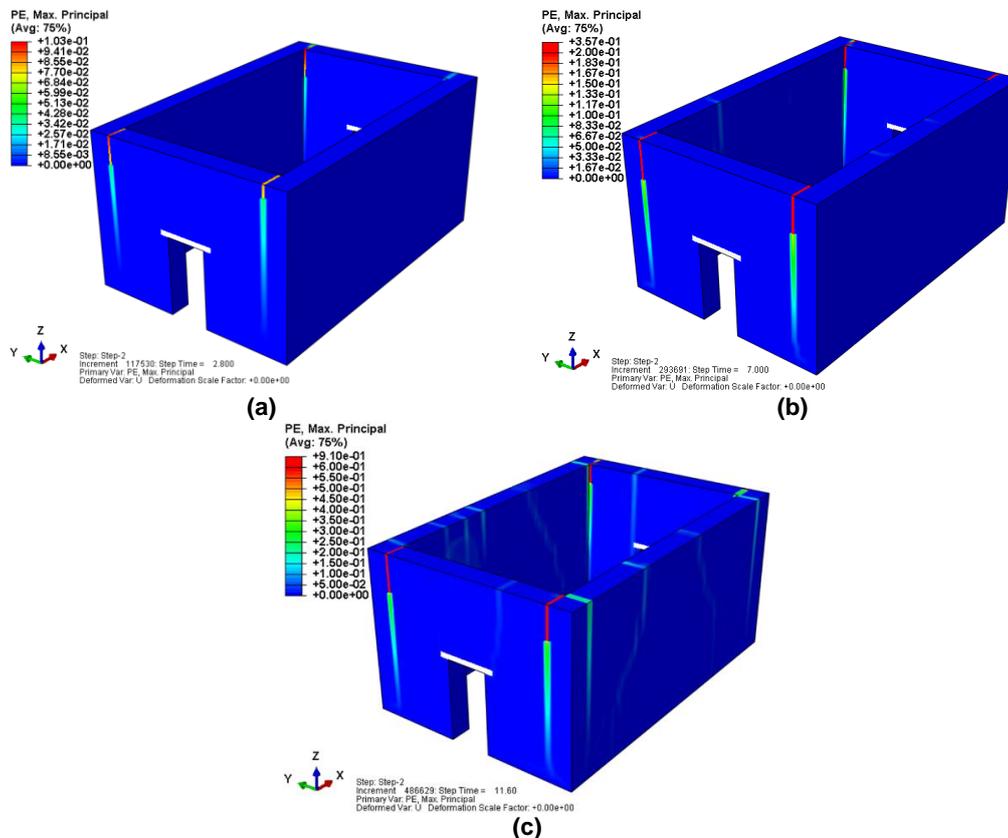


Figura 4.49: Deformaciones plásticas en el modelo M2 obtenidas para el sismo de Lima de 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 2.80 s. b.- Instante de tiempo 7.0 s. c.- Instante de tiempo 11.60 s.

Se presenta una breve descripción de los tres patrones de agrietamiento encontrados:

- Inician grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación (se forma una grieta por cada esquina).
- Se observa la formación de grietas inicialmente verticales en los muros longitudinales, aproximadamente en los tercios de su longitud, luego estas se extienden diagonalmente hacia la parte inferior. También se presentan otras cuatro nuevas grietas verticales en las esquinas (completando ocho grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación). También se observan grietas que nacen de las esquinas de los vanos y se extienden hasta la parte superior.
- Aparecen grietas horizontales en la base de la edificación.

En la Figura 4.50 se muestra la variación de la primera frecuencia predominante de la estructura en cada segundo de tiempo y para los tres sismos considerados. Además, mediante una línea horizontal se grafica la primera frecuencia predominante de la estructura obtenida del análisis modal.

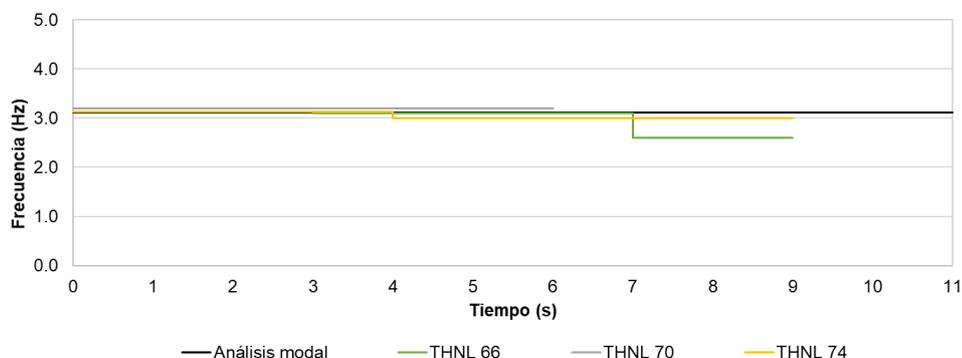


Figura 4.50: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M1

En la Figura 4.51, Figura 4.52 y Figura 4.53 se muestran los siguientes resultados obtenidos para cada simulación realizada:

- Aceleración medida en la base de la edificación.
- Variación de las frecuencias dominantes del sismo, y variación de las frecuencias predominantes de la estructura, ambos obtenidos para cada segundo de tiempo.
- Desplazamientos relativos en dos nudos ubicados en la parte superior de la edificación (respecto a su base): Un nudo en la esquina de la edificación y el otro nudo en la parte central del muro.

Además, se resaltan con líneas verticales de colores, el tiempo para el cual inician los tres patrones de agrietamiento descritos:

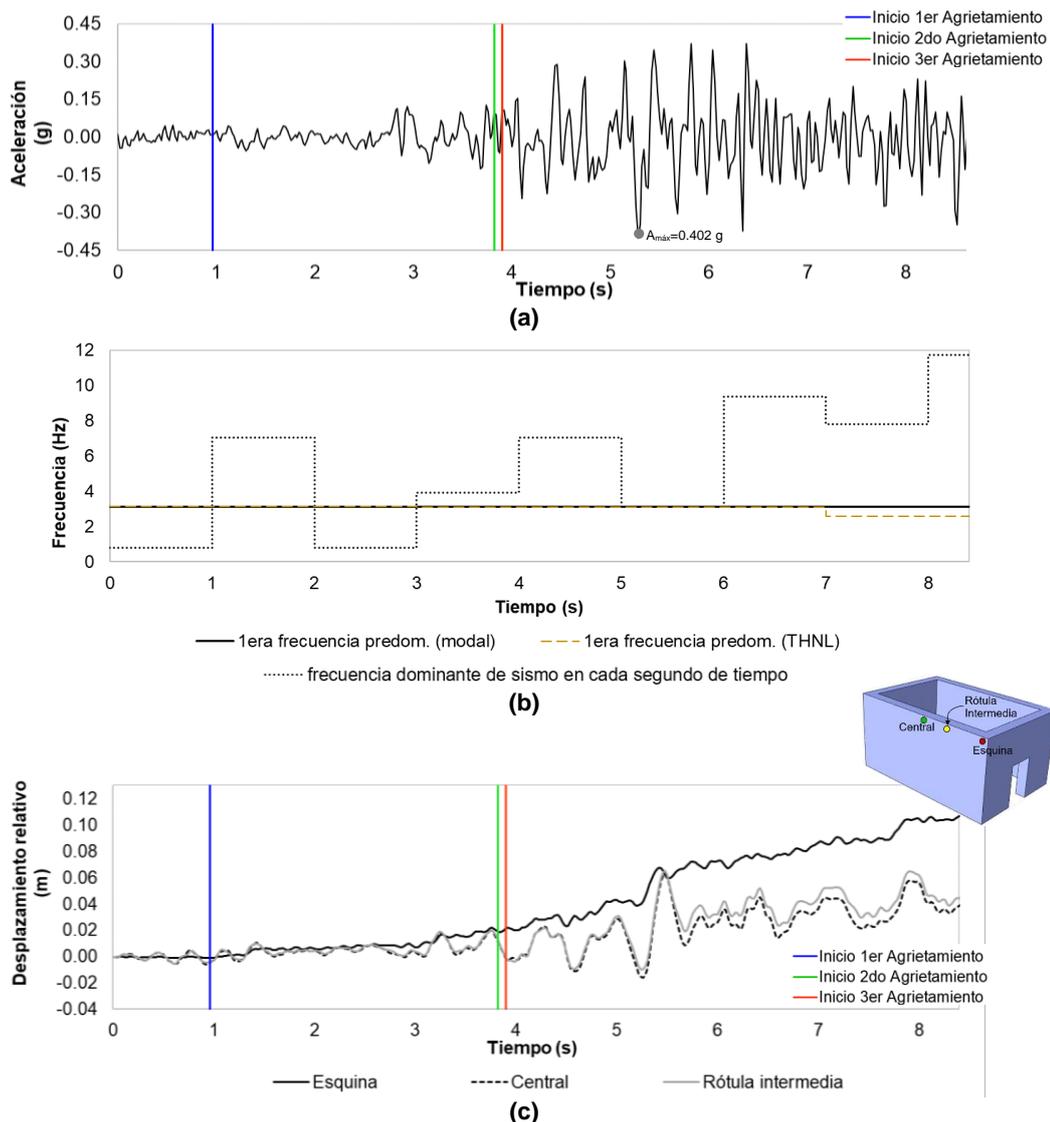


Figura 4.51: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M2

En la Figura 4.51 se observa que los máximos desplazamientos en la parte central del muro se obtienen entre el segundo cinco y seis, en el tiempo en el que se presentan las máximas aceleraciones en la base y además, las frecuencias dominantes del sismo están más próximas a la frecuencia predominante de la estructura provocando que las respuestas se amplifiquen (Cabe mencionar que el modo predominante era aquel que deformaba más la parte central superior del muro longitudinal).

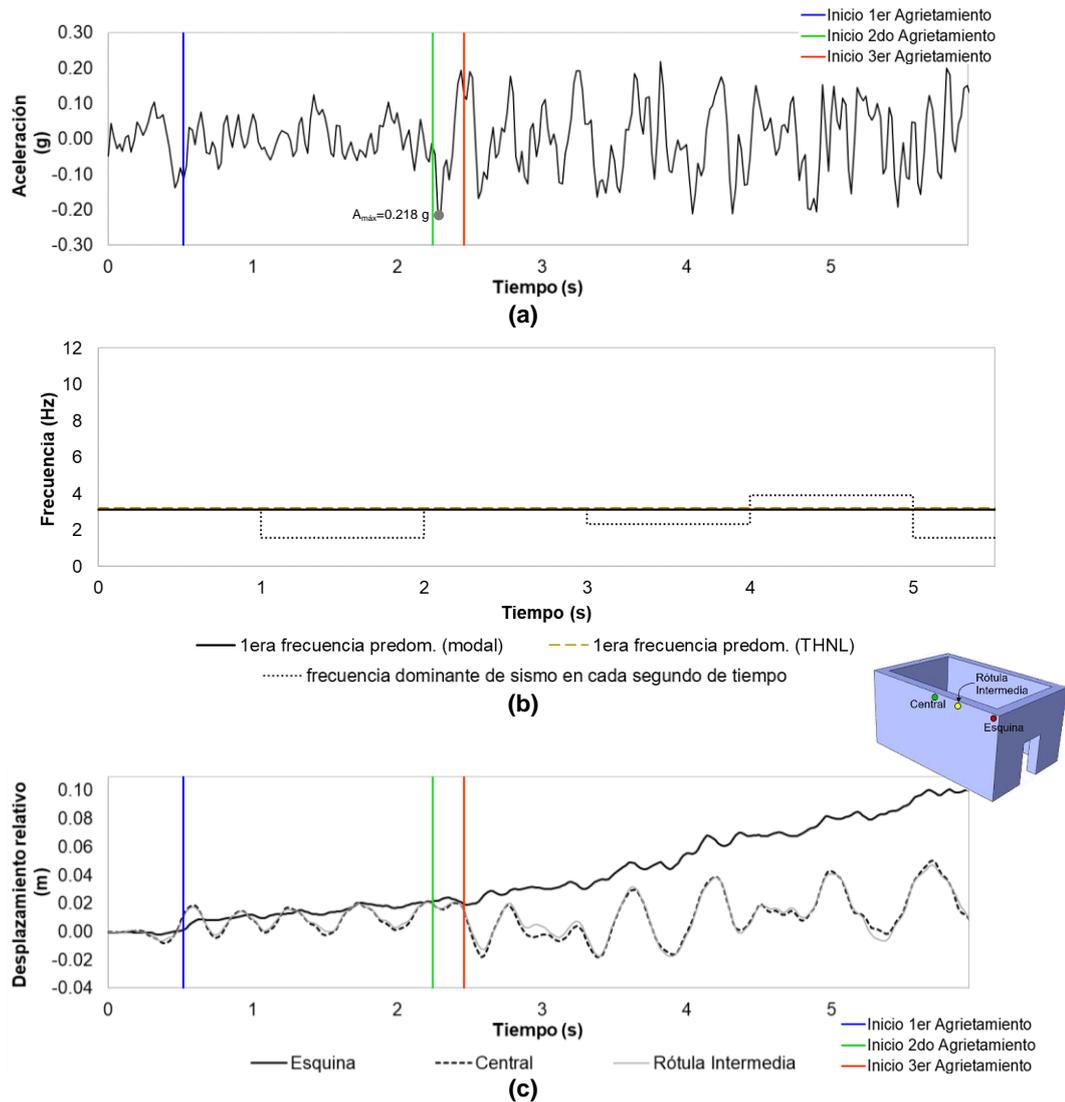


Figura 4.52: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Huaraz de 1970. Modelo M2

Se observa que, desde un inicio de la simulación, los desplazamientos en la parte central superior del muro longitudinal, oscilan con una amplitud casi constante y magnitud considerable, esto debido a que las frecuencias dominantes del sismo están muy próximas a la frecuencia predominante de la estructura. Ver Figura 4.52(b).

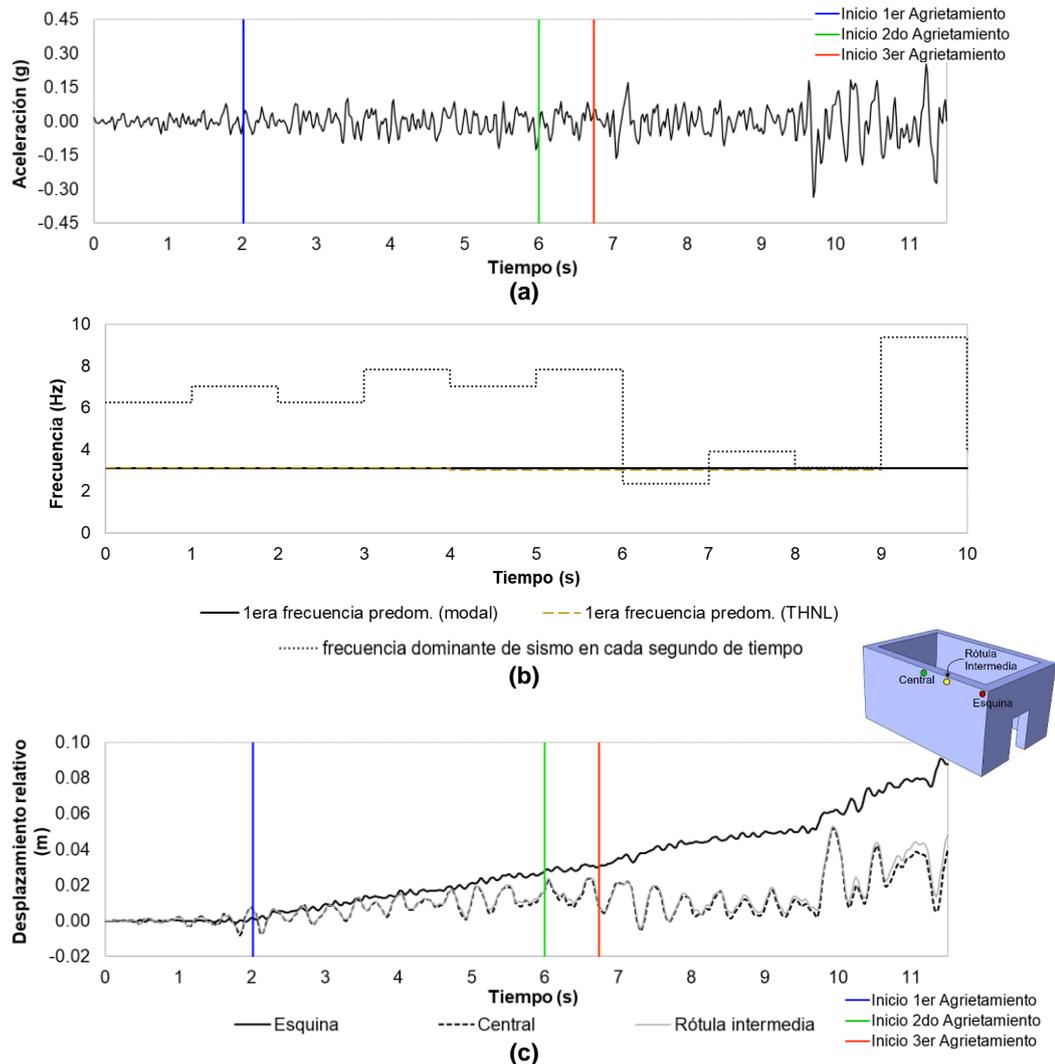


Figura 4.53: Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima de 1974. Modelo M2

En general, hasta los primeros tres segundos, los mayores desplazamientos se presentan en la zona central del muro longitudinal. Luego, al incrementar las deformaciones plásticas, se consiguen deformaciones remanentes en las esquinas que se van incrementando con el tiempo, superando así, los desplazamientos de la parte central del muro de la edificación. Se concluye que la falla de la edificación se encuentra limitada por los grandes desplazamientos que se obtienen en las esquinas. Cabe indicar también, que el segundo y el tercer patrón ocurren casi simultáneamente.

Realizando los mismos pasos descritos en la sección anterior en el modelo M1, se obtuvieron las curvas “coeficiente sísmico (V/P_S) vs distorsión de entrepiso”, tomando como punto de control el nudo ubicado en la parte central superior del

muro transversal de la edificación. En la Figura 4.54 se muestran tales gráficas para los tres sismos considerados.

Además, se identifican mediante líneas verticales las distorsiones en el muro transversal para las cuales se presentan los tres patrones de agrietamiento descritos:

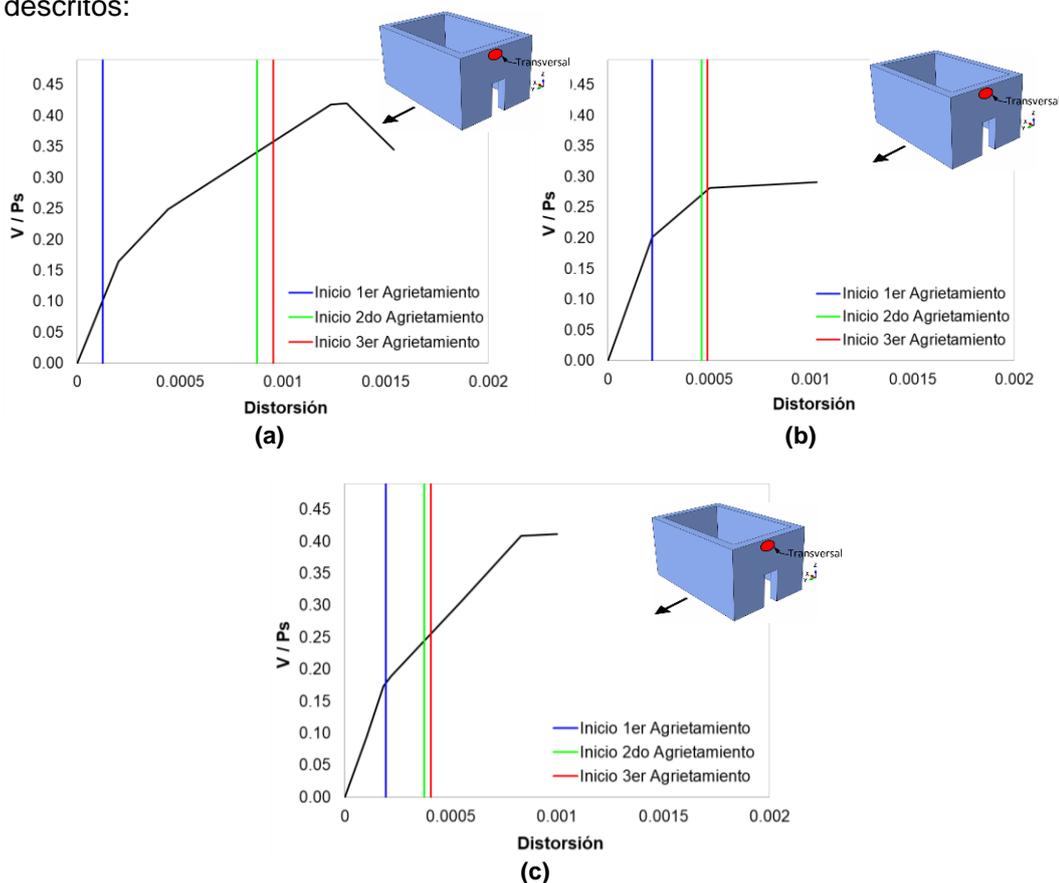


Figura 4.54: Curva V/P_s (g) vs Distorsión de entresolio medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M2.

A continuación, se presenta la capacidad sísmica global de la edificación en términos del coeficiente sísmico (V/P_s):

En la Figura 4.55 se muestran para que valores de coeficiente sísmico se dan inicio a los patrones de agrietamiento descritos. El primer patrón de agrietamiento se presenta para valores que están entre 0.07 y 0.11. El segundo patrón de agrietamiento se consigue para valores que van desde 0.14 a 0.17. El tercer patrón de agrietamiento se obtiene para valores que están entre 0.14 y 0.19. Cabe indicar que el valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio del tercer patrón de agrietamiento, es aproximadamente el 85% de su valor máximo que llega a tomar en lo que resta de la simulación.

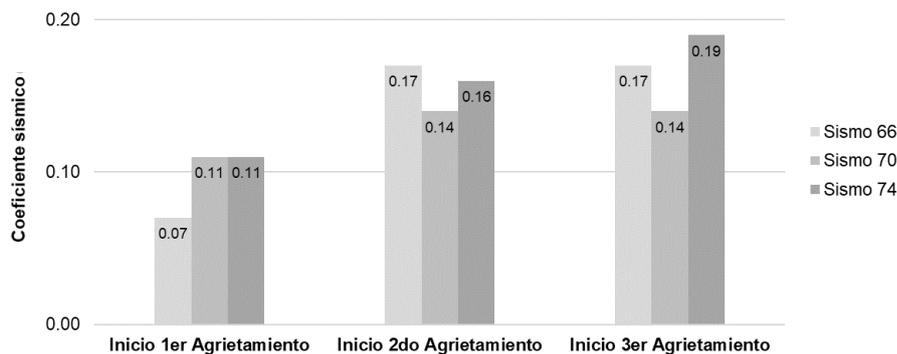


Figura 4.55: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M2

Comparando el valor de coeficiente sísmico máximo obtenido del modelo M2 con el obtenido en el modelo M1, se presenta una reducción del 26%.

Nuevamente se ha observado, que las frecuencias dominantes del sismo de 1970, mostradas en la Figura 4.52(b), se mantienen en todo momento muy próximas a la primera frecuencia predominante de la estructura, generando amplificaciones en la respuesta y por ende mayores daños en la edificación, y por consiguiente, la estructura presentará una menor capacidad sísmica (Ver Figura 4.55).

Descripción de los modos de falla del modelo M2:

En esta sección, se presenta una descripción más detallada de los patrones de agrietamiento encontrados en los modelos numéricos:

- Primer patrón de agrietamiento:

Las primeras grietas aparecen en las esquinas de la edificación, exactamente en los extremos de los muros transversales (muro más corto), producto de la flexotracción que se generan en estas regiones al aplicar el sismo en la dirección perpendicular al muro longitudinal, como se observa en la Figura 4.56. El sismo aplicado en la dirección perpendicular al muro transversal provoca también deformaciones plásticas en estas regiones como se observa en la Figura 4.57.

Asimismo, al producir el sismo efectos en ambos sentidos, las zonas que en un instante estaban a compresión, pasan a tomar tracción, esto provoca que la grieta pueda desarrollarse en toda la sección del muro. Se escalonaron los desplazamientos por un factor conveniente que permita apreciar la deformación por flexión que da origen al agrietamiento en los muros:

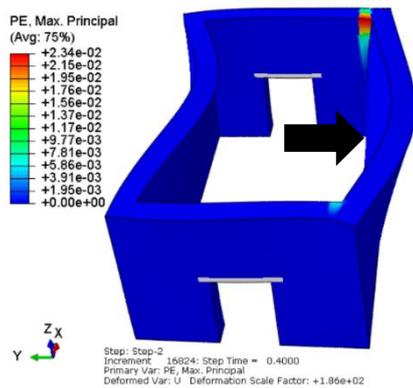


Figura 4.56: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M2. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección Y

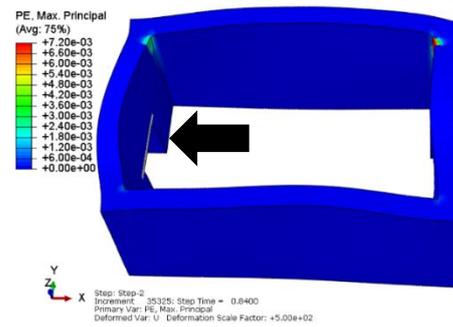


Figura 4.57: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M2. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección X

- **Segundo patrón de agrietamiento:**

Luego de que las grietas de esquina presenten un mayor crecimiento, se genera una condición de borde distinta en el muro, dando origen al segundo patrón de agrietamiento. Cabe destacar que este agrietamiento se observó en las tres simulaciones numéricas realizadas.

El segundo patrón de agrietamiento se presenta en dos diferentes zonas. La primera zona se ubica en las esquinas de la edificación, formando una grieta vertical adicional a las existentes por cada esquina (En total se forman ocho grietas en las cuatro esquinas de la edificación). La segunda zona está ubicada en el muro longitudinal próximo a las esquinas, aproximadamente a cuatro metros del muro transversal. Estas grietas se van propagando vertical o diagonalmente hacia la esquina inferior del muro.

- **Tercer patrón de agrietamiento:**

El tercer patrón de agrietamiento se presenta en la base de la edificación. El agrietamiento es provocado de igual forma por los efectos de flexión que se generan en los muros fuera de su plano. Estas grietas se desarrollan aún más luego de originarse la separación definitiva entre los muros, por lo que cada uno termina trabajando de manera independiente.

