

PONTIFICIA UNIVERSIDAD

CATÓLICA DEL PERÚ

Escuela de Posgrado



Modelado de estructuras de adobe confinado bajo ensayos
estáticos y dinámicos en mesa vibradora

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil
con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Juan José Loayza Hajar

Asesor:

Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, 2025


Informe de Similitud

Yo, Daniel Roberto Quiun Wong, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada(o) Modelado de estructuras de adobe confinado bajo ensayos estáticos y dinámicos en mesa vibradora, del autor Juan Jose Loayza Hajar, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 4 de diciembre de 2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 12 de diciembre de 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Quiun Wong, Daniel Roberto</u>	
DNI: 07800490	Firma: 
ORCID: 0000-0001-8906-6783	

RESUMEN

En nuestro país, persiste la presencia de viviendas con muros de adobe, las cuales exhiben una notable vulnerabilidad frente a los sismos, por lo que resulta imperativo abordar su problemática estructural. Existe una técnica constructiva que involucra el confinamiento de los muros de adobe con elementos de concreto armado, la cual ha demostrado evidencias de buen comportamiento. Para ello, el presente trabajo intenta determinar la viabilidad de realizar una representación numérica de este tipo de estructuras mediante los diferentes tipos de enfoques de modelado.

En primer lugar, se lleva a cabo una revisión bibliográfica de investigaciones y de ensayos previos relacionados a esta técnica constructiva. También se recoge información relevante sobre definiciones básicas de modelación numérica para el desarrollo de la tesis. A continuación, se estudian técnicas de modelado asociados al uso del software computacional ETABS, el cual será la herramienta que permita implementar el modelado de la estructura objeto de estudio.

Finalmente, se lleva a cabo la calibración de las técnicas de modelado, tomando como referencia los resultados aportados por dos ensayos realizados en el Laboratorio de Estructuras PUCP. El primer caso es el ensayo de carga lateral cíclica aplicado a un muro de adobe confinado, garantizando su confiabilidad. En el segundo caso, se procede con el modelado de una estructura de dos niveles ensayada en mesa vibradora, utilizando las técnicas de modelado previamente calibradas. Los resultados de estos modelos se analizan con el objetivo de determinar si es posible representar adecuadamente el comportamiento de este tipo de estructuras.

Palabras clave

Adobe Confinado, Ensayo Estático, Ensayo Dinámico, Modelado Numérico.

ABSTRACT

In our country, the presence of houses with adobe wall persists, which exhibit great vulnerability to earthquakes, making it imperative to address their structural problems. There is a construction technique that involves the confinement of adobe walls with reinforced concrete elements, which has shown evidence of good behavior. For this reason, this work aims to determine the feasibility of numerically representing these structures through the evaluation of modeling approaches.

Firstly, a bibliographic review of previous research works and tests related to this construction technique is carried out. Likewise, relevant information is collected about fundamental definitions of numerical modeling for the development of the work. Then, the modeling techniques associated with the use of the ETABS computer software are delved into, which will be used to carry out the modeling of the structure under study.

Subsequently, the calibration of the modeling techniques is carried out using as reference the results of two tests performed in the Structures Laboratory at PUCP. The first case is the cyclic lateral load test applied to a confined adobe wall, guaranteeing its reliability. In the second case, we proceeded with the modeling of a two-level structure tested on a vibrating table using previously calibrated modeling techniques. The results of these models are analyzed with the aim of determining whether it is possible to adequately represent the behavior of this type of structures.

Keywords

Confined Adobe, Static Testing, Dynamic Testing, Numerical Modelling.

ÍNDICE

	Pág.
Resumen	iii
Abstract	iv
Índice	v
Lista de Tablas	vii
Lista de Figuras	viii
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	11
1.1. Planteamiento del problema	11
1.2. Justificación	12
1.3. Objetivos y alcances	13
1.4. Hipótesis	15
1.5. Metodología	15
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	18
2.1. Comportamiento sísmico de estructuras de adobe	18
2.2. Adobe confinado como refuerzo de nuevas viviendas	22
2.3. Investigaciones experimentales	24
2.4. Propuesta de diseño de adobe confinado (San Bartolomé, 2011)	29
CAPÍTULO III: DEFINICIONES FUNDAMENTALES	32
3.1. Calibración estructural	32
3.2. Análisis no lineal estático y dinámico	33
3.3. Curva de capacidad	35
3.4. Curvas histeréticas	37
CAPÍTULO IV: MODELADO NUMÉRICO	41
4.1. Técnicas de modelaje	41
4.2. Análisis no lineal	46
4.3. Rótulas asignadas a elementos tipo frame	48