Al final de la simulación, las grietas verticales de esquina terminan siendo las más desarrolladas, provocando así, el estado último considerado de la edificación. En la Figura 4.58 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el estado último de la simulación del modelo M2.

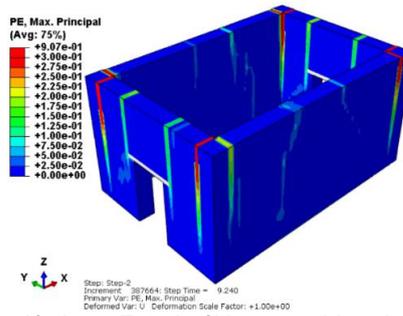


Figura 4.58: Deformaciones plásticas. Estado último considerado de la edificación. Modelo M2

4.4.4 Modelo M3 (L = 24 m)

Resultados generales del modelo M3

En la Figura 4.3 se muestra el registro sísmico de Lima y Callao del año 1966 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.59 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima y Callao de 1966 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 8.24 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

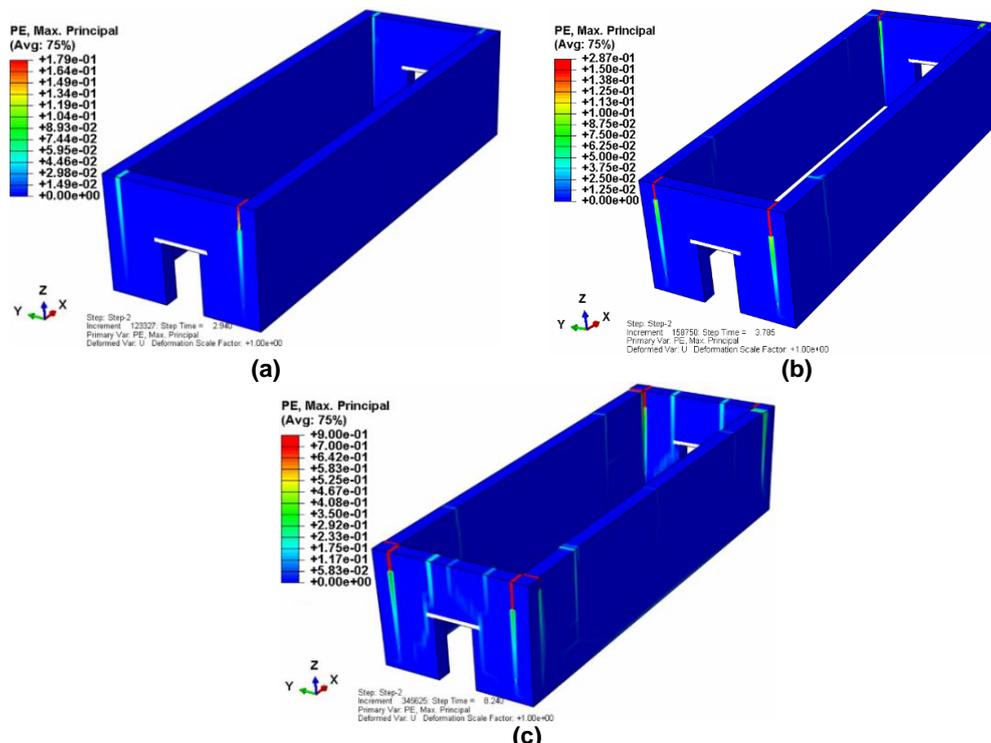


Figura 4.59: Deformaciones plásticas en el modelo M3 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado como indica la NTE-E030 a.- Instante de tiempo 2.94 s. b.- Instante de tiempo 3.78 s. c.- Instante de tiempo 8.24 s.

En la Figura 4.4 se muestra el registro sísmico de Huaraz de 1970 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.60 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Huaraz 1970 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 5.66 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

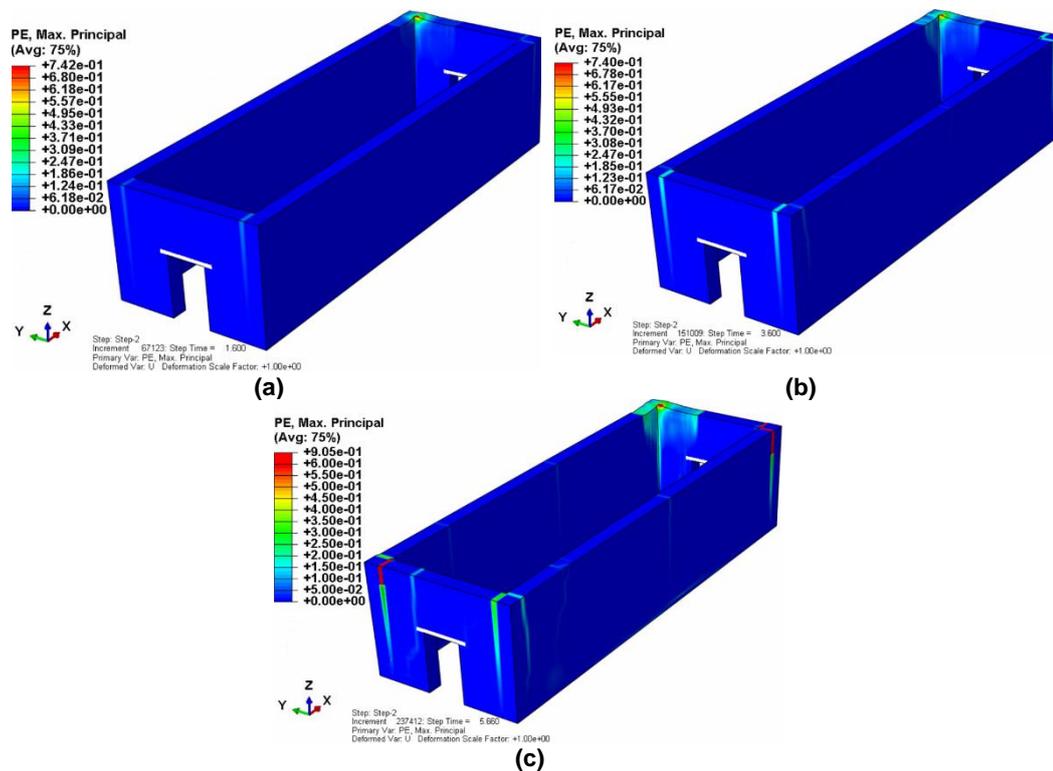


Figura 4.60: Deformaciones plásticas en el modelo M3 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 1.60 s. b.- Instante de tiempo 3.60 s. c.- Instante de tiempo 5.66 s.

En la Figura 4.5 se muestra el registro sísmico de Lima de 1974 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.61 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima de 1974 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 12.16 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

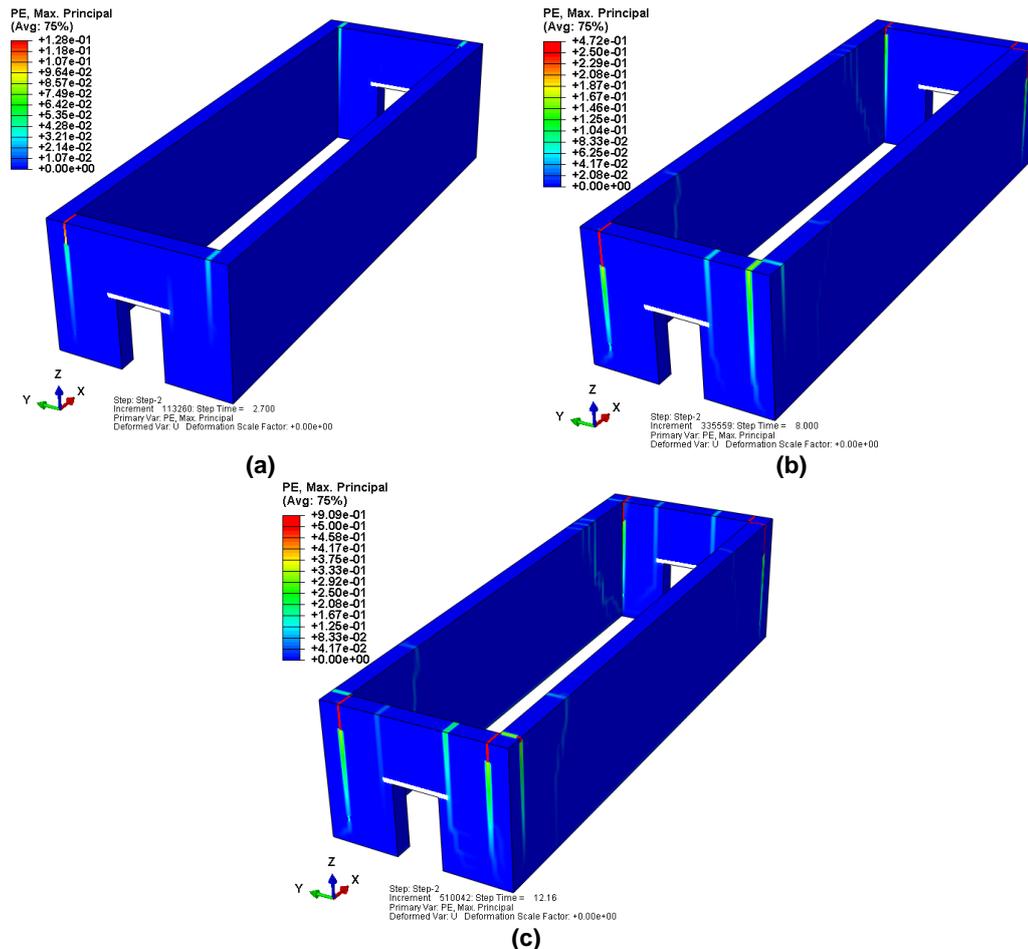


Figura 4.61: Deformaciones plásticas en el modelo M3 obtenidas para el sismo de Lima de 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 2.70 s. b.- Instante de tiempo 8.0 s. c.- Instante de tiempo 12.16 s.

Se presenta una breve descripción de los tres patrones de agrietamiento encontrados:

- Inician grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación (se forma una grieta por cada esquina).
- Aparecen grietas horizontales en la base de los muros longitudinales de la edificación.
- Se observa la formación de grietas verticales en los muros longitudinales próximas a las esquinas (aproximadamente a una distancia igual a la altura del muro). Se formaron cuatro nuevas grietas verticales de esquina (completando ocho grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación). Además, grietas finales que nacen de las esquinas de los vanos y se extienden casi verticalmente hacia la parte superior. En algunos casos también se observaron grietas verticales en la parte central del muro longitudinal.

En la Figura 4.62 se muestra la variación de la primera frecuencia predominante de la estructura en cada segundo de tiempo y para los tres sismos considerados. Además, mediante una línea horizontal se grafica la primera frecuencia predominante de la estructura obtenida del análisis modal.

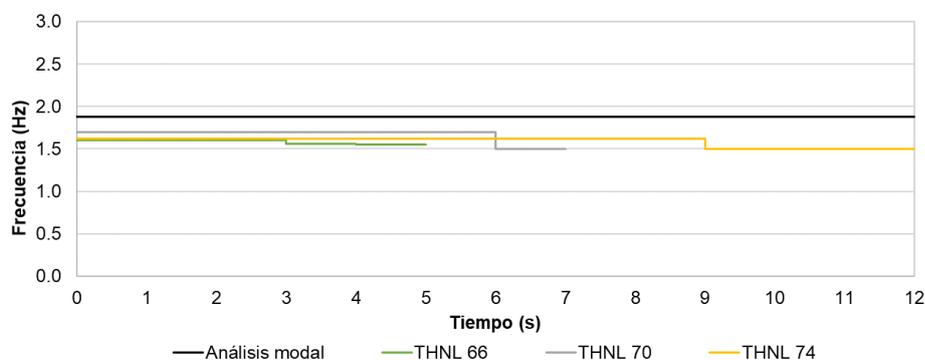


Figura 4.62: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M3

En la Figura 4.63, Figura 4.64 y Figura 4.65 se muestran los siguientes resultados obtenidos para cada simulación realizada:

- Aceleración medida en la base de la edificación.
- Variación de las frecuencias dominantes del sismo, y variación de las frecuencias predominantes de la estructura, ambos obtenidos para cada segundo de tiempo. Además, se grafican mediante líneas horizontales, las dos primeras frecuencias predominantes de la estructura obtenidas del análisis modal.
- Desplazamientos relativos en dos nudos ubicados en la parte superior de la edificación (respecto a su base): Un nudo en la esquina de la edificación y el otro nudo en la parte central del muro.

Adicionalmente, se resaltan con líneas verticales de colores, el tiempo para el cual inician los tres patrones de agrietamiento descritos:

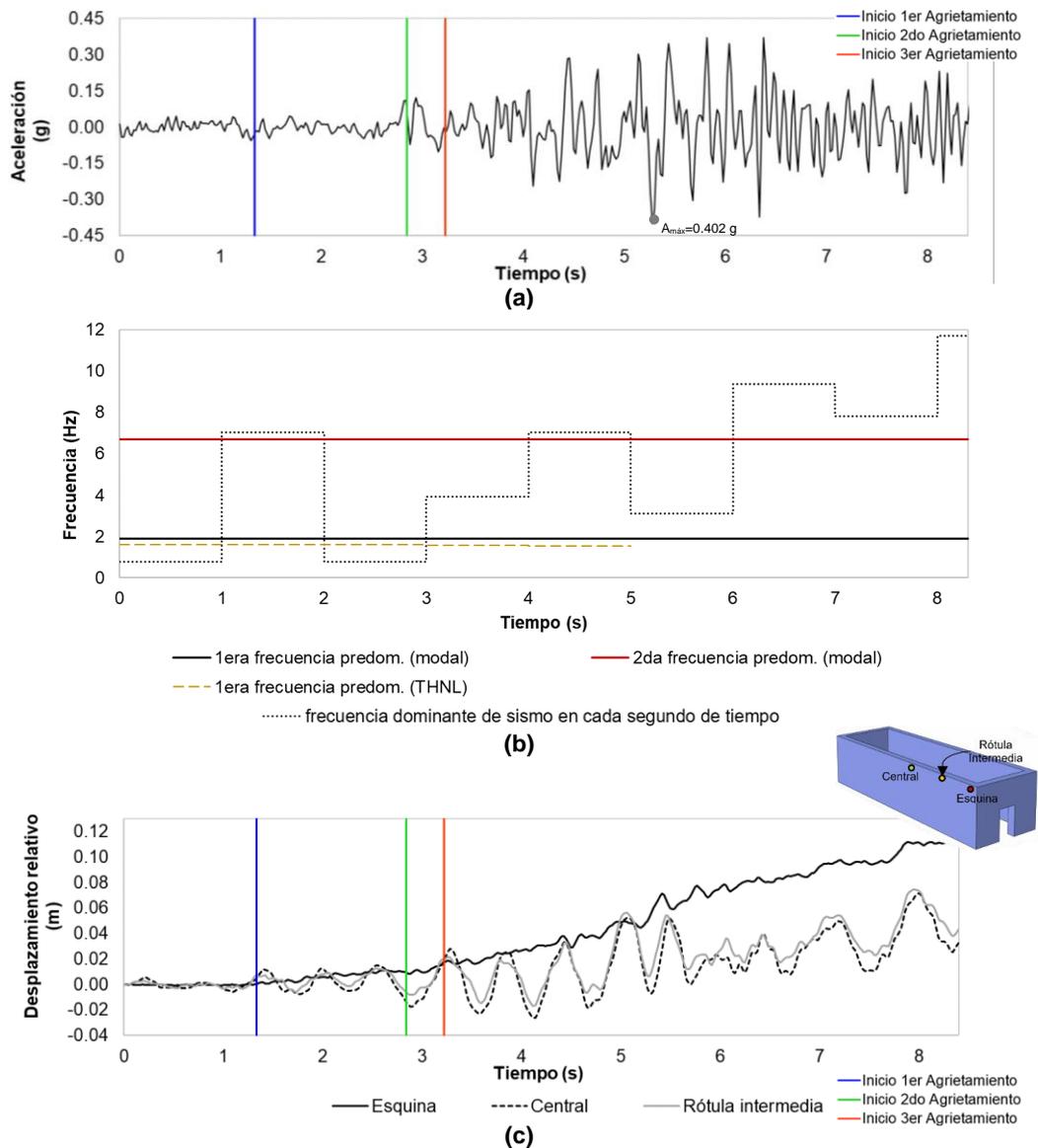


Figura 4.63: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M3

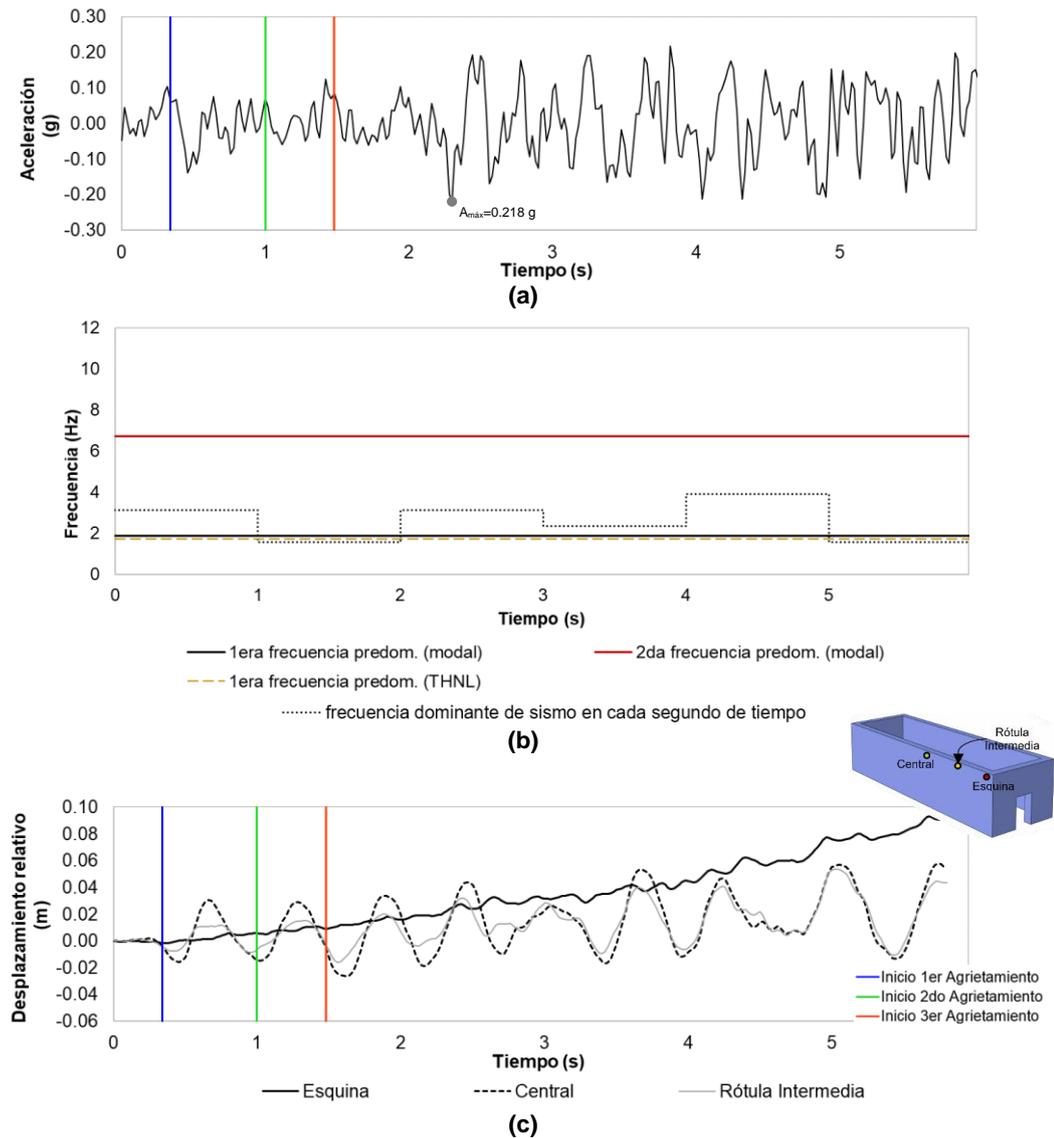
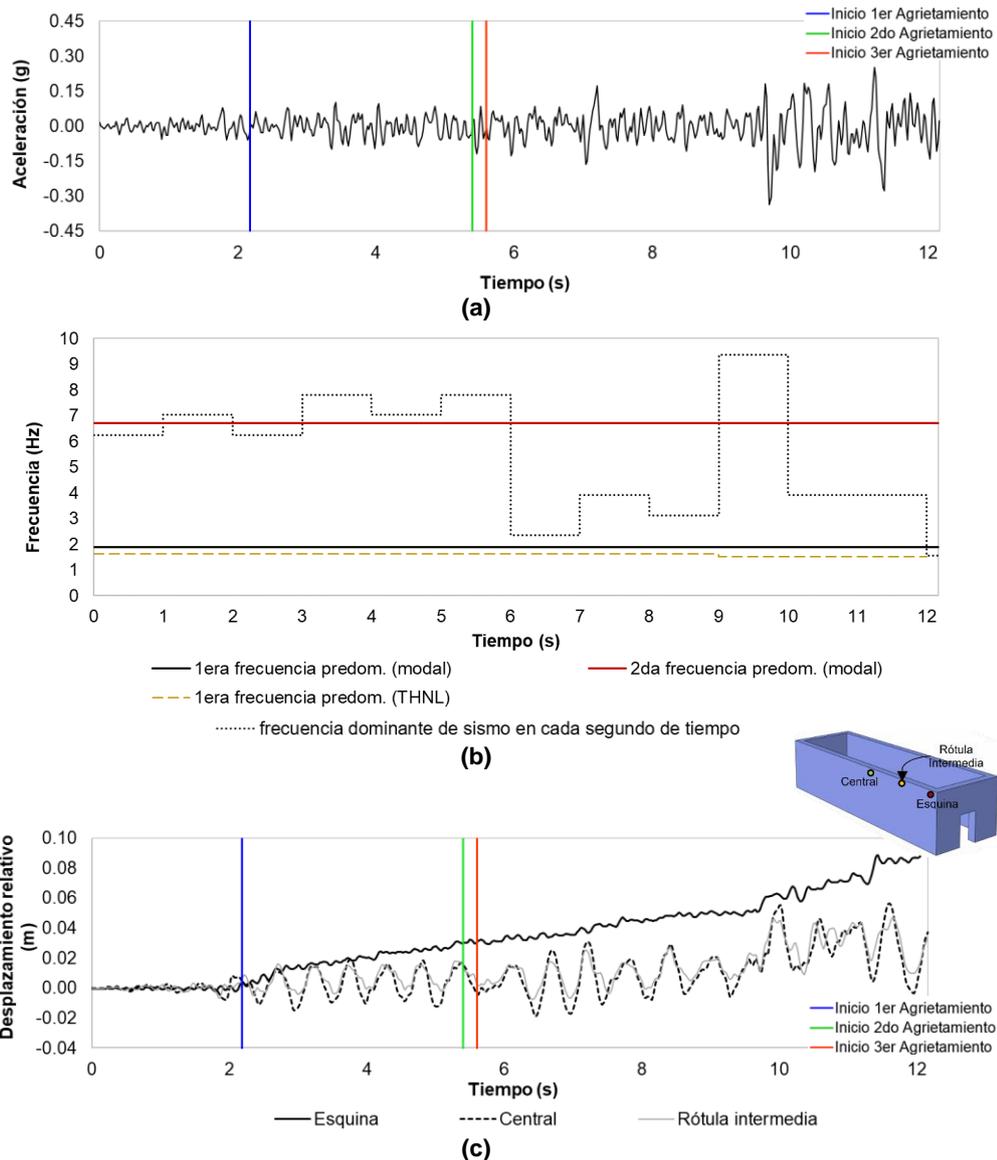


Figura 4.64: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Huaraz de 1970. Modelo M3



En general, hasta los primeros cuatro segundos, los mayores desplazamientos se presentan en la zona central del muro longitudinal. Luego, al incrementar las deformaciones plásticas, se consiguen deformaciones remanentes en las esquinas que se van incrementando con el tiempo, superando así, los desplazamientos de la parte central del muro de la edificación. Se concluye que la falla de la edificación se encuentra limitada por los grandes desplazamientos que se obtienen en las esquinas.

Realizando los mismos pasos descritos en la sección anterior para el modelo M1, se obtuvieron las curvas “coeficiente sísmico (V/P_S) vs distorsión de entrepiso”, tomando como punto de control el nudo ubicado en la parte central superior del muro transversal de la edificación. En la Figura 4.66 se muestran tales gráficas para los tres sismos considerados.

Además, se identifican mediante líneas verticales las distorsiones en el muro transversal para las cuales se presentan los tres patrones de agrietamiento descritos:

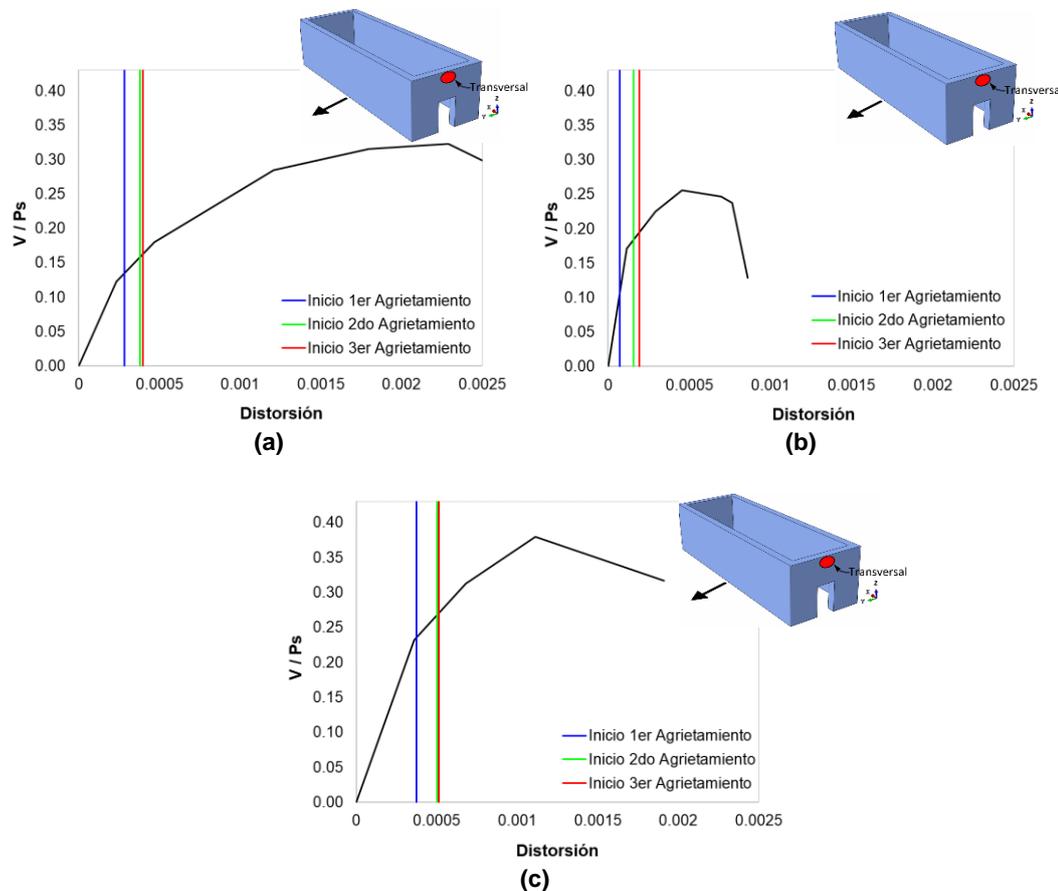


Figura 4.66: Curva V/P_S (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M3.

Nuevamente se observa, que las frecuencias dominantes del sismo de 1970, mostrado en la Figura 4.64(b), oscilan muy próximas a la primera frecuencia predominante de la estructura, generando amplificaciones en la respuesta y por ende mayores daños en la edificación, y por consiguiente, la estructura presentará una menor capacidad sísmica. Ver Figura 4.66(b).

A continuación, se presenta la capacidad sísmica global de la edificación en términos del coeficiente sísmico (V/P_S):

En la Figura 4.67 se muestran para que valores de coeficiente sísmico se dan inicio a los patrones de agrietamiento descritos. El primer patrón de agrietamiento se presenta para valores que están entre 0.05 y 0.06. El segundo patrón de agrietamiento se consigue para valores que van desde 0.09 y 0.14. El tercer patrón de agrietamiento se obtiene para valores que están entre 0.11 a 0.16. Cabe indicar que el valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio del tercer patrón de agrietamiento, es aproximadamente el 85% de su valor máximo que llega a tomar en lo que resta de la simulación.

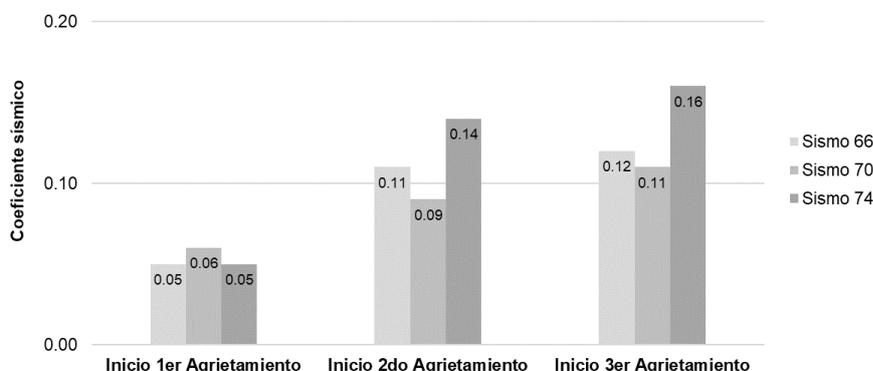


Figura 4.67: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M3

Comparando el valor de coeficiente sísmico máximo obtenido del modelo M3 con el obtenido en el modelo M1, se presenta una reducción del 28%.

Descripción de los modos de falla del modelo M3:

En esta sección, se presenta una descripción más detallada de los patrones de agrietamiento encontrados en los modelos numéricos:

- Primer patrón de agrietamiento:

Las primeras grietas aparecen en las esquinas de la edificación, exactamente en los extremos de los muros transversales (muro más corto), producto de la flexotracción que se generan en estas regiones al aplicar el sismo en la dirección perpendicular al muro longitudinal, como se observa en la Figura 4.68. El sismo aplicado en la dirección perpendicular al muro transversal provoca también deformaciones plásticas en estas regiones como se observa en la Figura 4.69.

Asimismo, al producir el sismo efectos en ambos sentidos, las zonas que en un instante estaban a compresión, pasan a tomar tracción, esto provoca que la grieta pueda desarrollarse en toda la sección del muro. Se escalaron los desplazamientos por un factor conveniente que permita apreciar la deformación por flexión que da origen al agrietamiento en los muros:

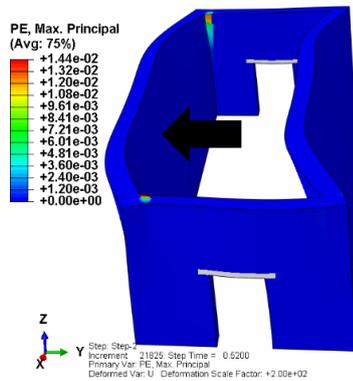


Figura 4.68: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M3. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección Y

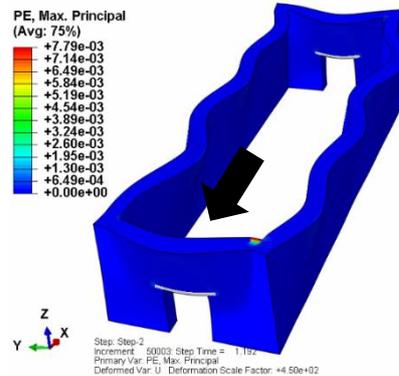


Figura 4.69: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M3. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección X

- **Segundo patrón de agrietamiento:**

El segundo patrón de agrietamiento se presenta en la base de los muros longitudinales de la edificación. El agrietamiento es provocado de igual forma por los efectos de flexión que se generan en los muros fuera del plano.

- **Tercer patrón de agrietamiento:**

Luego de que las grietas de esquina presenten un mayor crecimiento, se genera una condición de borde distinta en el muro, dando origen al tercer patrón de agrietamiento. Cabe destacar que este agrietamiento se observó en las tres simulaciones numéricas realizadas.

El tercer patrón de agrietamiento se presenta en dos diferentes zonas. La primera zona se ubica en las esquinas de la edificación, formando una grieta vertical adicional a las existentes por cada esquina (En total se forman ocho grietas en las cuatro esquinas de la edificación). La segunda zona está ubicada en el muro longitudinal próximo a las esquinas, aproximadamente a cuatro metros del muro transversal. Estas grietas se van propagando vertical o diagonalmente hacia la esquina inferior del muro.

Las grietas verticales de esquina terminan siendo las más desarrolladas provocando el estado último considerado de la edificación. En la Figura 4.70 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el estado último de la simulación del modelo M3.

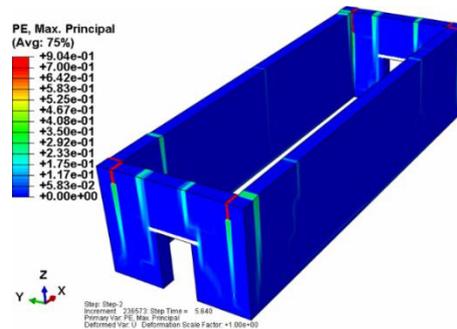


Figura 4.70: Deformaciones plásticas. Estado último considerado de la edificación. Modelo M3

En la Figura 4.71 se puede observar que las esquinas de la edificación terminan obteniendo mayores deformaciones. Es probable que estas zonas sean las primeras en desprenderse de la edificación y volcar.

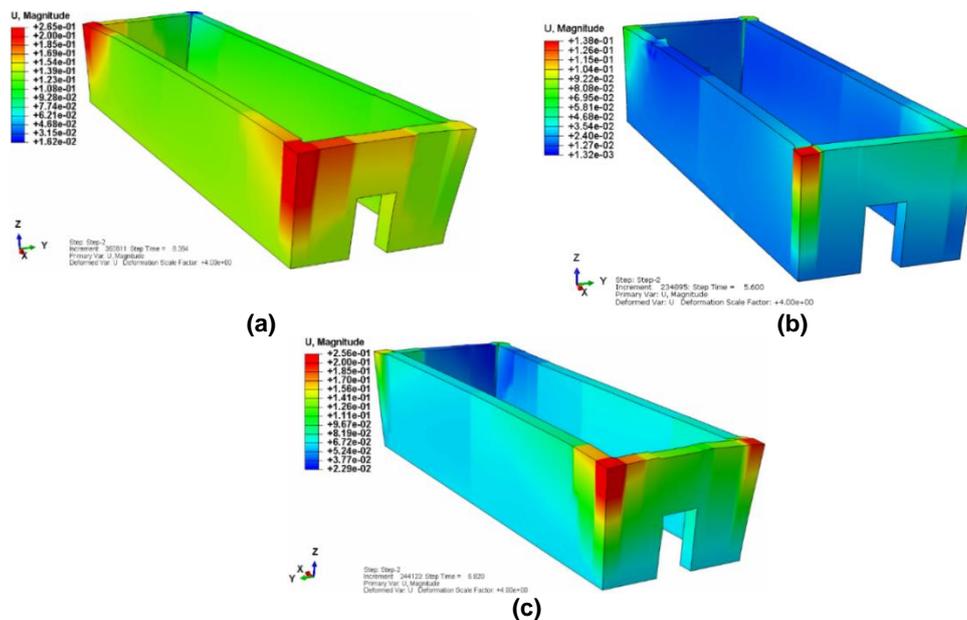


Figura 4.71: Magnitud de desplazamientos en el estado último obtenidas para el (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M3

4.4.5 Modelo M4 (L = 52 m)

Resultados generales del modelo M4

En la Figura 4.3 se muestra el registro sísmico de Lima y Callao del año 1966 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.72 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima y Callao de 1966 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 6.96 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

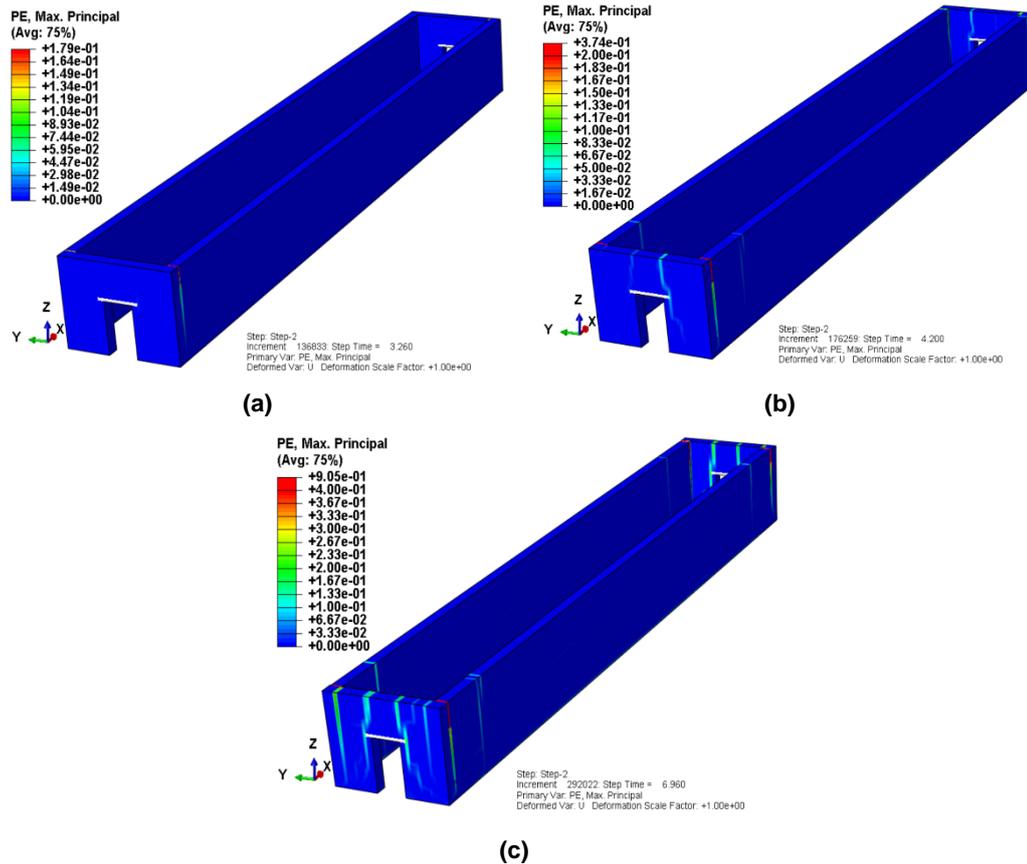


Figura 4.72: Deformaciones plásticas en el modelo M4 obtenidas para el sismo de Lima y Callao de 1966, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.26 s. b.- Instante de tiempo 4.20 s. c.- Instante de tiempo 6.96 s.

En la Figura 4.4 se muestra el registro sísmico de Huaraz de 1970 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.73 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima y Callao de 1966 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación (considerado para una deformación plástica máxima de 0.90) que ocurre en el instante de tiempo de 5.62 segundos, antes de alcanzar la amplitud máxima del registro.

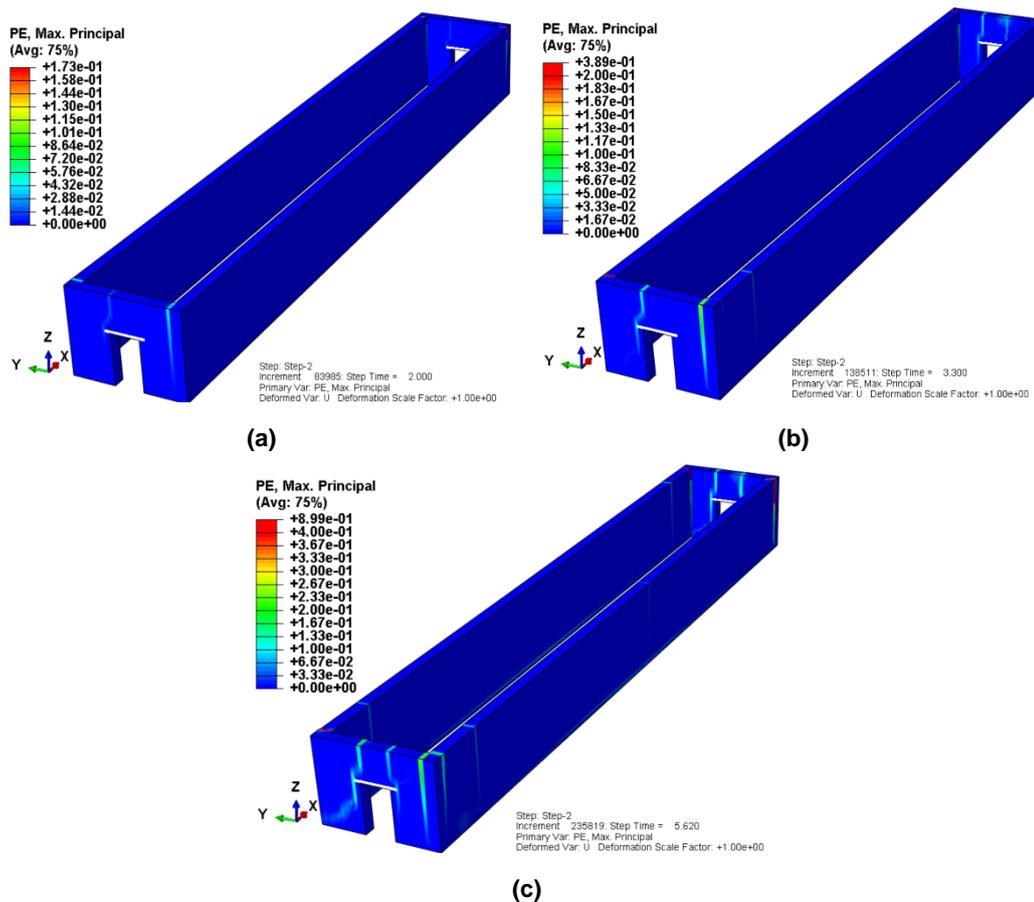


Figura 4.73: Deformaciones plásticas en el modelo M4 obtenidas para el sismo de Huaraz de 1970, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 2.00 s. b.- Instante de tiempo 3.30 s. c.- Instante de tiempo 5.62 s.

En la Figura 4.5 se muestra el registro sísmico de Lima del año 1974 (escalado), que se empleó para el análisis tiempo historia no lineal.

En la Figura 4.74 se muestran las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo numérico para el sismo de Lima y Callao de 1966 en tres diferentes instantes de tiempo mostrados progresivamente. En la última imagen se muestra el estado último de la edificación, la cual ocurre en el instante de tiempo de 10.84 segundos, después de sobrepasar la amplitud máxima del registro.

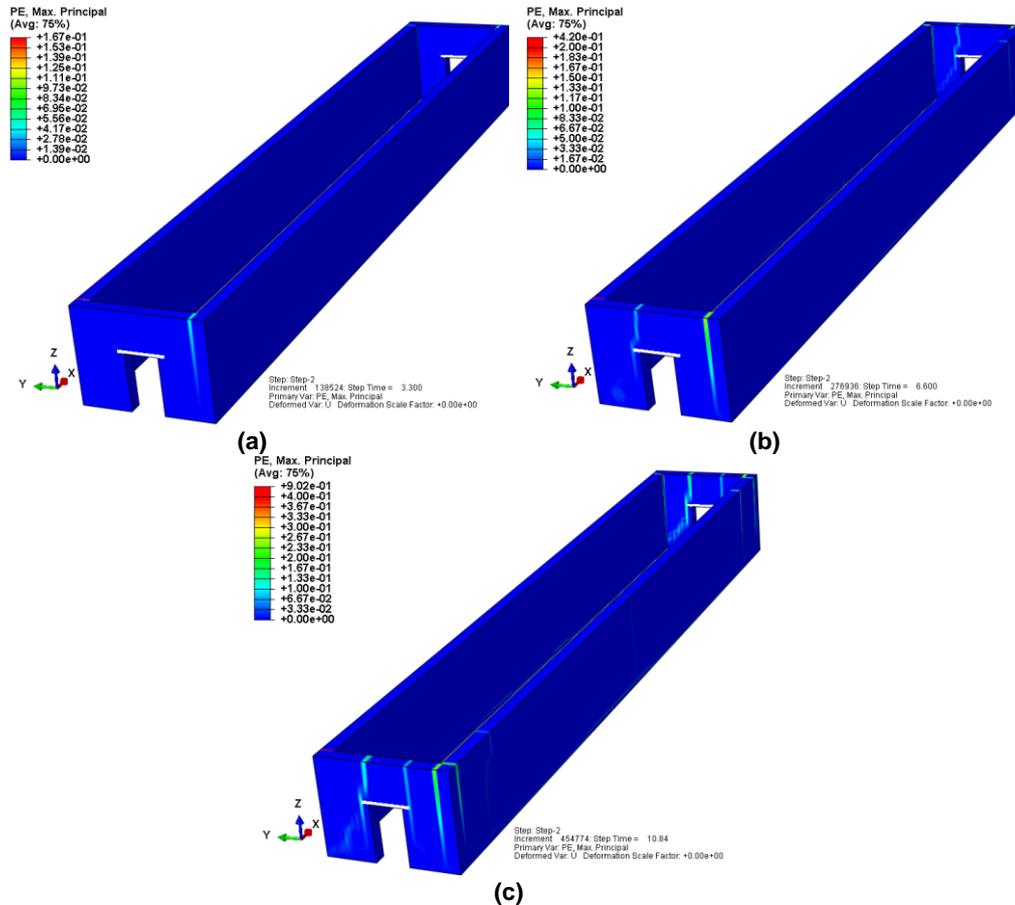


Figura 4.74: Deformaciones plásticas en el modelo M4 obtenidas para el sismo de Lima 1974, escalado como indica la NTE-E030. a.- Instante de tiempo 3.30 s. b.- Instante de tiempo 6.60 s. c.- Instante de tiempo 10.84 s.

Se presenta una breve descripción de los tres patrones de agrietamiento encontrados:

- Inician grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación (se forma una grieta por cada esquina).
- Aparecen grietas horizontales en la base de los muros longitudinales de la edificación. Adicionalmente, se observan grietas que nacen de las esquinas de los vanos y se extienden hasta la parte superior.
- Se observa la formación de grietas verticales en los muros longitudinales próximas a las esquinas (aproximadamente a una distancia igual a la altura del muro), y otras cuatro nuevas grietas verticales en las esquinas (completando ocho grietas verticales en las cuatro esquinas de la edificación).

En la Figura 4.75 se muestra la variación de la primera frecuencia predominante de la estructura en cada segundo de tiempo y para los tres sismos considerados.

Además, mediante una línea horizontal se grafica la primera frecuencia predominante de la estructura obtenida del análisis modal.

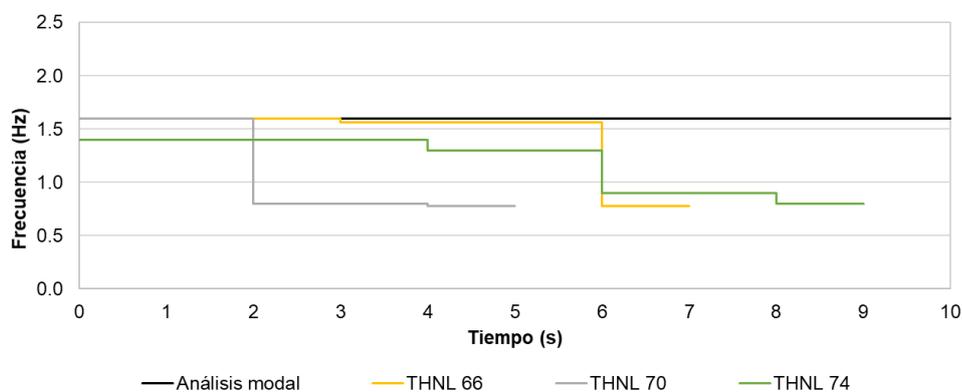


Figura 4.75: Variación de la frecuencia predominante de la estructura en el tiempo. Modelo M4

Tanto en la edificación M3 y principalmente para la edificación M4, se observa que la frecuencia predominante de la estructura disminuye considerablemente durante los sismos. Esto es causado por el agrietamiento temprano que se origina en la base de la edificación, las cuales terminan desarrollándose considerablemente en el muro.

En la Figura 4.76, Figura 4.77 y Figura 4.78 se muestran los siguientes resultados obtenidos para cada simulación realizada:

- Aceleración medida en la base de la edificación.
- Variación de las frecuencias dominantes del sismo, y variación de las frecuencias predominantes de la estructura, ambos obtenidos para cada segundo de tiempo.
- Desplazamientos relativos en dos nudos ubicados en la parte superior de la edificación (respecto a su base): Un nudo en la esquina de la edificación y el otro nudo en la parte central del muro.

Además, se resaltan con líneas verticales de colores, el tiempo para el cual inician los tres patrones de agrietamiento descritos:

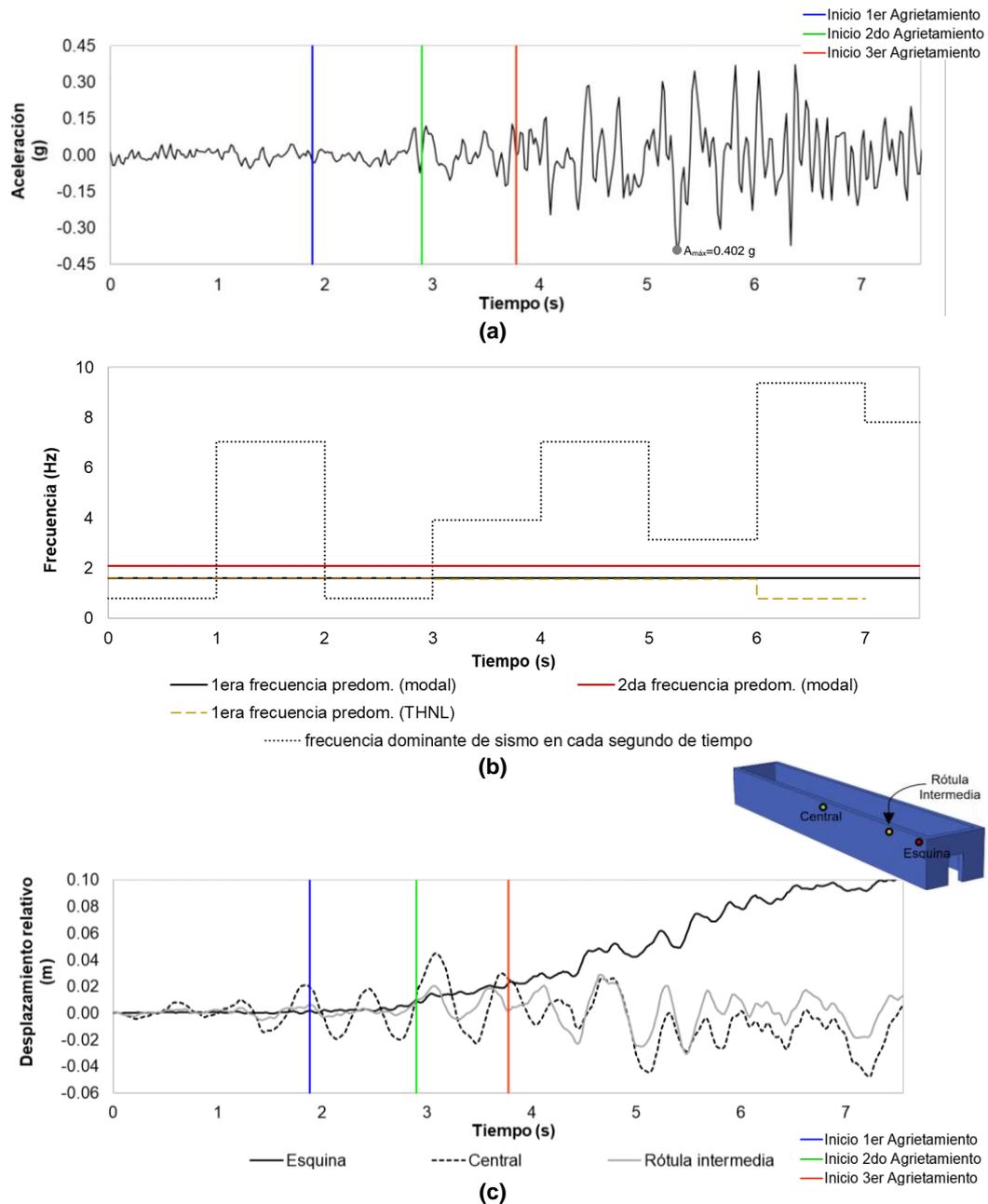
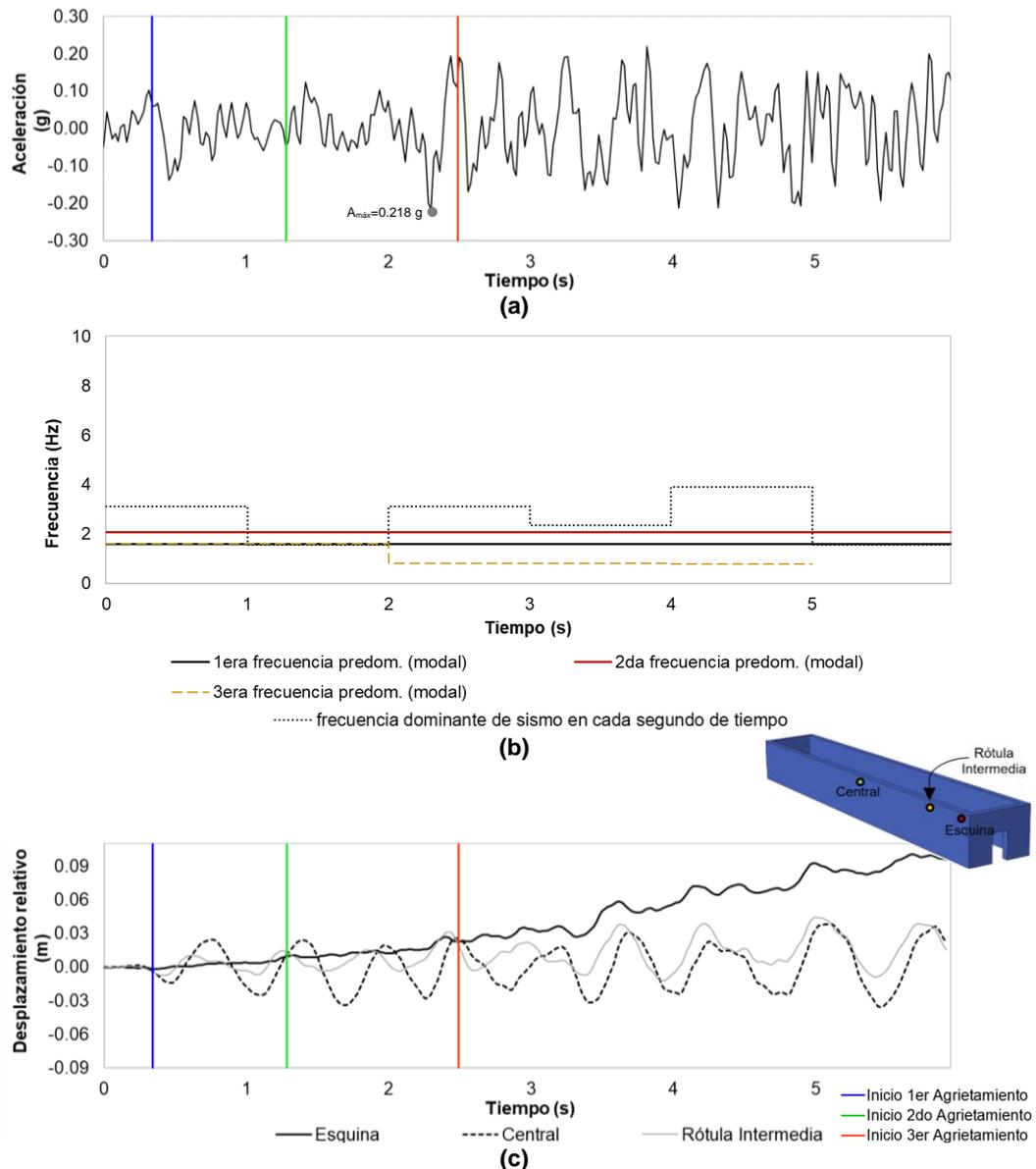


Figura 4.76: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima y Callao de 1966. Modelo M4

Se observa que entre los segundos cinco y seis, el periodo predominante de la estructura se encuentra más próximo a los periodos dominantes del sismo, justamente en el tramo en donde ocurren los máximos desplazamientos de la parte central del muro.



Se observa que entre los segundos uno y dos, y cinco y seis el periodo predominante del sismo está mas próximo al primer periodo predominante de la estructura, justamente en el tramo en donde ocurren los máximos desplazamientos de la parte central del muro.

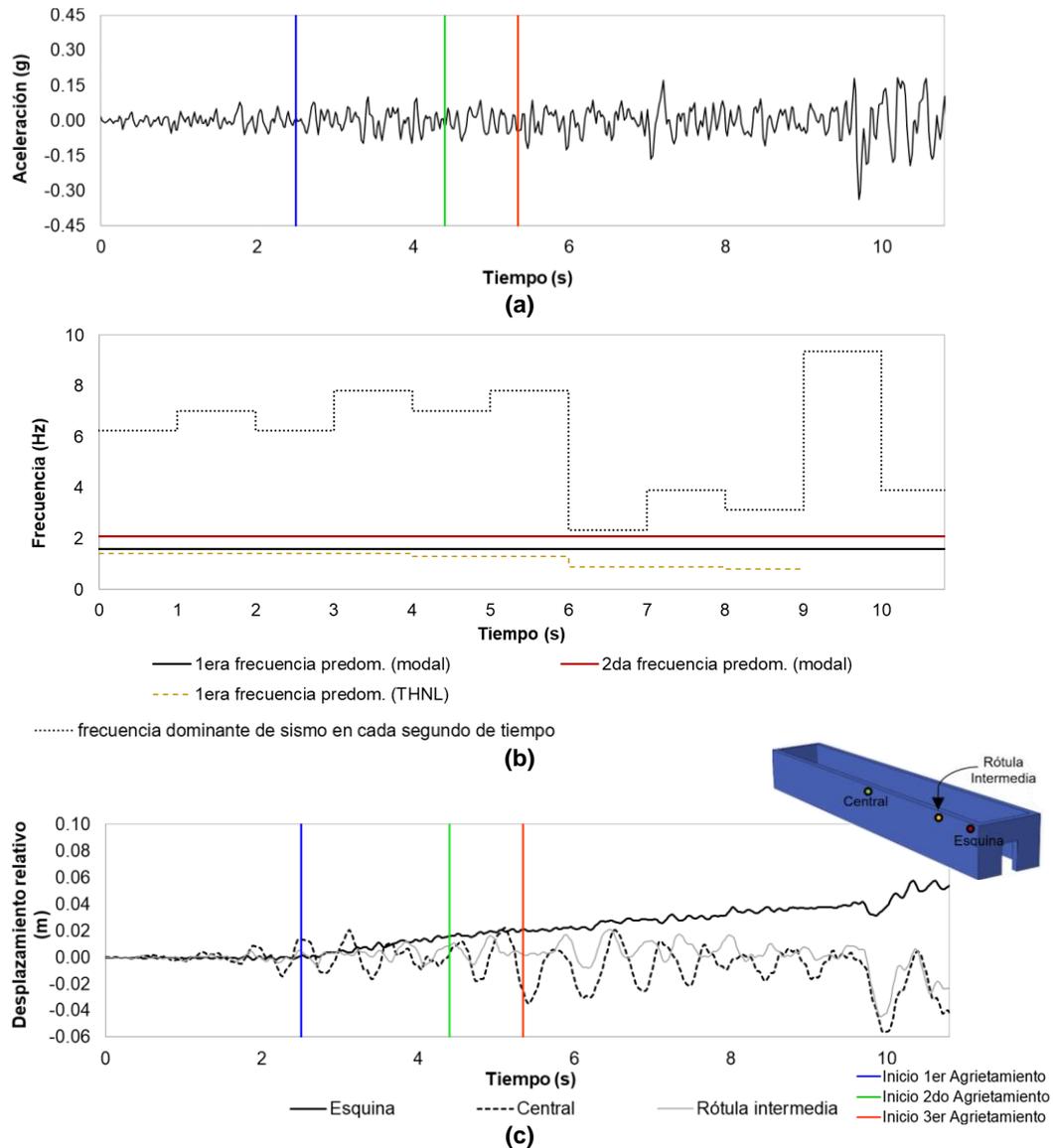


Figura 4.78: (a) Aceleración en la base (b) Frecuencias del sismo en cada segundo de tiempo (c) Desplazamiento relativo de tres nudos ubicados en la parte superior de la edificación respecto a su base en cada instante de tiempo, para el sismo de Lima de 1974. Modelo M4

Para los sismos analizados, es posible que los muros longitudinales presenten una mayor capacidad sísmica. Sin embargo, la falla de la edificación se encuentra limitada por los grandes desplazamientos que se obtienen en las esquinas (y por tanto el desprendimiento de esta zona).

En términos generales, hasta los primeros tres segundos, los mayores desplazamientos se presentan en la zona central del muro longitudinal. Luego, al incrementar las deformaciones plásticas, se consiguen deformaciones remanentes en las esquinas que se van incrementando con el tiempo, superando así, los desplazamientos de la parte central del muro de la edificación.

Como se puede observar en las gráficas anteriores, los máximos desplazamientos en alguna zona del muro longitudinal, no están asociados directamente a las máximas aceleraciones del registro sísmico, sino más bien al contenido de frecuencias del mismo. Si en un intervalo de tiempo, las frecuencias dominantes del sismo, se acercan a una frecuencia predominante de la estructura, las máximas deformaciones ocurrirán en las zonas en donde la forma de vibrar del modo asociado se desplace más.

Para el caso del muro transversal, realizando los mismos pasos descritos en la sección 4.4.2, se obtuvieron las curvas “coeficiente sísmico (V/P_S) vs distorsión de entrepiso”, tomando como punto de control el nudo ubicado en la parte central superior de un muro transversal de la edificación. En la Figura 4.66 se muestran tales gráficas para los tres sismos considerados.

Además, se identifican mediante líneas verticales las distorsiones en el muro transversal para las cuales se presentan los tres patrones de agrietamiento descritos:

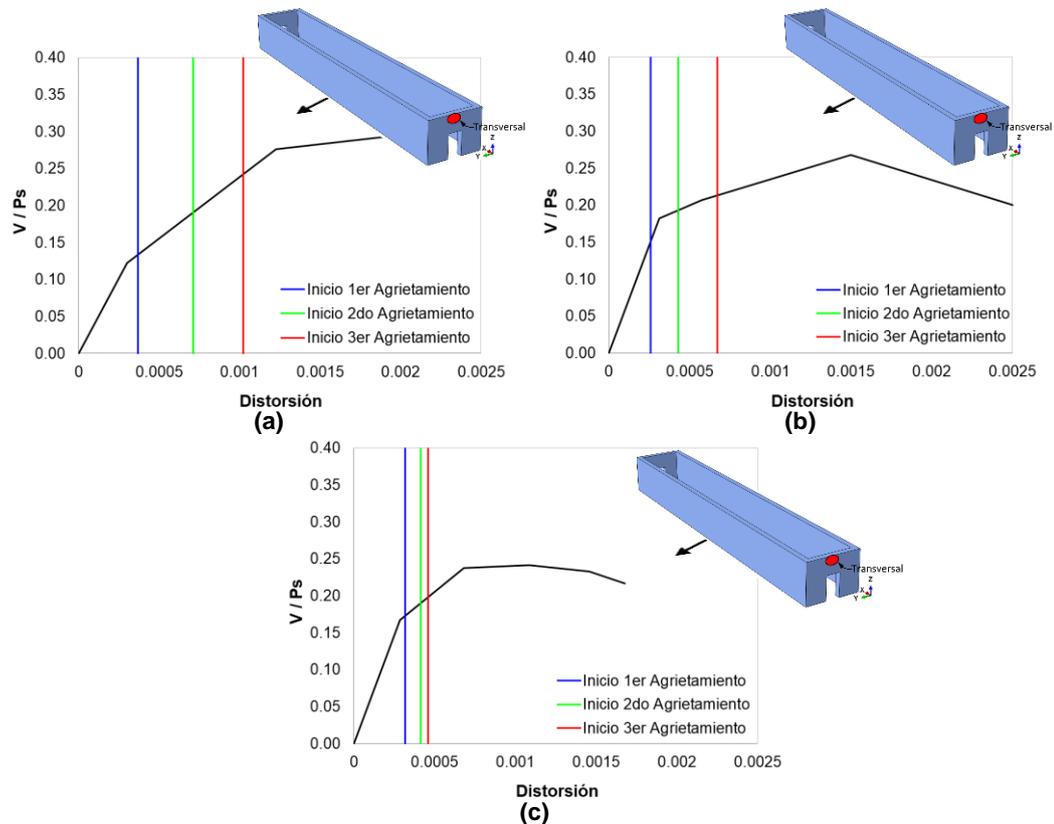


Figura 4.79: Curva V/P_S (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974. Modelo M4

A continuación, se presenta la capacidad sísmica global de la edificación en términos del coeficiente sísmico (V/P_S):

En la Figura 4.80 se muestran para que valores de coeficiente sísmico se dan inicio a los patrones de agrietamiento descritos. El primer patrón de agrietamiento se presenta para valores que están entre 0.06 y 0.07. El segundo patrón de agrietamiento se consigue para valores que van desde 0.08 y 0.11. El tercer patrón de agrietamiento se obtiene para valores que están entre 0.10 y 0.14. Cabe indicar que el valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio del tercer patrón de agrietamiento, es aproximadamente el 70% de su valor máximo que llega a tomar en lo que resta de la simulación.

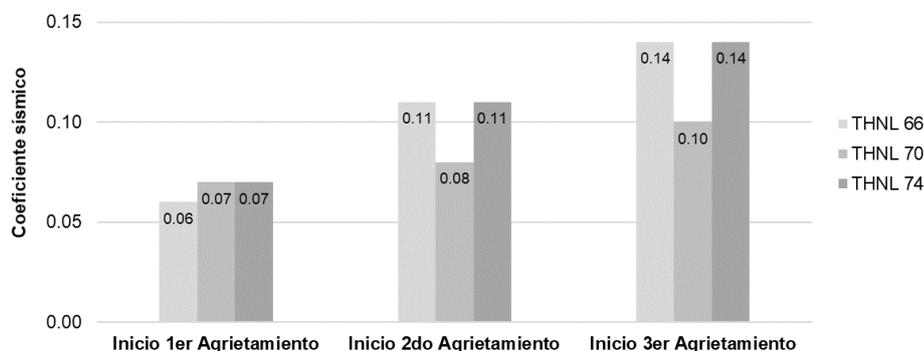


Figura 4.80: Valor de coeficiente sísmico correspondiente al inicio de los patrones de agrietamiento, Modelo M4

Descripción de los modos de falla del modelo M4:

En esta sección, se presenta una descripción más detallada de los patrones de agrietamiento encontrados en las simulaciones numéricas:

- Primer patrón de agrietamiento:

Las primeras grietas aparecen en las esquinas de la edificación, exactamente en los extremos de los muros transversales (muro más corto), producto de la flexotracción que se generan en estas regiones al aplicar el sismo en la dirección perpendicular al muro longitudinal, como se observa en la Figura 4.81. El sismo aplicado en la dirección perpendicular al muro transversal provoca un mayor desarrollo de las deformaciones plásticas en estas regiones como se observa en la Figura 4.82.

Asimismo, al producir el sismo efectos en ambos sentidos, las zonas que en un instante estaban a compresión, pasan a tomar tracción y viceversa, esto provoca

que la grieta pueda desarrollarse en toda la sección del muro. Se escalaron los desplazamientos por un factor conveniente que permita apreciar la deformación por flexión que da origen al agrietamiento en los muros.

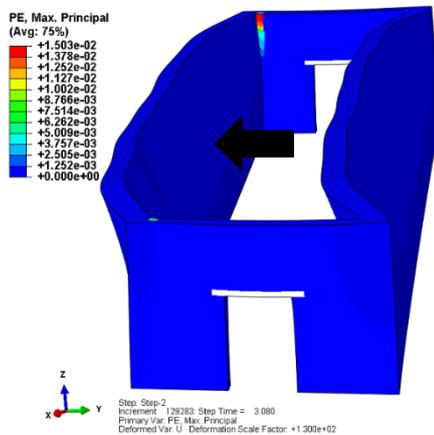


Figura 4.81: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M4. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección Y

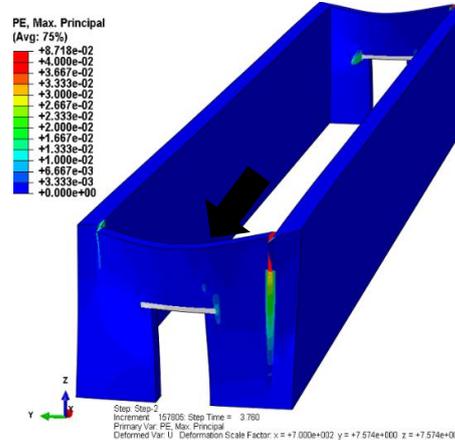


Figura 4.82: Deformaciones plásticas. Formación del primer patrón de grietas para el modelo M4. Caso de la acción sísmica predominante en la dirección X

- **Segundo patrón de agrietamiento:**

El segundo patrón de agrietamiento se presenta en la base de la edificación. El agrietamiento es provocado de igual forma por los efectos de flexión que se generan en los muros fuera de su plano. Estas grietas inician en este nivel, pero se llega a la articulación en la etapa final, después de originarse la separación definitiva de los muros y terminen trabajando cada uno de manera independiente.

Adicionalmente, se observaron grietas que nacen en las esquinas de los vanos y se propagan casi verticalmente hasta llegar a la parte superior del muro. Este agrietamiento es provocado por la acción del sismo en ambas direcciones; la dirección perpendicular a los muros transversales (genera esfuerzos de tracción por flexión) y la dirección paralela genera esfuerzos de tracción directa, concentrándose en las esquinas de los vanos por la falta de continuidad.

- **Tercer patrón de agrietamiento:**

Luego de que las grietas de esquina presenten un mayor desarrollo, se genera una condición de borde distinta en el muro, dando origen al tercer patrón de agrietamiento. Cabe destacar que este agrietamiento se observó para los tres registros sísmicos empleados.

El tercer patrón de agrietamiento se presentó en dos diferentes zonas. La primera zona de agrietamiento se ubica en el muro longitudinal próximo a las esquinas (aproximadamente a cinco metros del muro transversal). Estas grietas se van propagando diagonalmente hacia la esquina inferior del muro. La segunda zona se ubica en las esquinas de la edificación, formando una grieta vertical adicional a las existentes por cada esquina (En total se forman ocho grietas en las cuatro esquinas de la edificación).

Las grietas de esquina pertenecientes al tercer patrón son las últimas en generarse, pero las más críticas, debido a que desarrollan mayores deformaciones plásticas. A este nivel es posible que se produzca la separación física definitiva entre los muros de adobe. En las edificaciones de adobe que han experimentado sismos pasados, de configuraciones similares a estas, se ha observado que los muros fachada se desprenden de la estructura justamente a través de estas grietas de esquina.

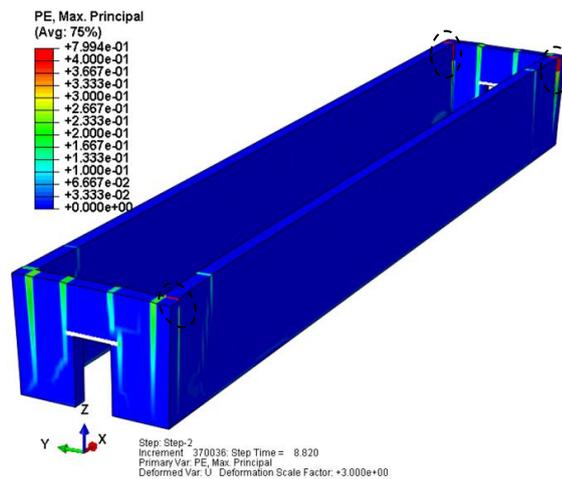


Figura 4.83: Deformaciones plásticas. Estado último de la edificación

Las deformaciones finales que se obtienen en los muros de adobe, en el intento de separarse entre uno y el otro, podría brindar un indicativo de los desprendimientos que se puedan obtener en la edificación ante un movimiento sísmico. En otras palabras, observar las zonas de la edificación que posiblemente volcarían.

En la Figura 4.84, se puede observar que los muros transversales son los que terminan obteniendo mayores deformaciones. Es probable que estas zonas sean las primeras en desprenderse de la edificación y volcar. Se puede observar también que los muros transversales pueden separarse de la edificación junto a porciones extremas de muros longitudinales:

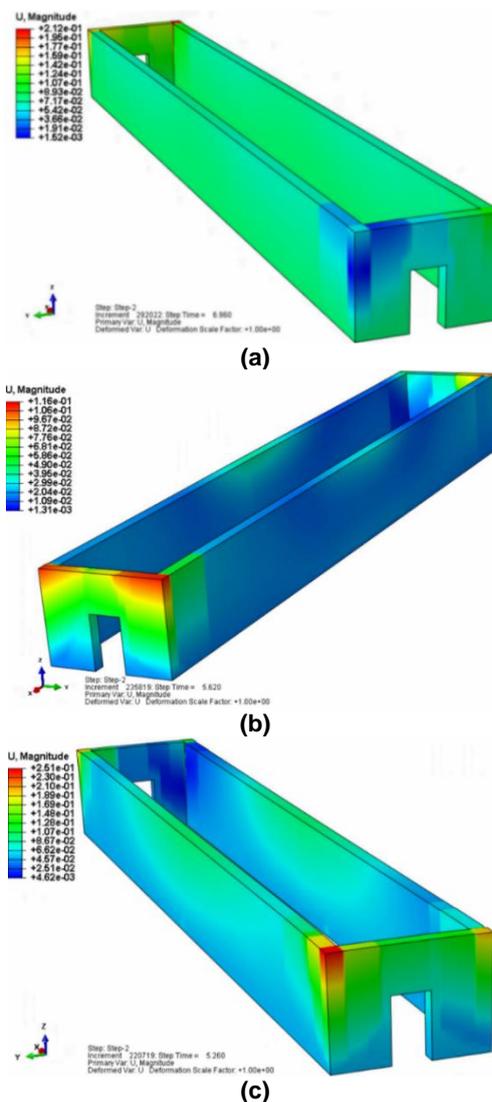
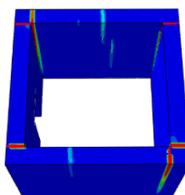


Figura 4.84: Magnitud de desplazamientos en el estado último obtenidas para el a.- Sismo de Lima y Callao de 1966. b.- Sismo de Huaraz de 1970. c.- Sismo de Lima de 1974. Modelo M4

Relacionando los patrones de agrietamiento obtenidos en los cuatro modelos, se puede apreciar que estos siguen cierta tendencia. A continuación, se presenta un resumen general para poder apreciar lo dicho:

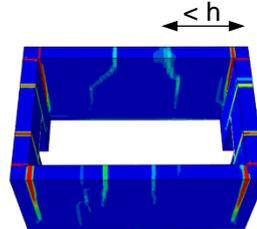
Patrón de agrietamiento de la edificación M1:

1. Grietas verticales en las esquinas
2. Grieta vertical en la parte central de los muros
3. Grieta en la base



Patrón de agrietamiento de la edificación M2:

1. Grietas verticales de esquina.
2. Grietas verticales a una distancia menor a h medido desde una esquina.
3. Grieta en la base.



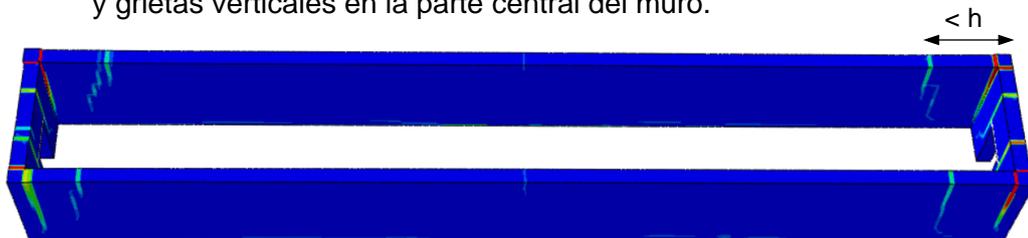
Patrón de agrietamiento de la edificación M3:

1. Grietas verticales de esquina.
2. Grieta en la base.
3. Grietas verticales a una distancia menor a h medido desde una esquina y grietas verticales en la parte central del muro.



Patrón de agrietamiento de la edificación M4:

1. Grietas verticales de esquina.
2. Grieta en la base.
3. Grietas verticales a una distancia menor a h medido desde una esquina y grietas verticales en la parte central del muro.



En la edificación M1, caracterizada por presentar muros cortos, se presentan agrietamientos en el centro del muro y se extiende casi verticalmente hacia la parte inferior. Mientras que en las edificaciones M2, M3 y M4 caracterizados por presentar muros largos, el agrietamiento ocurre a una distancia ligeramente menor a h , medido desde una esquina de la edificación.

Otro punto resaltante, es que en las edificaciones M1 y M2 el agrietamiento en la base ocurre al final de la simulación, mientras que en las edificaciones M3 y M4 (edificaciones con muros muy largos), el agrietamiento en la base ocurre seguidamente del agrietamiento en las esquinas.

Cabe mencionar que los patrones de agrietamiento tratan de describir, de manera secuencial, las probables zonas de falla en una edificación. Estas zonas, como bien se indica son probables, mas no se pueden garantizar. Se presenta un listado de los posibles factores que puedan alterar los patrones de agrietamiento encontrados:

- Presencia de daños en los muros previos al sismo: Por asentamientos, humedad, aplicación de cargas concentradas, etc.
- Vanos de las edificaciones: Sus grandes dimensiones o la presencia de vanos muy continuos entre sí.
- Estructuras aledañas adosadas a los muros.
- Techos rígidos, comparables a la rigidez de los muros y conectados mediante anclajes.

Comentarios adicionales:

La norma NTE-E080 limita la geometría del muro a través de la siguiente expresión:

$$\lambda h + 1.25 \lambda v \leq 17.5$$

En donde λh es la esbeltez horizontal (H/h) y λv es la esbeltez vertical (L/h).

En la Tabla 4.24 se muestran los valores límites calculados para las cuatro edificaciones estudiadas. Se observa que solamente el modelo M1 cumple con este requerimiento.

Tabla 4.24: Geometrías de los muros longitudinales de las edificaciones planteadas para el modelamiento numérico

Modelo	h (m)	H (m)	L (m)	λh	λv	$\lambda h + 1.25 \lambda v$
M1	0.80	6	8	7.5	8	17.38
M2	0.80	6	12	7.5	13	22.38
M3	0.80	6	24	7.5	30	39.38
M4	0.80	6	52	7.5	65	74.38

En la Figura 4.85 se muestran las capacidades de las cuatro edificaciones estudiadas en términos del coeficiente sísmico (V/P_S), con sus respectivos factores de esbeltez calculados en la Tabla 4.24. Se puede observar que la capacidad disminuye considerablemente del modelo M1 al modelo M2., justamente antes del límite establecido por la NTE-E080.

No hay mucha variación entre las capacidades de las edificaciones que no cumplen el límite establecido (M2, M3 y M4). Por ejemplo, una edificación del tipo M4 (L=52m) presenta una capacidad ligeramente menor que la del tipo M2 (L=12m), sin embargo, ambas capacidades son ya bastante bajas.

Se puede concluir entonces, que es necesario considerar el límite establecido para las nuevas construcciones de adobe. Luego de este límite, existe una caída abrupta de la capacidad sismorresistente.

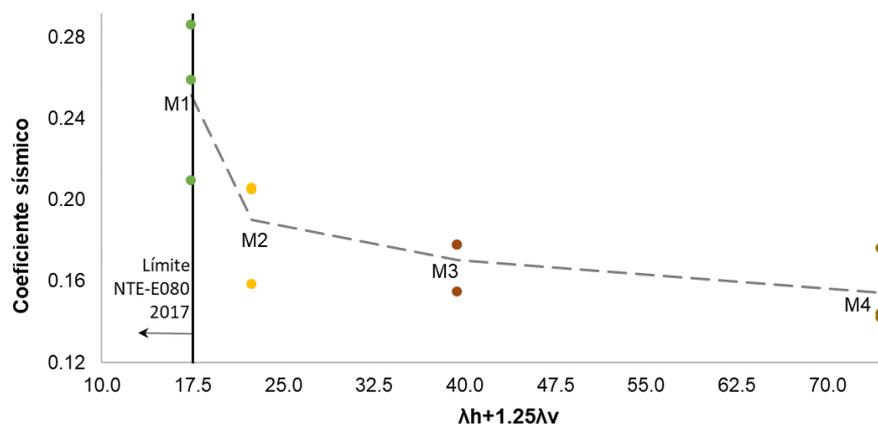


Figura 4.85: Capacidades de las edificaciones estudiadas en función del factor de esbeltez

Cada nudo representa el coeficiente sísmico obtenido para cada sismo (sismo de Lima y Callao de 1966, sismo de Lima de 1970 y sismo de Lima de 1974), y la línea discontinua une los valores promedio de estos tres nudos.

En la Figura 4.86 se muestra la comparación de las curvas de capacidad “coeficiente sísmico (V/P_S) vs distorsión de entrepiso” del muro transversal, obtenidas de los modelos M1, M2, M3 y M4:

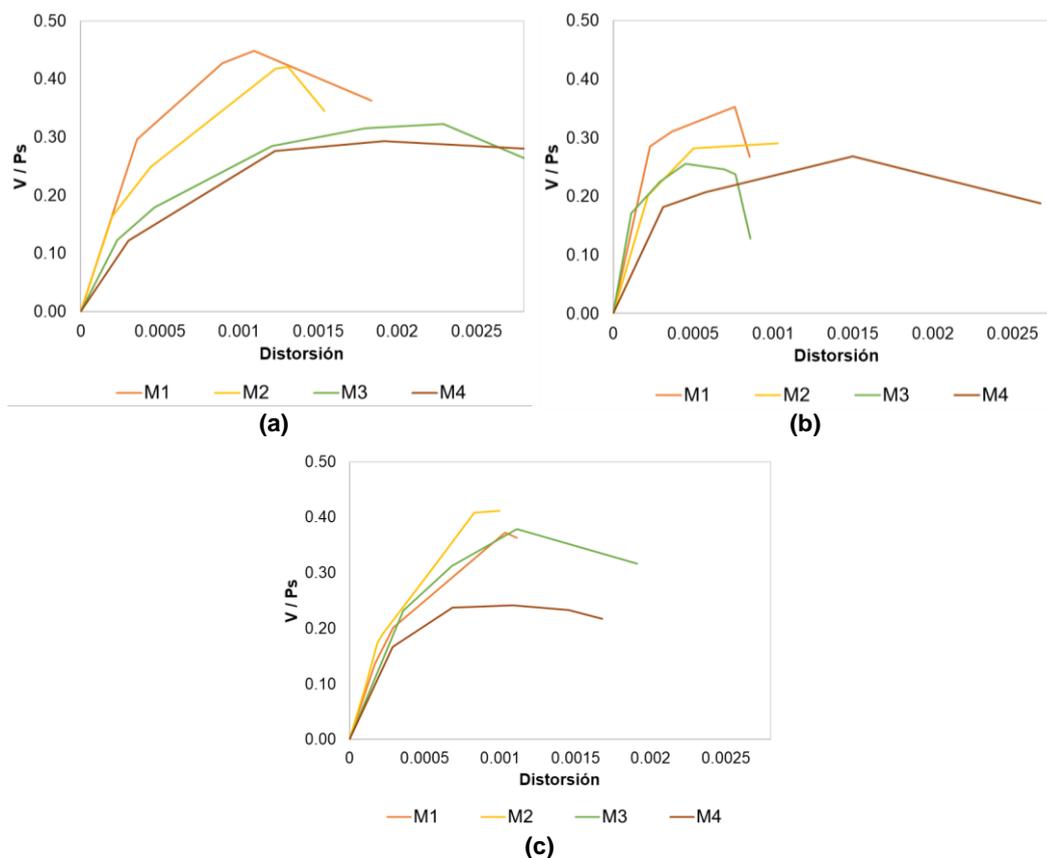


Figura 4.86: Curva V/P_s (g) vs Distorsión de entrepiso medida en el nudo central superior del muro transversal, para el: (a) Sismo de Lima y Callao de 1966. (b) Sismo de Huaraz de 1970. (c) Sismo de Lima de 1974

En la gráfica comparativa anterior, se observa que la capacidad del muro transversal " V/P_s " también disminuye a medida que la relación de aspecto del muro longitudinal incrementa, desde M1 a M4.

En la Figura 4.85 se observan las capacidades sísmicas de las edificaciones en términos del coeficiente sísmico. Sin embargo, la edificación de adobe del Hospital Nacional Dos de Mayo estudiada, puede presentar una sobre resistencia adicional debido principalmente a dos factores:

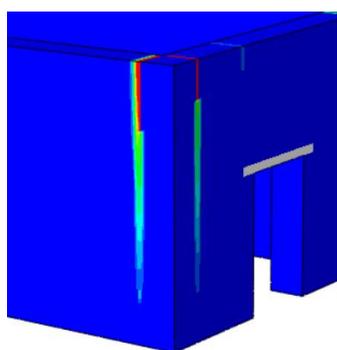
- ✓ La edificación presenta un sobrecimiento de ladrillo de arcilla cocida de 1.20m de altura, cuya resistencia es mayor comparado a la resistencia del adobe.
- ✓ Como se observó en la Figura 4.8, las fuerzas internas (momentos) obtenidos al considerar un sistema de techo, son menores a los obtenidos con el modelo empleado sin sistema de techo, por lo que la estructura podrá tomar una mayor cortante en la base para así generar el daño.

Sin embargo, es de esperarse que la sobre resistencia debida a estos dos factores no incrementen sustancialmente la capacidad de la estructura.

4.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En la presente sección, se comparan los resultados obtenidos en los modelos numéricos, con las evidencias de daños que han dejado los sismos pasados. Esta comparación se realizará mediante los patrones de agrietamiento y los modos de falla encontrados.

Como se ha observado en las descripciones detalladas de los patrones de agrietamiento, las grietas verticales que envuelven a las esquinas de la edificación, son las que presentan generalmente mayores desarrollos y pueden terminar provocando la falla de la edificación. Ver Figura 4.87.



Agrietamiento en las esquinas obtenido en las simulaciones numéricas

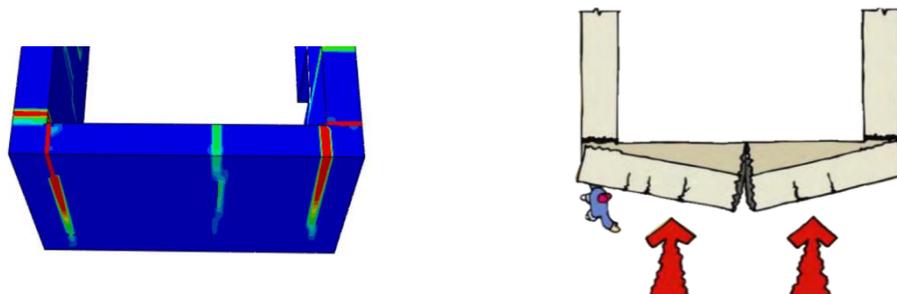


Grietas profundas en las esquinas. (Kuroiwa, 2002)

Figura 4.87: Comparación de daños obtenidos en las simulaciones numéricas con edificios reales

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica presenta en el “Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada”, los modos de falla más probables que se pueden presentar en las edificaciones, distinguiendo entre dos tipos de muros: muros cortos (o altos) y muros largos. Se muestra a continuación, una comparación de los resultados obtenidos.

En la Figura 4.88 se muestra una comparación entre los daños conseguidos en el modelo numérico M1, con el modo de falla mostrado en el manual para muros cortos. En las dos imágenes, se observan grietas verticales de esquina y una grieta vertical en la parte central del muro, que se extiende hacia la parte inferior.

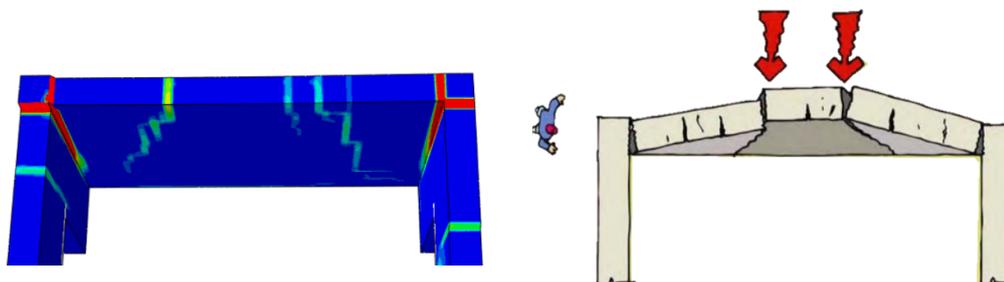


Agrietamiento obtenido en el modelo M1.

Modos de falla en muros cortos (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2004)

Figura 4.88: Comparación de los daños obtenidos en el modelo numérico con los descritos por la Asociación colombiana de ingeniería sísmica

Se comparan los modos de la falla obtenidos por la Asociación colombiana de ingeniería sísmica para muros largos, con los daños conseguidos en el modelo numérico M2. Esta comparación se muestra en la Figura 4.89. En las dos imágenes, se observan grietas verticales de esquina y grietas en la parte central del muro, que inician en la zona superior y se extienden hasta la zona inferior, casi diagonalmente hacia la intersección de los muros



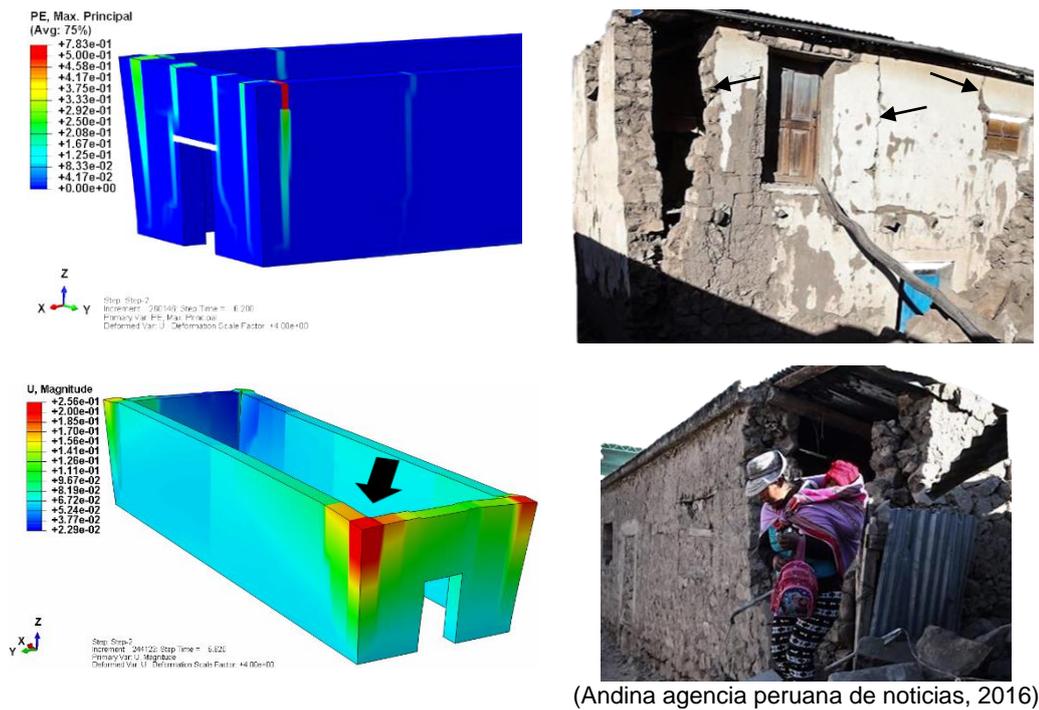
Agrietamiento obtenido en el modelo M2

Modos de falla en muros largos (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2004)

Figura 4.89: Comparación de los daños obtenidos en el modelo numérico M2 con los descritos por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

Al comparar los resultados obtenidos en el modelamiento numérico, con los descritos por la Asociación colombiana de ingeniería sísmica para muros cortos y largos, se observa que en general se presenta una buena correlación.

En la Figura 4.90 se observan edificaciones que han sufrido daños producto de los sismos pasados y son precisamente las esquinas las que llegan a desprenderse de la estructura:



(Andina agencia peruana de noticias, 2016)

Figura 4.90: Desprendimiento de las esquinas de la edificación

En las edificaciones con muros de gran longitud, también se han observado que las grietas verticales que se encuentran en los extremos de los muros longitudinales son las que generalmente se desarrollan más, provocando el vuelco de los muros transversales (muros más cortos). Ver Figura 4.91.



(Giles et al.)

Figura 4.91: Volcamiento de los muros transversales

En las edificaciones históricas del Hospital Nacional Dos de Mayo, se evidenciaron grietas verticales en las esquinas correspondientes al primer patrón de agrietamiento, como se observa en la Figura 4.92. Estas grietas son producto de los sismos que ha experimentado las estructuras, desde la década de 1870 (edad de construcción) hasta la actualidad, pasando por los sismos de 1966, 1970 y 1974 (empleados en las simulaciones y afectados por un factor de escala).

No se pudieron percibir grietas cercanas a la base de los muros debido a que los zócalos arquitectónicos imposibilitaba la visualización. Además, estas edificaciones presentan sobrecimientos de ladrillo de arcilla cocida de 1.20m de altura, cuya resistencia es mayor que la del adobe.



Figura 4.92: Grietas de esquina encontradas en las edificaciones del Hospital Nacional Dos de Mayo

Se ha venido estudiando los patrones de agrietamiento y los modos de falla de las edificaciones con diferentes relaciones de aspecto, considerando que los muros no presentan ningún tipo de aberturas como puertas y ventanas. Esto con el fin de comprender el comportamiento sísmico de las edificaciones solamente influenciados por la relación de aspecto.

Como se mencionó anteriormente, las aberturas en los muros, pueden influenciar significativamente en los modos de falla de la estructura, si estos presentan grandes dimensiones o si existen vanos muy continuos entre sí.

En las esquinas de las aberturas se generan concentraciones de esfuerzo generados por las fuerzas aplicadas en el plano del muro. Pero además de estos esfuerzos, se le pueden adicionar los esfuerzos de tracción por flexión provocados por acciones fuera del plano del muro. Por lo tanto, las grietas nacerán de estas esquinas y se podrán extender hacia las esquinas, hacia la parte superior del muro o hacia un vano adyacente a él.

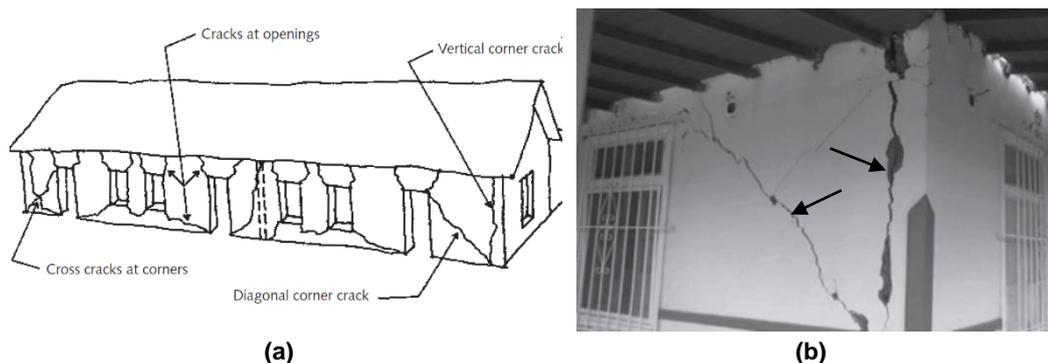


Figura 4.93: Daños en edificaciones de adobe por sismo. **(a)**(Tolles et al., 2003). **(b)** (Fernández, 2015)

4.6 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ELÁSTICO

En la actualidad, el análisis dinámico modal espectral es el método más usado por la mayoría de ingenieros para realizar cálculos estructurales. Este análisis considera el aporte de las máximas respuestas de cada modo de vibración y luego las combina usando criterios de aproximación, tratando de acercarse a la respuesta obtenida de un análisis tiempo historia.

4.6.1 Importancia de los modos de orden superior

Se realizaron dos tipos de análisis: El análisis modal espectral y el análisis lineal tiempo historia, considerando la respuesta de esta última como la exacta y de la primera como respuesta aproximada. A pesar de que el adobe presenta un rango elástico corto (se agrieta fácilmente por la baja resistencia a tracción que posee), es posible obtener conclusiones importantes a través de estos análisis.

Se optó por realizar el análisis elástico solamente a la edificación M4, en representación de las edificaciones que están comprendidas por muros de gran longitud, para esto se empleó el programa SAP2000 utilizando el método de los elementos finitos. Los muros de adobe se representaron con elementos tipo cascara, con acciones de membrana y flexión.

Para el adobe, se consideró un módulo de elasticidad de 300 MPa, obtenido de las calibraciones realizadas en la sección 4.2.2.1. El módulo de Poisson empleado fue de 0.20 y el peso específico de 1600 kg/m³.

Primeramente, se obtuvieron los modos de vibración de la edificación M4. Al no poseer este tipo de edificaciones un diafragma rígido en el techo, tal que compatibilice los desplazamientos laterales, se presentaron numerosos modos

locales de la estructura (cada muro vibrará de forma particular). Esto conlleva a que se consideren para el cálculo, una gran cantidad de modos de vibración, a fin de conseguir la respuesta dinámica de la estructura.

Sin embargo, existen modos de vibración que toman mayor participación en el análisis que otros. A continuación, se muestran los tres modos predominantes de vibración para la dirección Y (dirección de interés), con sus respectivos porcentajes de masas efectivas:

Tabla 4.25: Modos de vibración del Modelo M4. SAP2000

Modo	T (s)	%Me
2	0.613	44.4
6	0.470	5.9
29	0.139	14.0

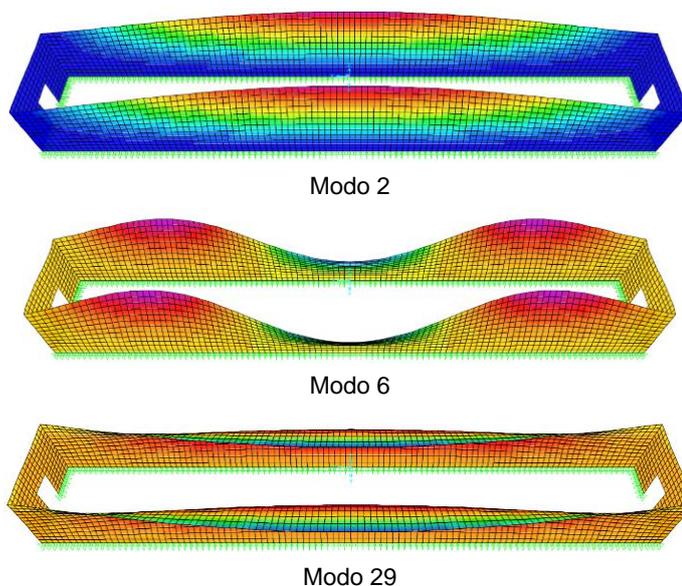


Figura 4.94: Modos de vibración de la edificación M4. SAP2000

En la Tabla 4.25 se observa que el primer modo predominante tiene un porcentaje de masa efectiva de 44.4% y sus tres primeros modos predominantes de vibración representan el 65% de la masa total. Además, cabe resaltar que el segundo modo predominante de la edificación es el modo 29, ya que presenta un mayor porcentaje de masa efectiva que el modo 6. Estos porcentajes indican la importancia de cada modo para determinar la respuesta dinámica de la estructura.

Cabe además resaltar, que se obtuvieron prácticamente las mismas frecuencias y modos de vibración empleando en el modelamiento los elementos finitos sólidos mostrados en sección 4.3.

Para emplear el análisis elástico, la NTE- E080 (2017) especifica el cálculo de la fuerza sísmica a partir de la siguiente expresión:

$$H = S.U.C.Ps$$

C: Coeficiente sísmico

U: Factor de uso

S: Factor de suelo

Ps: Peso de la edificación

Al comparar los factores de zona mostrados en la tabla N° 1 de la NTE-E30 (2018), con los valores de coeficiente sísmico mostrados en la tabla N° 3 de la NTE-E80 (2017), se observa que esta última considera, de manera implícita, un factor de reducción de 1.8 aproximadamente.

La norma NTE-E080, también considera un factor de amplificación sísmica igual a uno, independientemente del periodo de la estructura. Esto se adoptó así, debido a que generalmente las edificaciones de adobe, y principalmente las viviendas, son consideradas estructuras bastante rígidas. Sin embargo, mediante ensayos de vibración ambiental, realizados a edificaciones de adobe de gran envergadura (edificaciones históricas), estas pueden presentar periodos de vibración relativamente altos (0.30 a 0.60s). Al determinar la sollicitación sísmica para este tipo de edificaciones, usando la expresión anterior, se podría subestimar el sismo y sus efectos en la estructura.

Para detallar más esto, se empleará el espectro de respuesta del sismo de Lima de 1974 escalado según se explicó en la sección 4.1.3 con su respectivo espectro objetivo (Ver Figura 4.2). Para este caso no se considerará la rampa inicial de periodos cortos. Estos espectros fueron divididos entre un factor de reducción $R=1.8$ (Espectros inelásticos).

En la Figura 4.95(a) se muestran tales espectros reducidos, en donde se identifican, a través de líneas verticales, los periodos de los tres primeros modos predominantes de la estructura. Se observa que el periodo asociado al primer modo predominante de vibración, es mayor que los periodos dominantes del sismo (caracterizado por la zona de máximas aceleraciones), por lo que le corresponderá un valor de aceleración espectral bajo. Sin embargo, el periodo del segundo y tercer modo predominante de la estructura, coinciden o están muy cerca con los

periodos dominantes del sismo, por lo que les corresponderá, un valor máximo de aceleración espectral. Esto conlleva a que el segundo y el tercer modo presenten una mayor participación dinámica en la estructura.

En la misma figura también se observa la forma de representar al sismo si se emplea la norma E080, (una ordenada constante de 0.25g). Todos los modos de vibrar, les correspondería un mismo valor de aceleración espectral, y por lo tanto no se observaría la amplificación de la participación dinámica de los modos superiores comentada.

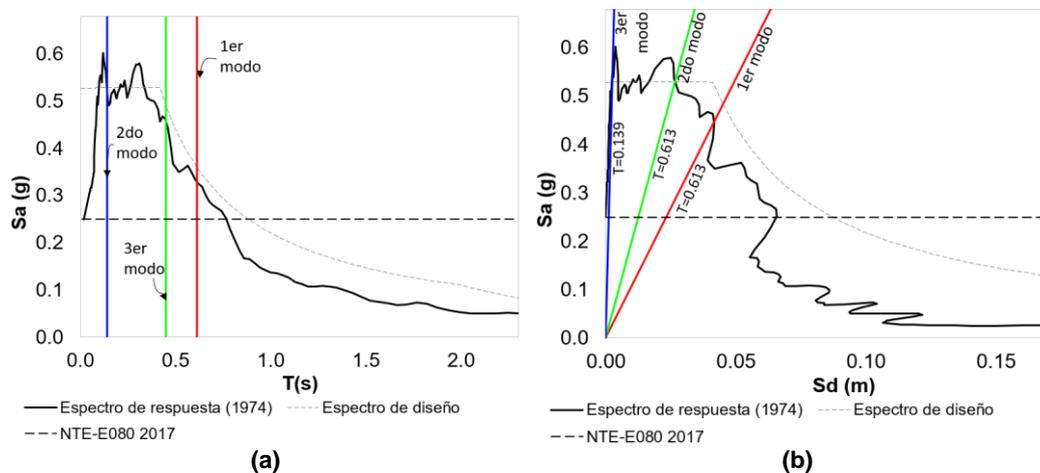


Figura 4.95: Contribución de los modos superiores en la respuesta (a) Curva Sa vs T (b) Curva Sa vs Sd

Se realizó el análisis modal espectral considerando las dos formas de representar el sismo. En ambos casos se aplicó el 100% del sismo en la dirección Y (más corta).

Paralelamente al análisis modal espectral, se realizaron tres análisis lineales tiempo historia. Para esto, se emplearon los registros sísmicos mostrados en las Figura 4.3 (a), Figura 4.4 (b) y en la Figura 4.5 (b), para cada análisis, dividiendo los valores de aceleración entre un factor de reducción $R=1.8$.

Se compararon las fuerzas que dominarán el diseño estructural: Momentos en las dos direcciones principales del muro. Ver Figura 4.96. El Momento M_{22} asociado a la flexión vertical del muro y el Momento M_{11} , asociado a la flexión horizontal del muro. El Momento M_{22} fue medido en la parte central del muro, desde su base hasta la zona superior, y el momento M_{11} fue medido en la zona superior, desde la parte central hacia un extremo del muro. Considerando para ambos casos, secciones de un metro de ancho ($b=1m$).

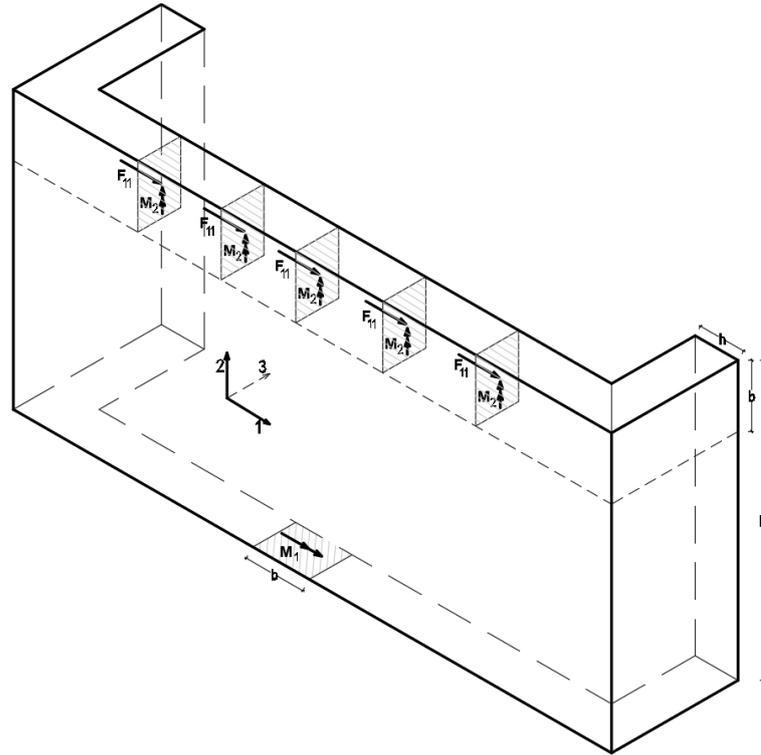


Figura 4.96: Momentos de análisis en el muro. M_2 (M_{11}) y M_1 (M_{22}).

En la Figura 4.97 se observan los Momentos M_{22} obtenidos de los dos análisis modales espectrales (uno empleando la norma E080-2017 y el otro considerando un espectro sísmico), y los obtenidos en los tres análisis lineales tiempo historia, para los tres registros sísmicos considerados.

Como era evidente, los máximos momentos se obtienen en la base de la edificación, y estos van disminuyendo hasta la parte superior del muro, en donde llega a un valor igual a cero. En general, se observa una buena correlación de resultados, no evidenciando efectos significativos de los modos superiores en la respuesta.

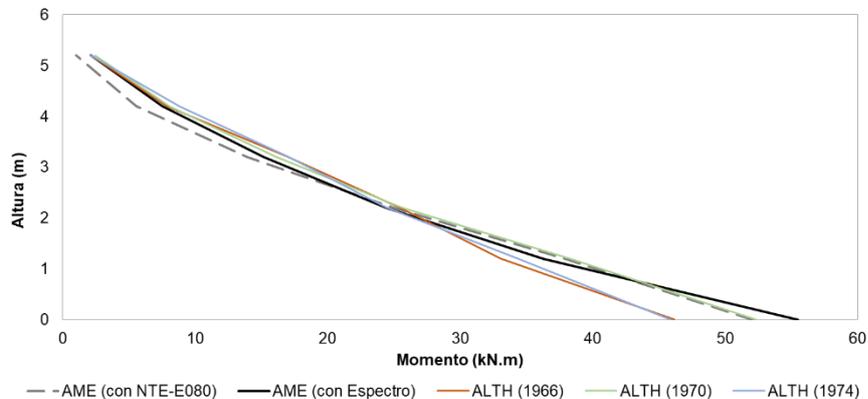


Figura 4.97: Distribución de momentos M_1 en la altura del muro (medido en la parte central)

Siendo:

AME: Resultados del análisis modal espectral

ALTH: Resultados del análisis lineal tiempo historia

En la Figura 4.98 se observan los Momentos M_2 obtenidos de los dos análisis modales espectrales y de los tres análisis lineales tiempo historia.

En los resultados de los análisis tiempo historia, se observa un incremento sustancial en la magnitud de los momentos, exhibiendo tres picos bien definidos ubicados en la parte central del muro, a los 12 m y a los 18 m de este. Lo mismo también se observa claramente en los resultados del análisis modal espectral considerando un espectro sísmico. Estos hechos, ponen en evidencia la importancia que toman los modos superiores en la respuesta, que hacen vibrar a los muros largos en forma similar a una onda.

Por otro lado, en los resultados obtenidos en el análisis modal espectral, considerando al sismo a través de una aceleración espectral constante (según indica la NTE-E080), no se evidencian tales picos. Además, los mayores momentos se obtienen en la parte central, mostrando que el primer modo sigue dominando la respuesta de la estructura en este caso.

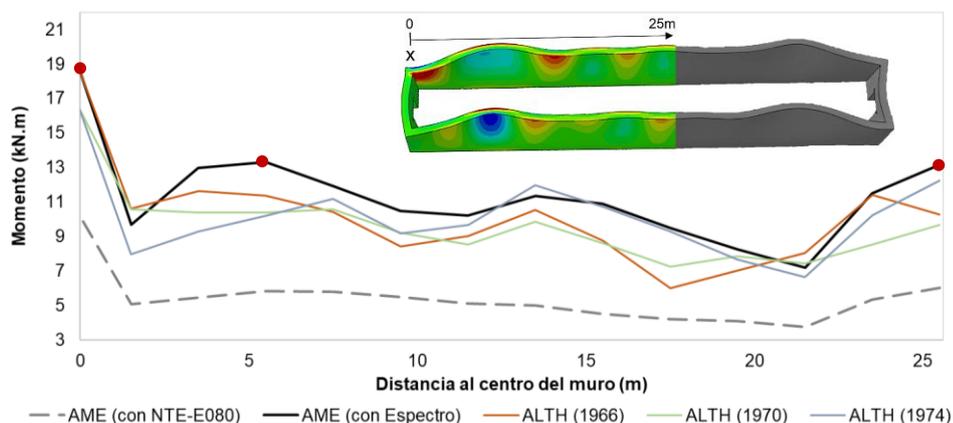


Figura 4.98: Distribución de momentos M_2 en la longitud del muro, de un extremo hasta llegar al centro del muro (parte superior)

Al comparar los resultados del análisis modal espectral con los del análisis tiempo historia, se evidencia entonces la importancia que toman los modos superiores en la respuesta dinámica de la estructura. Esto ocurre debido a que no existe un modo netamente predominante, como en el caso de las estructuras convencionales de concreto armado o albañilería, cuyo primer modo se lleva más del 80% de la masa efectiva. En las estructuras de adobe, las cuales no presentan

un diafragma rígido en el techo, la relación entre las masas efectivas del primer modo con respecto a los modos de orden superior no es tan marcada. A esto, sumado el efecto del incremento de la participación dinámica de los modos de orden superior por la coincidencia de sus periodos con los periodos dominantes del sismo, hacen posible que estos tomen una mayor importancia en la respuesta.

Es claro entonces, que para estructuras que presente periodos de vibración altos, es viable emplear un análisis modal espectral, siempre y cuando se represente al sismo a través de un espectro y no con un valor constante de aceleración espectral.

Cabe mencionar que el espectro sísmico empleado se utilizó simplemente para analizar la influencia de los modos de orden superior en la respuesta dinámica de la estructura, y por lo tanto no pretenden determinar las aceleraciones espectrales de mejor ajuste para el análisis sísmico de las estructuras de adobe.

En los resultados del análisis lineal mostrados, se han observado que los mayores momentos ocurren en las esquinas y en la base de la edificación. Estos justamente son las zonas en donde ocurren el primer y el segundo patrón de agrietamiento de la edificación M4. Al degradar la rigidez en estas zonas dañadas, se observará una nueva redistribución de momentos internos en el muro. En la Figura 4.99 se muestra los momentos M_2 del modelo degradado, en comparación con los del modelo sin ningún tipo de degradación, ambos obtenidos del análisis modal espectral.

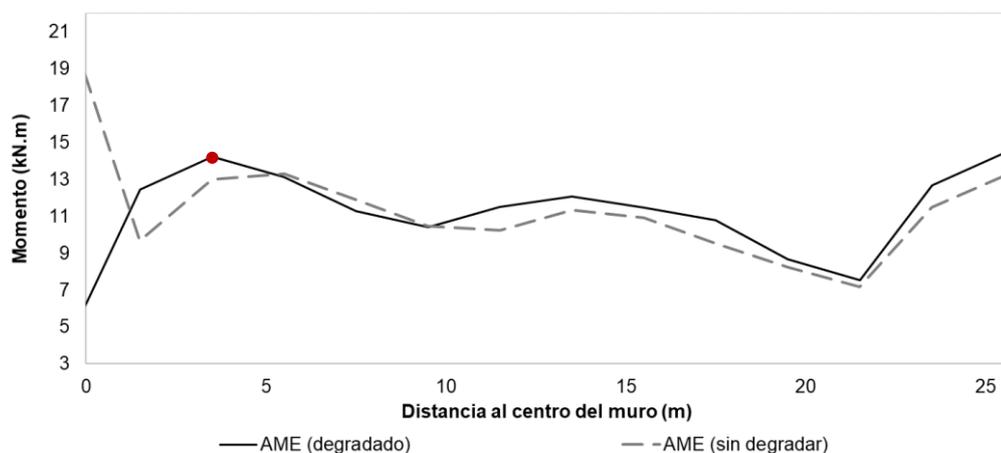


Figura 4.99: Redistribución de momentos M_2 en la longitud del muro, considerando degradación de rigidez

Se observa que, en el modelo con rigideces degradadas, el pico del extremo izquierdo, cambia de ubicación de 5.5m a la abscisa de 4m aproximadamente,

acercándose más al muro transversal. En esta zona es justamente donde se produce el tercer patrón de agrietamiento obtenido con el análisis no lineal.

4.6.2 Estimación de los patrones de agrietamiento

En la presente sección, se pretende determinar las zonas de falla y la capacidad sísmica de las edificaciones de adobe mediante el análisis modal espectral, tomando de base los resultados obtenidos en las simulaciones numéricas no lineales.

Los cálculos que se presentarán, tienen por objetivo ser solamente un complemento para la predicción del daño en las evaluaciones estructurales que se vienen realizando actualmente.

4.6.2.1 Cálculo de la capacidad

Como se ha venido observando, las grietas en los muros son provocadas por las altas tracciones que se generan, debido principalmente a fuerzas de tracción directa y momentos de flexión.

Las grietas se originan en las regiones en la cual los esfuerzos internos superan al esfuerzo máximo del material. Sin embargo, en el campo ingenieril, sobre todo en la etapa del diseño (o reforzamiento), es preferible trabajar con fuerzas y no con esfuerzos.

En el ámbito de las fuerzas, es importante definir el termino articulación (o rotulación): La articulación se presentará cuando el momento actuante resulte igual al momento máximo que es capaz de soportar una sección. Para esta condición la sección “se articulará” hasta llegar a la falla.

En la Figura 4.100 se muestra la interacción momento flector - fuerza axial que se presentan en las secciones de adobe más críticas (observadas en las simulaciones no lineales): Sección de esquina, sección intermedia y sección de la base.

- ✓ En la sección de esquina se produce una interacción entre un momento flector y una carga axial. Para el movimiento del suelo en dirección +Y se ejerce una fuerza axial de tracción, mientras que para el movimiento del suelo en la dirección -Y se ejerce una fuerza axial de compresión.

- ✓ En la sección de la base se produce una interacción entre un momento flector y una carga axial de compresión, este último debido al peso propio del muro.
- ✓ La sección intermedia del muro, es aquella que no se define como sección de esquina ni sección de la base. Puede o no presentar una fuerza axial.

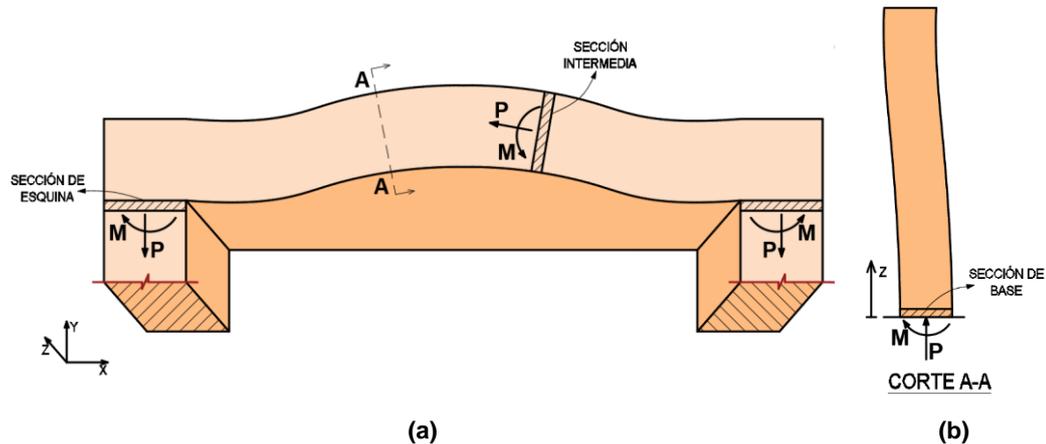


Figura 4.100 Fuerzas y momentos actuantes en las secciones más críticas en un muro. (a) Vista en planta (b) Vista en elevación

El muro terminará fallando al ser incapaz de tomar las fuerzas axiales y los momentos flectores generados en las secciones. Se hace importante entonces, determinar la capacidad a flexión que tienen las secciones de adobe en interacción con una fuerza axial, ya sea de compresión (para el caso de la base) o de tracción (para el caso de las secciones de esquina).

Se pretende determinar el diagrama Momento – Curvatura conociendo solamente el esfuerzo máximo a compresión en el adobe y la geometría de la sección. Para esto se emplearán las ecuaciones que gobiernan el comportamiento a flexión mostradas en la sección 2.2.3.

Para obtener resultados consistentes con las simulaciones no lineales realizadas, se emplearon los modelos constitutivos ingresados al programa Abaqus, las cuales fueron mostrados en el ítem 4.4.1. Debido a que el modelo a tracción ingresado fue mediante la energía de fractura, la curva esfuerzo – deformación se determinará a partir del modelo exponencial empleado por Lourenço (1998). Ver Figura 4.101.

$$\sigma = f_t \cdot e^{\left(\frac{-f_t \cdot h}{G_f}\right) \cdot (\varepsilon - \varepsilon_t)}$$

$$G_f^I = h \cdot \int_0^{\infty} \sigma^{cr} \cdot \varepsilon^{cr} \cdot d\varepsilon^{cr}$$

En la Figura 4.102 se muestra la curva esfuerzo deformación utilizada para el cálculo:

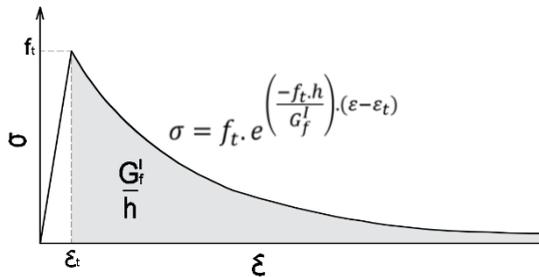


Figura 4.101: Modelo exponencial de tracción

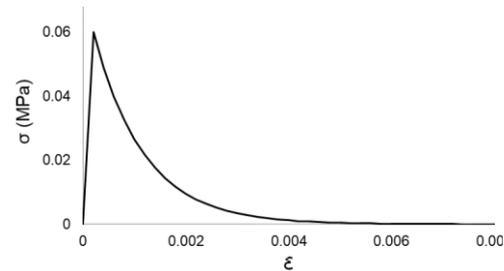


Figura 4.102: Curva Esfuerzo - Deformación de tracción empleado para el adobe

De los estudios realizados por diferentes autores, que se muestra nuevamente en la Tabla 4.27, se obtuvieron sus factores de proporcionalidad que relacionan el módulo de elasticidad con el esfuerzo máximo a compresión. Se puede observar que el valor promedio resulta de 344 con una desviación estándar de 39.87:

Tabla 4.26: Factores de proporcionalidad (E/f'm) obtenidos de diferentes autores

Estudios	E (MPa)	f'm (MPa)	E/f'm
Zavala & Igarashi (2005)	267	0.844	316
CEETyDES & JICA (2009)	255	0.880	290
Solís et al. (2015)	369	1.100	335
Invancic et al. (2014)	350	0.892	392
Noel (2017)	350	0.875	400
Norma Técnica E080 (2017)	200	0.610	328
Valor medio:			344
Desviación Estándar:			39.87

A partir de estos resultados, se planteó la expresión (4.1) que permitirá relacionar posteriormente el diagrama Momento – Curvatura con las propiedades mecánicas del material. El esfuerzo máximo a tracción generalmente se estima entre el 5% y el 10% del esfuerzo máximo a compresión; por lo que se considerará un valor promedio de 7%, como se indica en la expresión (4.2). Cabe mencionar, sin embargo, que hace falta una mayor cantidad de data para determinar estas

relaciones con una mayor precisión, como suele darse para el caso de la albañilería.

$$E = 350 \cdot f'_m \quad (4.1)$$

$$ft = 0.07 \cdot f'_m \quad (4.2)$$

E : Módulo de Elasticidad del adobe

ft : Esfuerzo máximo a tracción en el adobe

Como se observan en las expresiones anteriores, solo es necesario conocer el esfuerzo máximo a compresión del adobe (f'_m) para obtener los valores requeridos:

Conocidas las propiedades del material, se emplearon las ecuaciones planteadas en la sección 2.2.3 para obtener los diagramas momento-curvatura.

Para determinar este diagrama en unidades adimensionales, tal que pueda ser empleado para estimar la capacidad a flexión de cualquier sección de adobe, se tuvieron que emplear, además, las siguientes relaciones lineales observadas:

La capacidad de momento en una sección, guarda una relación directa con tres factores: el esfuerzo máximo a compresión, el ancho de la sección y el peralte de la sección elevado al cuadrado. La curvatura por otro lado, guarda una relación inversa con el peralte de la sección. Se determinó inicialmente el diagrama Momento – Curvatura bajo una geometría arbitraria, luego se dividieron tanto el momento y la curvatura, cada uno entre sus dependencias lineales, para así obtener el diagrama en unidades adimensionales. Multiplicando el momento y la curvatura por sus dependencias lineales, se podrá obtener el Diagrama Momento – Curvatura requerido.

Asimismo, se calcularon los diagramas para distintas cargas axiales actuantes en la sección, las cuales se expresaron en función de un porcentaje de la carga axial máxima a compresión que soporta la sección. Así, se determinaron los diagramas para Fuerzas de compresión iguales a: 0, 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 15%, 20%, 25% y 30% de f'_m . Las líneas punteadas que se superponen a los diagramas mostrados son curvas simplificadas que se determinaron a partir de criterios de energía, las cuales presentan tres zonas con diferentes pendientes. La primera zona pertenece al rango lineal elástico. La segunda zona se caracteriza por el agrietamiento de la sección hasta llegar al punto de fluencia. En la tercera zona,

se supera el punto de fluencia por lo que la sección rotulará perfectamente plástico hasta la falla. Ver Figura 4.103.

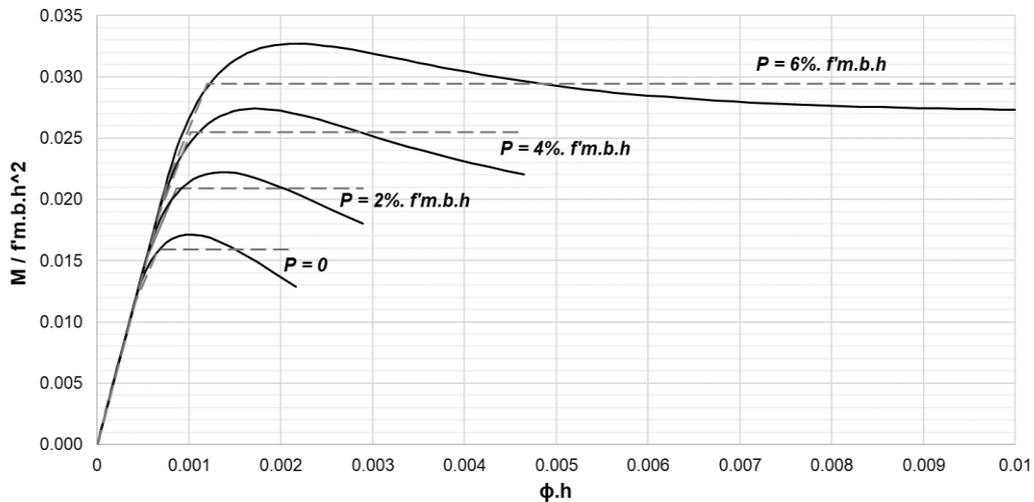


Figura 4.103: Diagrama Momento - Curvatura correspondientes a cargas axiales de compresión: $P = 0$, $P = 2\%$, 4% y 6% de $f_m \cdot b \cdot h$

En la figura anterior se observa que al incrementar la carga axial de cero hasta el 6% de la capacidad a compresión, se incrementa considerablemente la resistencia y ductilidad de la sección.

Asimismo, al aplicar una carga axial de compresión del 8% al 30% de su capacidad, la ductilidad empieza a disminuir, pero en una menor proporción. Ver Figura 4.104.

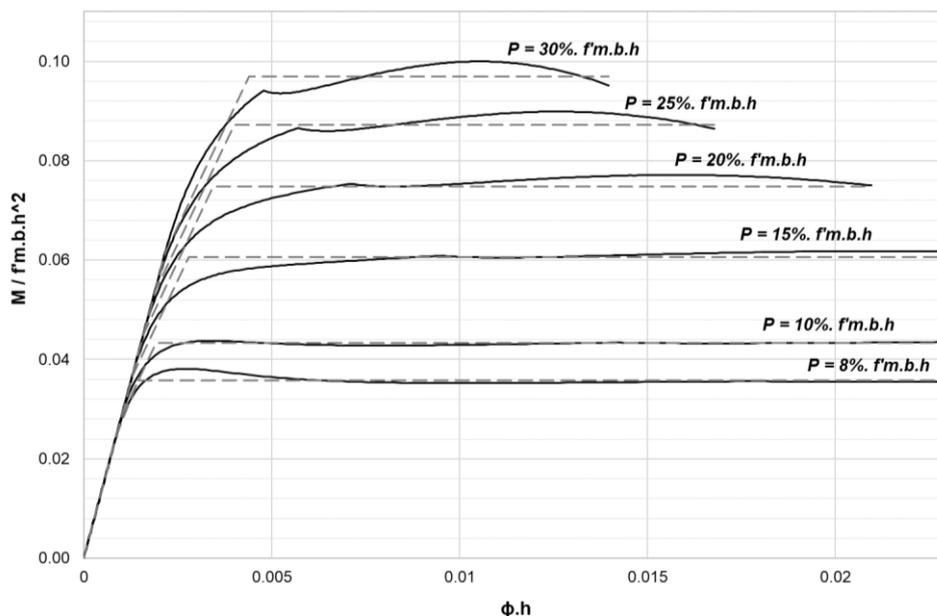


Figura 4.104: Diagrama Momento - Curvatura correspondientes a cargas axiales de compresión: $P = 0$, $P = 8\%$, 10% , 15% , 20% , 25% y 30% de $f_m \cdot b \cdot h$

Asimismo, se calcularon los diagramas para distintas cargas axiales a tracción, las cuales se expresaron también en función de un porcentaje de la carga axial

máxima a compresión. Así, se determinaron para cargas axiales iguales a: -0.70%, -1.40%, -2.10%, -2.80%, -3.50% de $f' m. b. h$. Ver Figura 4.105.

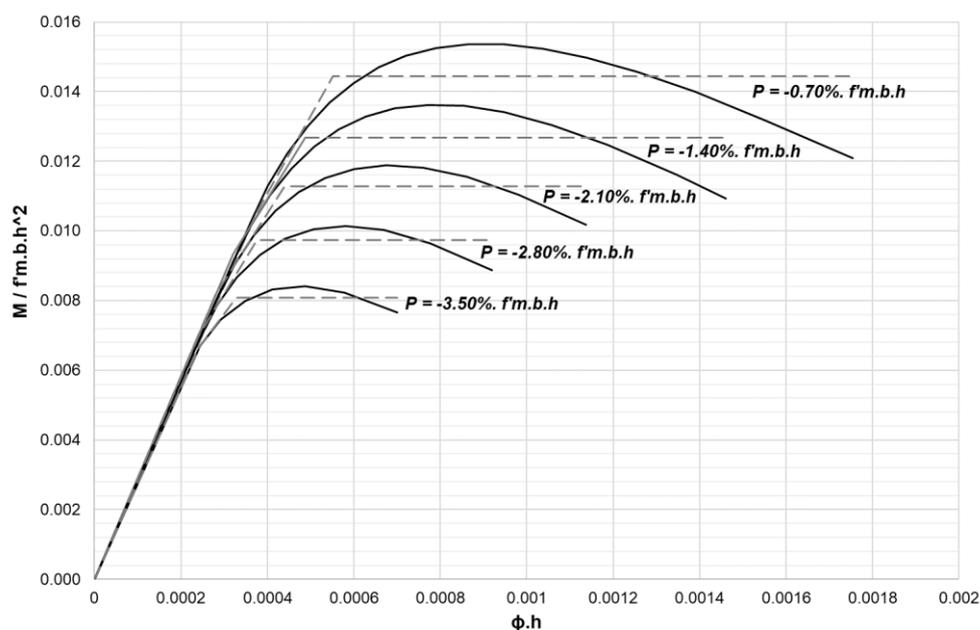


Figura 4.105: Diagrama Momento - Curvatura correspondientes a cargas axiales de tracción: $P = -0.70\%$, $P = -1.40\%$, $P = -2.10\%$, $P = -2.80\%$ y $P = -3.50\%$ de $f' m. b. h$

Se observa que la resistencia y la ductilidad disminuyen con el incremento de la carga axial a tracción. Se puede concluir que la interacción momento – carga axial a tracción es la más desfavorable y es la que origina las primeras fallas en la edificación.

En la Figura 4.103, Figura 4.104 y Figura 4.105 se puede observar que el origen de coordenadas, el punto de agrietamiento y el punto de fluencia son aproximadamente colineales entre sí.

Tomando los momentos máximos de las curvas simplificadas con sus cargas axiales correspondientes, se puede obtener el diagrama de interacción Momento – Carga axial de una sección de adobe. En la Tabla 4.27 se muestran los valores de carga axial y momento de una sección, ambas con unidades adimensionales.

Con estos valores mostrados, se podrá obtener fácilmente y con una precisión suficiente, el diagrama de interacción para diferentes secciones y distintas propiedades del material, conociendo solamente el esfuerzo máximo a compresión y las dimensiones de la sección.

Tabla 4.27: Diagrama de Interacción Momento – Carga axial para el adobe (Unidades adimensionales)

Nº	$\frac{P}{f'm.b.h}$	$\frac{M}{f'm.b.h^2}$	Nº	$\frac{P}{f'm.b.h}$	$\frac{M}{f'm.b.h^2}$
1	-7.0%	0.00000	9	4%	0.02549
2	-3.5%	0.00808	10	6%	0.03009
3	-2.8%	0.00974	11	8%	0.03583
4	-2.1%	0.01129	12	10%	0.04338
5	-1.4%	0.01267	13	15%	0.06056
6	-0.7%	0.01444	14	20%	0.07483
7	.0%	0.01594	15	25%	0.08718
8	2%	0.02089	16	30%	0.09697

En la Figura 4.106 se muestra el diagrama de interacción Momento - Carga Axial, la cual se le superpone una línea discontinua de color rojo, obtenida de una regresión lineal y cuya ecuación se presenta en la misma gráfica.

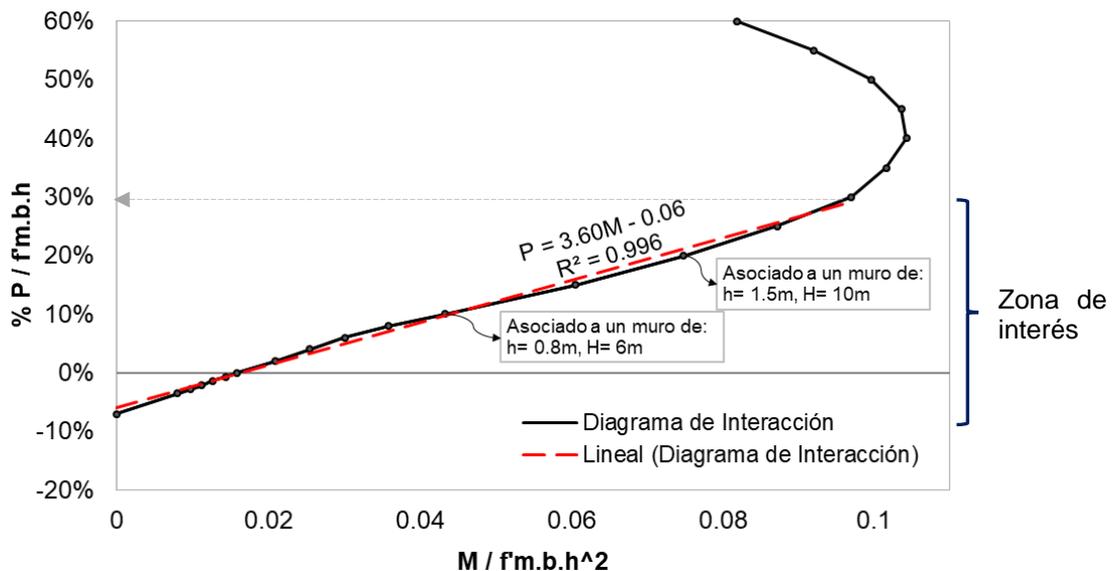


Figura 4.106: Diagrama de Interacción Momento – Carga axial para el adobe

El diagrama de interacción obtenido de la regresión lineal (lineal roja discontinua de la figura anterior), abarca toda la zona con carga axial de tracción, hasta una carga axial de compresión igual a 30%.f'm.b.h. Con este valor de carga axial de compresión, se abarcan las fuerzas debidas al peso propio de un muro de altura mayor a 10 m y 1.5 m de espesor. Se puede considerar entonces, que el diagrama de interacción es lineal en la zona de interés de las edificaciones de adobe.

Multiplicando los valores de carga axial del diagrama de interacción mostrado en la Figura 4.106 por $f'm.b.h$ y los valores de momento por $f'm.b.h^2$, siendo:

- $f'm$: Esfuerzo máximo a compresión (MPa)
- b : Ancho de la sección (m)
- h : Peralte de la sección o espesor del muro (m)
- P : Carga axial (kN)
- M : Momento (kN.m)

La ecuación lineal queda modificada a:

$$P = \frac{3.60}{h} \cdot M - 60 \cdot (f'm \cdot b \cdot h) \quad (4.3)$$

Se empleará esta ecuación para determinar los valores del diagrama de interacción de una forma práctica (en la zona en estudio).

Al estar el origen de coordenadas con el punto de agrietamiento y el punto de fluencia de los Diagramas Momento – Curvatura próximos casi colineales entre sí, se plantea una rigidez constante calculada en base a la sección bruta del muro, hasta alcanzar el punto de fluencia.

A continuación, se describirá el cálculo para determinar las capacidades de las secciones de adobe según su ubicación:

✓ Capacidad de la sección de esquina:

Como se observó en la Figura 4.100 en las secciones de esquinas se presenta una interacción momento-carga axial de tracción o de compresión. Se determinará la capacidad a flexión de las esquinas considerando en la sección una carga axial de tracción (más desfavorable).

Al ser un análisis lineal, el momento y la carga axial actuantes en la sección, mantendrán una misma proporción, esto quiere decir que, si el momento en la esquina se incrementa por un factor, la carga axial se incrementará también por el mismo factor. El lugar geométrico en una gráfica de momento vs carga axial actuante, representaría una línea recta, cuya pendiente, denominada " K_e ", se determinaría de la siguiente manera:

$$\frac{P_e}{M_e} = K_e = cte$$

K_e : Factor de Interacción

P_e : Carga axial actuante de tracción en la sección de esquina.

M_e : Momento actuante en el plano de la sección de esquina.

El factor de interacción se podrá determinar fácilmente del análisis modal espectral, para una carga sísmica arbitraria (solo es necesario emplear la forma del espectro, mas no una magnitud específica, ya que solo es de interés la proporción que existe entre P_e y M_e). El sub índice “e” indica que la fuerza y el momento actuante es referido a la sección de esquina.

Nota: En el análisis modal espectral se obtienen los máximos efectos sin importar en que tiempo estos ocurran. Cuando se emplean los diagramas de interacción por ejemplo para el diseño de columnas, se suele suponer que los efectos de carga axial máxima y de momento máximo, ocurren de manera simultánea (ya que los valores son extraídos de un análisis modal espectral). Sin embargo, es muy probable que la carga axial y el momento, no ocurran exclusivamente en el mismo instante. Aun estando en este caso, considerar que ocurren de manera simultánea, estaría del lado de la seguridad.

Despejando el valor de la carga axial de tracción de la relación anterior, obtenemos:

$$P_e = K_e \cdot M_e \quad (4.4)$$

En la siguiente figura, se grafica el diagrama de interacción representado por una línea sólida de color negro, obtenida con la expresión (4.3). En la misma figura, se grafica el lugar geométrico del momento y la carga axial actuantes en la sección de esquina (una línea recta roja con pendiente K_e).

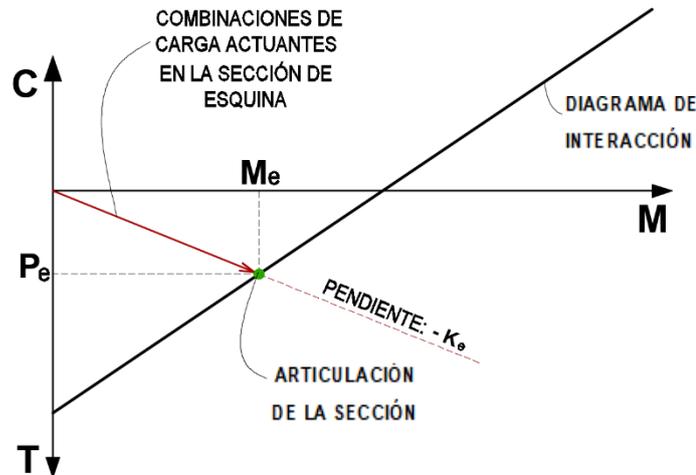


Figura 4.107: Diagrama de Interacción. Instante en el que ocurre la falla de la sección de esquina

La falla de la sección (o rotulación) se originará para la combinación de carga que intercepta estas dos curvas.

Entonces, se igualará la expresión (4.3) que define el diagrama de interacción, con la expresión (4.4), obteniendo:

$$-K_e \cdot M_e = \frac{3.60}{h} \cdot M_e - 60 \cdot (f' m \cdot b \cdot h)$$

Despejando el valor de momento:

$$Mn_e = \frac{60 \cdot (f' m \cdot b \cdot h)}{\left(\frac{3.60}{h} + K_e\right)} \quad (4.5)$$

Mn_e : Momento nominal de la sección de esquina

Se añadió la letra “n” al lado del símbolo de momento, ya que el valor calculado representa la capacidad a flexión de la sección o momento nominal.

✓ **Capacidad de la sección de la base:**

La capacidad a flexión de la sección de la base se determinará considerando una carga axial de compresión, generada por el peso propio del muro. Esta carga axial es aproximadamente constante en el tiempo. Por lo tanto, el lugar geométrico, en una gráfica de momento vs carga axial, estaría representada por una línea recta horizontal.

En la siguiente figura se grafica el diagrama de interacción para el cálculo de la capacidad a flexión de la sección de la base. En la misma figura, se grafica el lugar

geométrico de los momentos actuante en la base; como la carga axial se asume constante, el lugar geométrico resultará una línea recta horizontal (línea de color rojo).

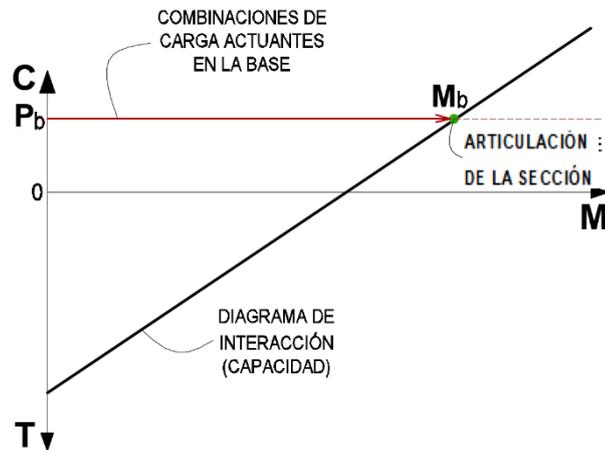


Figura 4.108: Diagrama de Interacción. Instante en el que ocurre la falla de la sección de la base

La falla de la sección se originará para la combinación de carga que se encuentre en la intersección de estas dos curvas.

Para facilitar las expresiones, se considerará que la carga axial es producto solamente del peso propio de los muros, por lo tanto, la expresión resulta:

$$P_b = PE \cdot b \cdot h \cdot H \quad (4.6)$$

PE : Peso específico del material

Cabe indicar que el peso del techo de una edificación de adobe (incluyendo una torta de barro) es aproximadamente igual al 5% del peso total de la estructura, por tal motivo se decidió no considerar este peso en el cálculo.

El sub índice “b” indica el momento actuante en la sección de la base. Igualando el valor de la carga axial de la expresión (4.6) en la expresión (4.3) que define el diagrama de interacción, se determinará la componente de momento que se encuentra en la intersección de las curvas:

$$PE \cdot b \cdot h \cdot H = \frac{3.60}{h} \cdot M_b - 60 \cdot (f' m \cdot b \cdot h)$$

Despejando el valor de momento:

$$Mn_b = \frac{50}{3} \cdot b \cdot h^2 \cdot \left(f' m + \frac{PE \cdot H}{60} \right) \quad (4.7)$$

Mn_b : Momento nominal de la sección de la base

De igual forma, se añadió la letra “n” al lado del símbolo de momento, ya que el valor calculado representa la capacidad a flexión de la sección o momento nominal.

✓ **Capacidad de una sección intermedia:**

La sección intermedia es definida por cualquier otra sección, que no sea la sección de esquina y la sección de la base. Esta sección podrá presentar cargas axiales de compresión y de tracción, sin embargo, se determinará la capacidad considerando la carga axial de tracción, debido a que por esta la sección fallará. Se presenta el mismo caso que en la sección de esquina (la carga axial y el momento guardarán una misma proporción independientemente de la carga), por lo tanto se determinará la capacidad de esta sección a partir de la expresión (4.5).

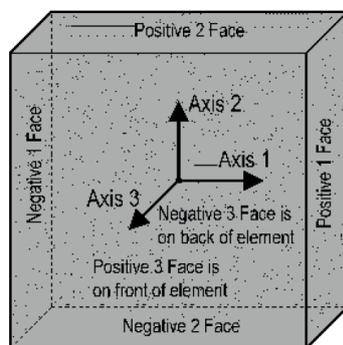
$$Mn_i = \frac{60 \cdot (f' m \cdot b \cdot h)}{\left(\frac{3 \cdot 60}{h} + K_i\right)} \quad (4.8)$$

Como se observa, se cambió el sub índice “e” por el sub índice “i” indicando que se refiere a una sección intermedia.

4.6.2.2 Cálculo de la sollicitación sísmica

Para obtener las fuerzas actuantes en el muro, se realizó un modelamiento numérico de la edificación en el programa SAP2000, empleando elementos finitos tipo cáscara, con acciones de membrana y flexión.

Las fuerzas actuantes o sollicitantes, se pueden obtener a partir de los esfuerzos internos, realizando una integración numérica en la sección.



- Membrane direct forces:

$$F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx_3$$

$$F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{22} dx_3$$

- Plate bending moments:

$$M_{11} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{11} dx_3$$

$$M_{22} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{22} dx_3$$

Figura 4.109: Integración numérica de esfuerzos para la obtención de fuerzas (Computer and Structures, INC, 2016)

σ_{11} : Esfuerzo actuando en la cara 1, en la dirección del eje local 1 del elemento.

σ_{22} : Esfuerzo actuando en la cara 2, en la dirección del eje local 2 del elemento.

F_{11} : Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 1, alrededor del eje local 1.

F_{22} : Fuerza por unidad de longitud actuando en la mitad de la superficie de las caras 2, alrededor del eje local 2 (Hernández, 2009).

Se muestran los valores extraídos del programa SAP2000 para la evaluación. A través de la herramienta section cut,

Con la ayuda de la herramienta section cut del programa SAP2000, se extrajeron las fuerzas actuantes en las secciones de interés. Para las secciones intermedias, se evaluaron diferentes secciones en toda la longitud del muro cada cierto espaciamiento, y al final se tomó la de mayor momento actuante. Ver Figura 4.110.

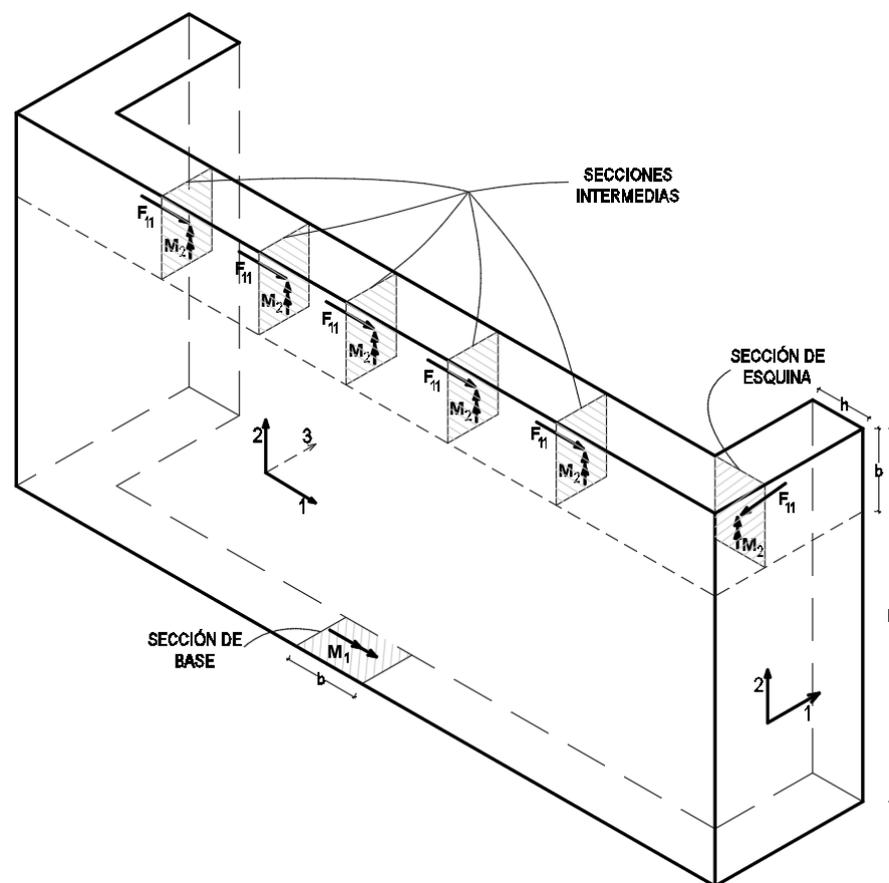


Figura 4.110: Secciones evaluadas en el programa para la obtención de las fuerzas

Se determinarán los patrones de agrietamiento de la edificación denominada M4, en representación de las edificaciones constituidas por muros de gran longitud.

Se presenta a continuación los valores de interés para las expresiones halladas, que corresponden a la edificación en estudio:

$$f_m = 0.88 \text{ MPa}, b = 1 \text{ m}, h = 0.80 \text{ m}, H = 6 \text{ m}$$

El análisis modal espectral realizado, permitirá determinar para qué valores de coeficiente sísmico se presentarán las fallas en la edificación, aplicando inicialmente para cada paso una carga sísmica arbitraria. Esto quiere decir, que no se requiere un espectro sísmico con valores definidos de aceleración espectral, sino solamente la forma de él (un valor constante para periodos cortos, luego un decaimiento en función inversa del periodo). Esta forma se obtendrá de las expresiones dadas en el artículo 14 de la NTE-E030 2018.

Con esto, se podrán obtener las fuerzas internas en el muro en sus direcciones principales.

4.6.2.3 Metodología propuesta para la evaluación

Se muestra a continuación, la metodología propuesta para estimar el 1er patrón de agrietamiento de la estructura:

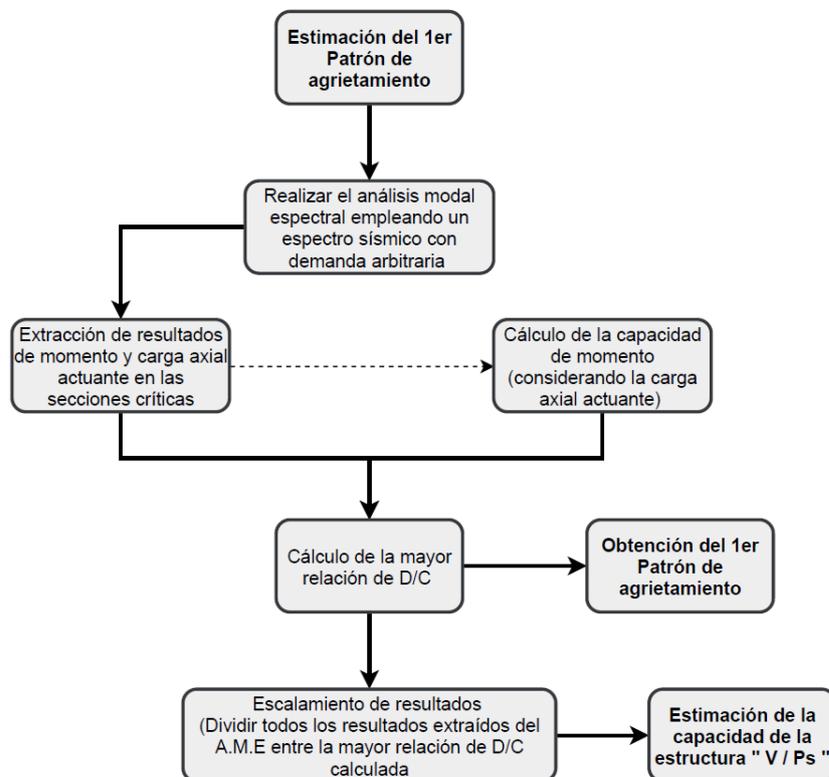


Figura 4.111: Metodología para estimar el primer patrón de agrietamiento

El segundo y tercer patrón de agrietamiento se estimará a partir de iteraciones, verificando que, en cada nuevo patrón obtenido, se verifique que en las secciones articuladas (calculadas del patrón de agrietamiento anterior), la demanda (solicitación) de momento no exceda su capacidad.

En la se muestra la metodología propuesta para estimar el segundo y el tercer patrón de agrietamiento:

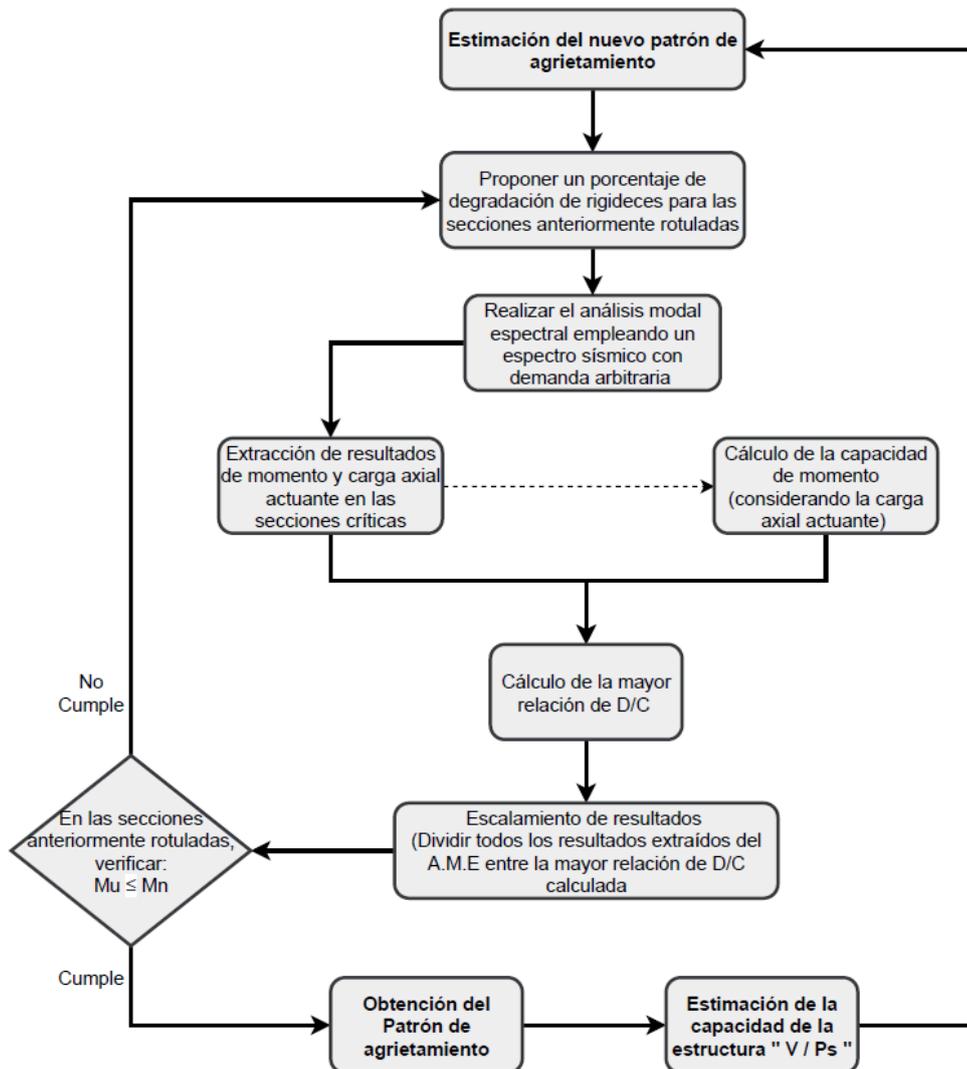


Figura 4.112: Metodología para estimar el segundo y tercer patrón de agrietamiento

A continuación, se aplicará la metodología planteada para estimar los patrones de agrietamiento de la edificación propuesta M4:

ESTIMACIÓN DEL 1ER PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

- **Cálculo de la sollicitación (demanda):**

Del análisis modal espectral se obtuvieron los siguientes valores:

1.- Cortante basal: $V_{base} = 540 \text{ kN}$

2.- Fuerzas actuantes en las regiones más críticas:

Fuerza actuante	Sección de Esquina	Sección de la Base	Sección intermedia
Momento:	7.85 kN.m	23.16 kN.m	3.53 kN.m
Fuerza axial:	10.80 kN	(Peso propio del muro)	0.45 kN

La sección intermedia en este caso es referida a la sección central del muro longitudinal. Siendo esta la evaluada por presentar una mayor fuerza actuante.

- **Cálculo de la Capacidad:**

Calculando del “factor de interacción” en la sección de esquina y en una sección intermedia del muro:

$$K_e = \frac{P_e}{M_e} = \frac{7.85}{10.80} = 1.38 \quad ; \quad K_i = \frac{P_i}{M_i} = \frac{0.45}{3.53} = 0.13$$

Cálculo de la capacidad de las regiones más críticas:

Sección de Esquina	Sección de la Base	Sección Intermedia
Reemplazando valores en la expresión (4.5):	Reemplazando valores en la expresión (4.7):	Reemplazando valores en la expresión (4.8):
$M_e = \frac{60 \cdot (0.88 \cdot 1 \cdot 0.8)}{\left(\frac{3.60}{0.80} + 1.38\right)}$ <p style="text-align: center;">$M_e = 7.19 \text{ kN.m}$</p>	$M_b = \frac{50}{3} \cdot 1 \cdot 0.8^2 \cdot \left(0.88 + \frac{16.6}{60}\right)$ <p style="text-align: center;">$M_b = 26.45 \text{ kN.m}$</p>	$M_i = \frac{60 \cdot (0.88 \cdot 1 \cdot 0.8)}{\left(\frac{3.60}{0.80} + 1.38\right)}$ <p style="text-align: center;">$M_i = 9.12 \text{ kN.m}$</p>

- **Cálculo del relación Demanda-Capacidad:**

Sección de Esquina	Sección de la Base	Sección Intermedia
$\frac{D}{C} = \frac{7.85}{7.19} = 1.09$	$\frac{D}{C} = \frac{23.16}{26.45} = 0.88$	$\frac{D}{C} = \frac{3.52}{9.12} = 0.45$

La mayor relación de demanda/capacidad se obtiene en la sección de esquina, por lo tanto esta será la primera zona articulada (rotulada).

Se requieren las fuerzas que producen exactamente la articulación ($D/C=1$), por lo tanto, se dividirán los resultados entre la mayor relación (D/C) hallada.

Determinando entonces, la cortante basal que produce la falla en la esquina

$$V_{basal} = \frac{540}{1.09} = 494 \text{ kN}$$

El peso de la edificación es de 8887 kN, por lo tanto, el coeficiente sísmico resulta:

$$\frac{V}{P_s} = \frac{494}{8887} = 0.056$$

Las zonas dañadas presentaran una degradación considerable de su rigidez. Se modificará la rigidez de los elementos cáscara de las esquinas a un 10% de su rigidez inicial y se procederá a realizar nuevamente el análisis modal espectral.

En el cálculo del segundo patrón de agrietamiento, se tendrá que verificar que el nuevo momento actuante en las secciones degradadas, sea menor al momento resistente calculado. Si no es el caso, se tendrá que reducir la rigidez empleando un factor menor hasta conseguirlo. (un 7 o 5%).

ESTIMACIÓN DEL 2DO PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

- **Cálculo de la sollicitación (Demanda):**

Del análisis modal espectral se obtuvieron los siguientes valores:

1.- Cortante basal: $V_{base} = 577 \text{ kN}$

2.- Fuerzas actuantes en las regiones más críticas:

Fuerza actuante	Sección de la Base	Sección intermedia
Momento:	24.16 kN.m	3.64 kN.m
Fuerza axial:	(Peso propio del muro)	4.42 kN

Con la reducción de rigideces, la sección intermedia de mayor sollicitación resultó a una distancia horizontal igual a 4.5m del muro transversal.

Calculando el “factor de interacción” en la sección intermedia elegida:

$$K_i = \frac{P_i}{M_i} = \frac{4.42}{3.64} = 1.21$$

- **Cálculo de la capacidad:**

Cálculo de la capacidad de las regiones más críticas:

Sección de la Base	Sección Intermedia
Reemplazando valores en la expresión (4.7): $M_b = \frac{50}{3} \cdot 1 \cdot 0.8^2 \cdot \left(0.88 + \frac{16 \cdot 6}{60} \right)$ $M_b = 26.45 \text{ kN.m}$	Reemplazando valores en la expresión (4.8): $M_i = \frac{60 \cdot (0.88 \cdot 1 \cdot 0.80)}{\left(\frac{3.60}{0.80} + 1.21 \right)}$ $M_i = 7.39 \text{ kN.m}$

- **Cálculo de la relación Demanda-Capacidad:**

Sección de la Base	Sección Intermedia
$\frac{D}{C} = \frac{23.16}{26.45} = 0.88$	$\frac{D}{C} = \frac{3.64}{7.39} = 0.49$

La mayor relación de demanda/capacidad se obtiene en la sección de la base, por lo tanto esta será la segunda zona articulada.

Se requieren las cargas que producen exactamente la articulación (D/C=1), por lo tanto, se dividirán los resultados entre la mayor relación (D/C) encontrada.

Determinando entonces, la cortante basal que produce la falla en la esquina:

$$V_{basal} = \frac{577}{0.88} = 656 \text{ kN}$$

El coeficiente sísmico resulta:

$$\frac{V}{P_s} = \frac{656}{4670} = 0.071$$

Las nuevas zonas dañadas presentaran también una degradación considerable de su rigidez. Se modifica la rigidez de los elementos cáscara de la base a un 20% de su rigidez inicial y se procede a realizar nuevamente el análisis modal espectral.

En el cálculo del tercer patrón de agrietamiento, se tendrá que verificar que el nuevo momento actuante en las secciones degradadas sea menor al momento resistente calculado. Si no se consigue esto, se tendrá que reducir la rigidez empleando un factor menor hasta conseguirlo. Tal caso ocurrió en las secciones degradadas de esquina, la cual se tuvo que reducir a un 5% de su rigidez inicial.

ESTIMACIÓN DEL 3ER PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

- **Cálculo de la sollicitación (Demanda):**

Del análisis modal espectral se obtuvieron los siguientes valores:

1.- Cortante basal: $V_{base} = 839 \text{ kN}$

2.- Fuerzas actuantes en las regiones más críticas:

Fuerza actuante	Sección intermedia 1	Sección intermedia 2
Momento:	8.10 kN.m	6.77 kN.m
Fuerza axial:	0.125 kN	6.35 kN

Se evalúan dos posibles regiones de fallas: Sección intermedia 1 referido a la parte central del muro y sección intermedia 2 referido a la sección ubicada a 4.5m del muro transversal.

Calculando el "factor de interacción" en la sección intermedia 1 y 2:

$$K_{i1} = \frac{P_{i1}}{M_{i1}} = \frac{0.125}{8.10} = 0.02 \quad , \quad K_{i2} = \frac{P_{i2}}{M_{i2}} = \frac{6.35}{6.77} = 0.94$$

- **Cálculo de la capacidad:**

Cálculo de la capacidad de las regiones más críticas:

Sección intermedia 1:	Sección intermedia 2:
Reemplazando valores en la expresión (4.7):	Reemplazando valores en la expresión (4.7):
$M_{i1} = \frac{60 \cdot (0.88 \cdot 1 \cdot 0.80)}{\left(\frac{3.60}{0.80} + 0.02\right)}$	$M_{i2} = \frac{60 \cdot (0.88 \cdot 1 \cdot 0.80)}{\left(\frac{3.60}{0.80} + 0.94\right)}$
$M_{i1} = 9.35 \text{ kN.m}$	$M_{i2} = 7.73 \text{ kN.m}$

- **Cálculo de la relación Demanda-Capacidad:**

Sección intermedia 1:	Sección intermedia 2:
$\frac{D}{C} = \frac{8.10}{9.35} = 0.86$	$\frac{D}{C} = \frac{6.77}{7.73} = 0.88$

La mayor relación de demanda/capacidad se obtiene en la sección intermedia 2, por lo tanto esta será la tercera zona articulada.

Se requieren las cargas que producen exactamente la articulación ($D/C=1$), por lo tanto, se dividirán los resultados entre la mayor relación de (D/C) encontrada.

Determinando entonces, la cortante basal que produce la falla en la esquina

$$V_{basal} = \frac{839}{0.88} = 962.9 \text{ kN}$$

El coeficiente sísmico resulta:

$$\frac{V}{Ps} = \frac{962.9}{4670} = 0.11$$

Realizando el análisis modal espectral con degradación de rigideces, se obtuvieron los mismos patrones de agrietamientos encontrados en los análisis tiempo historia no lineales: El primer patrón de agrietamiento se produce en las esquinas de la edificación, el segundo patrón de agrietamiento se genera en la base, y el tercer patrón de agrietamiento a una distancia horizontal igual a 4.5 m medido desde la esquina de la edificación (una distancia menor a la altura del muro).

En la Figura 4.113 se comparan las capacidades sísmicas en términos del coeficiente sísmico, obtenidas del análisis modal espectral con rigideces degradadas con las obtenidas en el análisis no lineal tiempo historia:

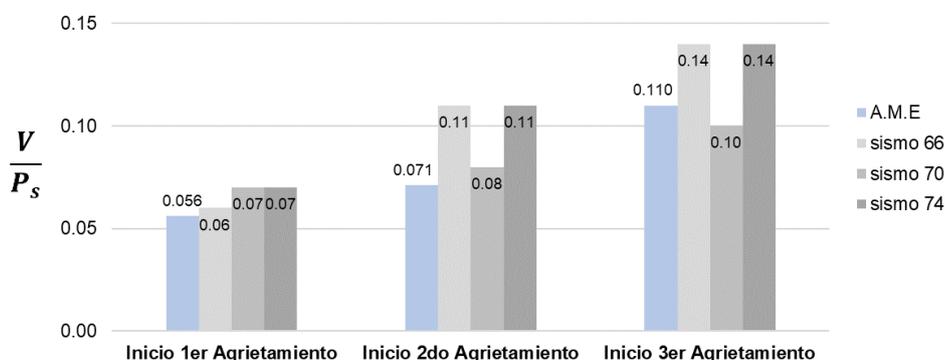


Figura 4.113: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia

Igualmente, se estimaron los patrones de agrietamiento para las edificaciones M1, M2 y M3:

Tabla 4.28: Resultados obtenidos del análisis modal espectral

Patrón de agrietamiento	M1		M2		M3	
	Zona	V/P _s	Zona	V/P _s	Zona	V/P _s
1ero ●	Esquinas	0.11	Esquinas	0.10	Esquinas	0.05
2do ●	Central	0.22	Central	0.16	base	0.11
3ero ●	base	0.23	base	0.17	Intermedia y central	0.13
Esquema en planta con los patrones de agrietamiento:						

En la Figura 4.114, Figura 4.115 y Figura 4.116 se comparan las capacidades sísmicas en términos del coeficiente sísmico, obtenidas del análisis modal espectral incluyendo rigideces degradadas con las obtenidas en el análisis no lineal tiempo historia, para los modelos M1, M2, M3 y M4, respectivamente:

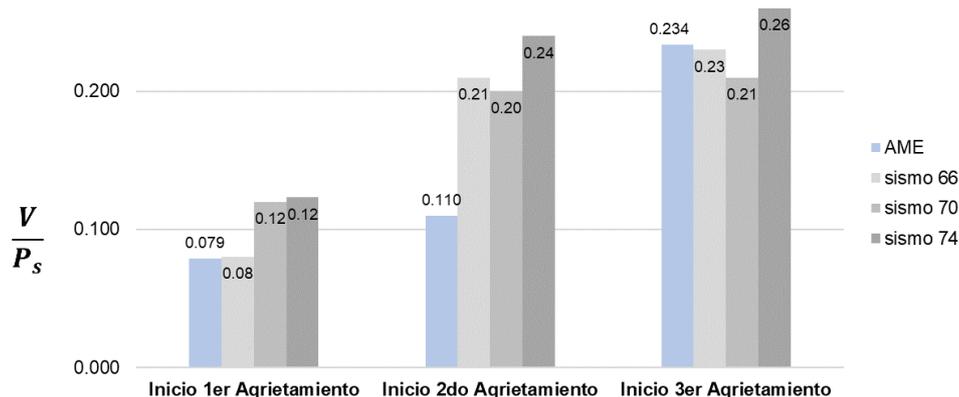


Figura 4.114: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia. Modelo M1

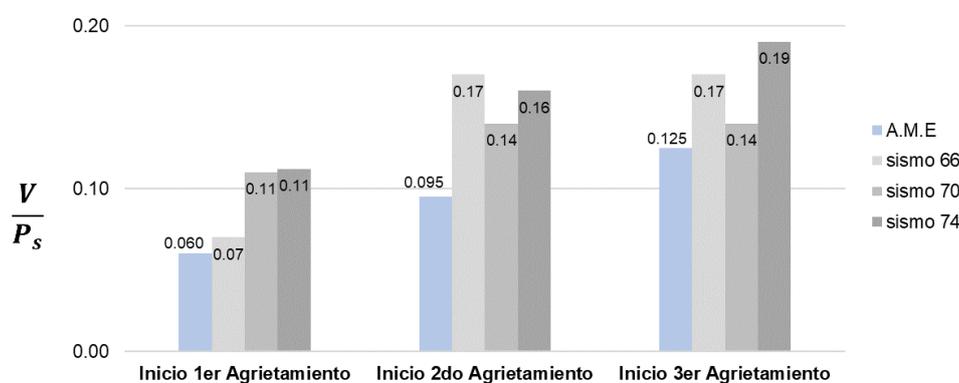


Figura 4.115: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia. Modelo M2

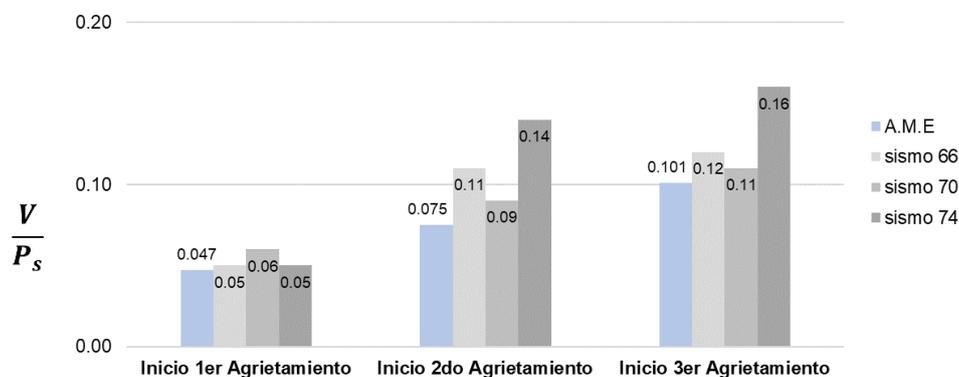


Figura 4.116: Comparación de la capacidad global entre el análisis modal espectral con degradación de rigideces y el análisis no lineal tiempo historia. Modelo M3

Se puede observar que los resultados conseguidos a través de los cálculos propuestos en esta sección, son bastante similares a los obtenidos en el análisis no lineal.

Cabe mencionar que a pesar de que se halla constatado que las últimas fallas que se producen son debido al corte, se deberá también hacer una revisión de estos, en edificaciones cuyos muros presenten relaciones de aspecto cercanos a uno.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- ✓ Los patrones de agrietamiento de las edificaciones de adobe de gran envergadura pueden ser anticipados empleando el macromodelo de plasticidad y daño del concreto (Concrete damage plasticity). Sin embargo, los valores obtenidos no deben considerarse representaciones exactas de la estructura, debido principalmente a que el modelo no permite simular la separación física entre los muros.
- ✓ Las edificaciones de adobe presentan una alta vulnerabilidad sísmica. Esta vulnerabilidad es mayor a medida que se reduce la relación de aspecto del muro.
- ✓ Para las cuatro edificaciones estudiadas, los primeros patrones de agrietamiento ocurren en las esquinas, producto de las acciones de momento y tracción directa que se generan en estas regiones. Estas grietas aparecen para demandas sísmicas menores a 0.10g.
- ✓ En muros de gran longitud, el segundo patrón de agrietamiento se genera en la base, y el tercer patrón de agrietamiento se produce en el muro longitudinal a una distancia horizontal ligeramente menor a la altura del muro medido a partir de una esquina.
- ✓ Las grietas de mayor desarrollo se presentan en las esquinas. Las porciones de muro que son envueltas por estas grietas, son las que, por lo general terminan desprendiéndose primero de la edificación.
- ✓ El límite de esbeltez establecido por la norma E080-2017, evitará que nuevas construcciones presenten muros con relaciones de aspecto pequeñas (longitudes de muro grandes), ya que sus capacidades sísmicas son bastante bajas.
- ✓ En la etapa de la calibración, el modelo numérico debe considerar todos los elementos que aporten rigidez a la estructura. En el caso de la edificación de adobe del hospital, se requirió modelar las construcciones aledañas de albañilería, las cuales rigidizaban la zona inferior de los muros en dirección perpendicular al plano del muro de adobe.
- ✓ Idealizar el entablado en los modelos numéricos, originaba una cierta compatibilización de desplazamiento en los techos. Producto de ello, los desplazamientos en la parte central del muro longitudinal disminuían y en

sus extremos se incrementaba. Con esto se podía concluir de manera errónea que las primeras fallas se producirían en los muros transversales por corte en su plano.

- ✓ Según los resultados presentados en la Figura 4.97 y Figura 4.98, es viable realizar un análisis modal espectral a las edificaciones de adobe que presenten periodos relativamente altos (mayores a 0.40s), siempre y cuando se represente al sismo mediante un espectro de diseño y no mediante una aceleración espectral constante, como podría deducirse erróneamente de la norma E080-2017.
- ✓ El aporte de los modos de orden superior es esencial para determinar la respuesta dinámica de una estructura de adobe con bajas relaciones de aspecto por dos razones: La primera es debido a la poca primacía del primer modo predominante (observado en los porcentajes de masa efectiva). La segunda razón es debido a que el primer modo predominante se aleja de la zona de periodos dominantes del sismo, mientras que los modos de orden superior caen justamente en la zona dominante.
- ✓ Los modos de orden superior modifican las zonas en donde ocurre los máximos momentos y con esto las zonas próximas a dañarse. Además, incrementan sustancialmente sus magnitudes en toda la zona superior del muro.
- ✓ Es factible emplear el análisis modal espectral para predecir el daño en las edificaciones de adobe si se considera una cierta reducción de la rigidez en los elementos en donde la capacidad es superada.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Las mediciones de vibración ambiental deben ser tomadas en diferentes puntos de la edificación, tomando en cuenta que cada muro presenta formas particulares de vibrar.
- ✓ Si el sistema de techo esta simplemente apoyado sobre los muros sin ningún tipo de conexión, no se recomienda simular el entablado en el modelamiento numérico.
- ✓ Debido a que el adobe es un material que presentan un rango elástico muy corto, no es recomendable aplicar el cien por ciento del sismo en un paso, para analizar las estructuras. Se debe considerar aplicar demandas sísmicas incrementales, evaluar en que regiones se presentan los máximos efectos y considerar una reducción de rigidez si superan su capacidad. Aplicando esto, se podría predecir el modo de falla que presentará la edificación.
- ✓ Se recomienda evaluar la influencia de los vanos de las edificaciones, cuando estos presentan grandes dimensiones o están muy continuos entre sí, ya que de esta forma se podrían presentar variaciones en los patrones de agrietamiento hallados.
- ✓ Como se ha venido mencionando, las edificaciones compuestas por muros de gran longitud, presentan bajas capacidades sísmicas. Es evidente que este tipo de edificaciones, requieran de un reforzamiento estructural.
- ✓ El reforzamiento estructural que se planteé debe tratar de cubrir los siguientes puntos: Evitar que se originen las grietas de esquina o en todo caso impedir que estas se abran, provocando la separación física entre los muros. Reducir los grandes desplazamientos en los muros de gran longitud fuera de su plano. Incrementar la capacidad a flexión de los muros, principalmente en las secciones más críticas. Incrementar la capacidad a cortante de los muros, principalmente en los muros transversales o de menor longitud. Reducir la demanda sísmica disminuyendo el peso de la edificación, en caso se tengan techos muy pesados debido a tortas de barro con espesores bastante considerables. Actualmente existen nuevas tecnologías como las láminas impermeabilizantes que pueden ser usadas en lugares donde no llueve mucho y donde no existe mucha contaminación térmica y/o acústica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abaqus 6.14 SIMULIA. (2014). *Analysis User's Guide*, Estados Unidos de América.
- Alonso, J. (1989). *La Arquitectura del Barro*. Junta de Castilla y León. Consejería y Bienestar Social, España.
- Andina agencia peruana de noticias. (2016). *Recomiendan cómo reforzar construcciones de quincha y adobe*. Obtenido de <https://www.andina.pe/agencia/video-recomiendan-como-reforzar-construcciones-quincha-y-adobe-39687.aspx>
- Arkinka. (2010). *Arquitectura temprana de la Huaca Huallamarca*. *Revista de arquitectura, diseño y construcción*(175).
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2004). *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada*. Presidencia de la república - Red de solidaridal social, Colombia.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California, Estados Unidos de América.
- Blondet, M., Madueño, I., Torrealva, D., Villa-García, G., & Ginocchio, F. (2005). *Using industrial materials for the construction of safe adobe houses in seismic areas*. Proceedings of Earth Build 2005 conference, Sydney, Australia.
- Blondet, M., Vargas, J., Velasquez, J., & Tarque, N. (2006). *Experimental Study of Synthetic Mesh Reinforcement of Historical Adobe Buildings*. New Delhi, India.
- Bossio, S. (2010). *Evaluación del comportamiento sísmico e influencia de la dirección del movimiento en módulos de adobe reforzado con geomalla*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Campana, C. (2010). *Chan Chan: Nuevos hallazgos, nuevas hipótesis*. Revista oficial de la Universidad Privada Antenor Orrego, Vol 21, N°1, pp. 27-53, Trujillo, Perú.

- CEETyDES, & JICA. (2009). *Ensayos de resistencia en componentes de adobe*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Perú.
- Chávez, M. (2010). *Validación experimental de modelos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas*. Tesis de Doctorado en Ingeniería, Universidad Autónoma de México, México.
- Computer and Structures, INC. (2016). *Csi Analysis Reference Manual*.
- Comunidad Andina. (1984). *Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino*. Acuerdo de Cartagena, Perú.
- Díaz del Castillo, F. (2007). *Fricción, Desgaste y Lubricación*. Laboratorio de tecnología de materiales, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Dowling, D. (2004). *Adobe housing in El Salvador: Earthquake performance and seismic improvement*. in Rose, W.I., Bommer, J.J., López, D.L., Carr, M.J., and Major, J.J., eds., *Natural hazards in El Salvador*: Boulder, Colorado, Geological Society of America Special Paper 375, pp. 281–300.
- Fernández, J. (2015). *Análisis de las ventajas y desventajas de las técnicas no convencionales en la construcción de edificaciones frente a un evento sísmico*. Universidad Central del Ecuador, Ecuador.
- Fonseca, C. (2016). *Methodology for the Seismic Assessment of Earthen and Timber Historic Churches*. A Thesis Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, University College London, England.
- Fonseca, C., & D'Ayala, D. (2012). *Seismic assessment and retrofitting of Peruvian earthen churches by means of numerical modelling*. In Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Portugal.
- Giles, B., Scarponi, J., & Galindez, F. (s.f.). *Recomendaciones para las construcciones de adobe, Intervención en monumentos históricos contruidos con tierra*. Argentina.
- Hernández, E. (2009). *Integrated Software for Structural Analysis & Design*. Manual de Aplicación del Programa SAP2000 v14.

- Hilber, H., Hughes, T., & Taylor, R. (1977). *Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 5, No.3, pp. 283-292, Estados Unidos de América.
- Igarashi, L. (2009). *Reforzamiento estructural de muros de adobe*. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- INEI. (2017). *Censo Nacional XII Vivienda, VII Población y III de Comunidades Andinas*. Perú.
- Iunio Iervolino, Galasso, C., Paolucci, R., & Pacor, F. (2011). *Engineering ground motion record selection in the Italian Accelerometric Archive*. Bulletin of Earthquake Engineering, Italia.
- Karapitta, L., Mouzakis, H., & Carydis, P. (2011). *Explicit finite-element analysis for the in-plane cyclic behavior of unreinforced masonry structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 40, No.2, pp. 175-193.
- Kuroiwa, J. (2002). *Disaster Reduction - Living in harmony with nature*. Perú: Nsg S.A.C.
- Lee, J., & Fenves, G. (1998). *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No.8, pp. 892-900.
- López, J. (1999). *Mecánica de los medios continuos*. Universidad de Castilla-La Mancha, España.
- Lopez, J., & Bernilla, P. (2012). *Evaluación funcional y constructiva de viviendas con adobe estabilizado en Cayalti. Programa Cobe-1976*. Tesis para optar el grado de maestro, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Lourenço, P. (2014). *Presentation SA2_12: Modelling of masonry and homogenization*. University of Minho, Portugal.
- Lourenço, P. B. (1998). *Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry*. Proceedings of Structural Analysis of Historical Constructions II, Barcelona, Spain.

- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, J., & Oñate, E. (1989). *A plastic-damage model for concrete*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 25, No.3, pp. 299-326.
- Morales, R., Torres, R., Irala, C., & Rengifo, L. (1993). *Manual para la construcción de viviendas de adobe*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Noel, M. (2017). *Integración de ingeniería inversa y modelamiento numérico para la evaluación sísmica de construcciones históricas de adobe*. Tesis para optar el Grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Oñate, E. (1991). *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos*. (C. I. Ingeniería, Ed.) España.
- Quiroz, L. (2011). *Evaluación de modelos de comportamiento no lineal para materiales de tierra con aplicación al adobe*. Tesis para optar el grado de Maestro en Ciencias con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- SENCICO. (2017). *Norma E.080 Diseño y construcción con tierra reforzada*. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
- SENCICO. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
- Shady, R. (1997). *La Ciudad Sagrada de Caral*. Supe en los Albores de la Civilización en el Perú, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Perú.
- Solís, M., Torrealva, D., Santillán, P., & Montoya, G. (2015). *Análisis del comportamiento a flexión de muros de adobe reforzados con geomallas*. Informes de la construcción 67(539): e092. doi:10.3989/ic.13.141
- Soto, M., & Vargas, J. (2012). *Arquitectura prehispánica limeña de los siglos XI al XV: El caso de la conservación de la pirámide "A" de Mateo Salado*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Tarque, N. (2011). *Numerical modelling of the seismic behaviour of adobe buildings*. A Thesis Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in earthquake engineering, Università degli Studi di Pavia, Italy.

- Tarque, N., Camata, G., Spacone, E., Varum, H., & Blondet, M. (2012). *Non-linear dynamic analysis of an adobe module*. En Terra 2012: XI Conferencia Internacional sobre el Estudio y Conservación del Patrimonio Arquitectónico de Tierra, Perú.
- Tavera, L. (s.f.). *Chan Chan*. Obtenido de Arqueología del Perú: <https://www.arqueologiadelperu.com.ar/chanchan.htm>
- Tavera, L. (s.f.). *Sitios Arqueológicos*. Obtenido de [https://www.arqueologiadelperu.com.ar/pucllana.htm#:~:text=La%20Huaca%20Pucllana%20fue%20un,en%20el%20per%C3%ADodo%20Intermedio%20Temprano\).&text=La%20Huaca%20Pucllana%20es%20un,\)%20entramente%20en%20%22adobitos%22%20](https://www.arqueologiadelperu.com.ar/pucllana.htm#:~:text=La%20Huaca%20Pucllana%20fue%20un,en%20el%20per%C3%ADodo%20Intermedio%20Temprano).&text=La%20Huaca%20Pucllana%20es%20un,)%20entramente%20en%20%22adobitos%22%20).
- Tolles , E., Kimbro, E., & Ginell, W. (2003). *Planning and engineering guidelines for the seismic retrofitting of historic adobe structures*. Los Angeles, Estados Unidos de América: Getty Publications.
- Torrealva, D. (s.f.). *Caracterización de daños, reparación y refuerzo en construcciones de adobe*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- Vergara , E., & Valle, L. (2012). *Chan Chan Ayer y Hoy*. Perú: SIAN de Luis Valle Alvarez.
- Yacila, J., Camata, G., Salsavilca, J., & Tarque, N. (2019). *Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach*. Perú.
- Yamashiro, R., Morales, R., & Sanchez, A. (1977). *Diseño sísmico de construcciones de adobe y bloque estabilizado*. Segunda parte. Un procedimiento de diseño de construcciones de adobe, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Zarate, E., & Chirinos, H. (2011). *Historia de la construcción en Lambayeque. Periodos prehispánico y virreinal*. Tesis para optar el grado de maestro, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Zavala, C., & Igarashi, L. (2005). *Proposal method for reinforce adobe walls*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.

Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (2000). The Finite Element Method, The Basis.
Butterworth Heinemann.