4.3. Elementos tipo Shell Layer	52
CAPÍTULO V: ENSAYO ESTÁTICO DE UN MURO	54
5.1. Características de los muros ensayados	54
5.2. Fases del ensayo desarrollado	56
5.3. Resultados del ensayo	60
CAPÍTULO VI: ENSAYO DINÁMICO DEL MÓDULO DE DOS NIVELES	63
6.1. Características del módulo ensayado	63
6.2. Fases del ensayo desarrollado (Fig. 23)	66
6.3. Resultados del ensayo	69
CAPÍTULO VII: CALIBRACIONES PREVIAS	71
7.1. Consideraciones generales de calibración de muro de adobe confinado en el plano	71
7.2. Calibración en el plano de muro de adobe como elemento tipo frame	72
7.3. Calibración en el plano de muro de adobe como elemento tipo Shell Layer	77
7.4. Consideraciones del ensayo fuera del plano del muro de adobe confinado realizado en DIANA FEA	83
7.5. Calibraciones de los muros bajo cargas perpendiculares en ETABS	89
Definición de parámetros	90
Aplicación en la calibración	91
CAPÍTULO VIII: MODELADO DE LA ESTRUCTURA DE 2 NIVELES	97
8.1. Muro como elemento tipo frame sin considerar confinamientos	97
8.2. Edificio de 2 niveles como elemento tipo frame considerando la sección de adobe y confinamientos de concreto armado	106
CAPÍTULO IX: CONCLUSIONES	114
Referencias bibliográficas	125

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Valores máximos durante el ensayo	69
Tabla 2: Modelo realista de muros de corte (CSI, 2016)	81
Tabla 3: Rigidez elástica de cada uno de los modelos	82
Tabla 4: Formulación de momento flector para rótula de muro perpendicular al muro tipo frame	91
Tabla 5: Generación de rótulas por corte de cada muro	99
Tabla 6: Generación de rótulas a flexión para carga perpendicular de cada muro	99



LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Edificaciones de muros de adobe confinado	11
Figura 2: Escaso mantenimiento de estructura de adobe	20
Figura 3: Cargas perpendiculares al plano	20
Figura 4: Cargas contenidas en el plano	21
Figura 5: Colapso de la parte superior del tímpano por empuje de la viga cumbre	21
Figura 6: Sismo de Ometepec, México en 1995	22
Figura 7: Ensayo de simulación sísmica	24
Figura 8: Ensayo sísmico de un módulo de 1 piso	25
Figura 9: Ensayo de carga lateral cíclica	26
Figura 10: Ensayo de simulación sísmica de un módulo de 2 piso	27
Figura 11: Ensayo de carga lateral cíclica, variante: refuerzo horizontal	28
Figura 12: Curva de capacidad y estados límites	36
Figura 13: Transformación de columnas en elementos equivalentes.	43
Figura 14: Ancho efectivo	43
Figura 15: Pórtico plano correspondiente a un eje	44
Figura 16: Características geográficas y refuerzo del muro M2	54
Figura 17: Detalle de construcción del muro	55
Figura 18: Diagrama de fisuras por fase en el muro M2	60
Figura 19: Envoltentes V-D1 de M1 y M2	62
Figura 20: Características del módulo a escala 3/4	63
Figura 21: Instrumentación del módulo	64
Figura 22: Detalle de la construcción del módulo	66
Figura 23: Fases del ensayo de un módulo de 2 niveles	68
Figura 24: Lazos histeréticos y envolvente τ - γ	70
Figura 25: Lazos histeréticos del muro M2	71
Figura 26: Características del muro	72
Figura 27: Rótula generada y sus parámetros de amplificación	73
Figura 28: Curva de capacidad tipo frame vs. ensayo experimental	74
Figura 29: Sección de un muro tipo frame considerando sus confinamientos	75
Figura 30: Curva de capacidad tipo frame considerando confinamientos vs. ensayo experimental	76

Figura 31: Comparación de la curva de capacidad de ambos modelos numéricos tipo frame vs. ensayo experimental	76
Figura 32: Modelo del muro de adobe y confinamiento como elemento tipo Shell	77
Figura 33: Definición de propiedades del elemento Shell Layer	78
Figura 34: Diagrama constitutivo del material no lineal de adobe	80
Figura 35: Curva de capacidad tipo Shell Layer vs ensayo experimental	81
Figura 36: Comparación de los 3 modelos vs. experimental	82
Figura 37: Vista del mesh del muro de adobe confinado y columnas de confinamiento en DIANA FEA	83
Figura 38: Desplazamiento perpendicular del muro en DIANA FEA	87
Figura 39: Grafica fuerza - desplazamiento perpendicular del muro en DIANA FEA	87
Figura 40: Distribución de deformaciones unitarias perpendiculares al plano en muro de adobe confinado	88
Figura 41: Apertura de fisura perpendiculares al plano en muro de adobe confinado	88
Figura 42: Distribución de esfuerzos ZZ en muro de adobe confinado sometido a carga fuera de plano	89
Figura 43: Elemento frame con rotula en el medio por corte de la anterior calibración y dos rótulas a flexión para carga perpendicular en la parte inferior y superior del muro	92
Figura 44: Comparativa de los resultados del modelo tipo frame en ETABS y modelo referencia en DIANA	92
Figura 45: Modelación del elemento tipo frame en Section Designer con inclusión de rótulas plásticas	94
Figura 46: Comparación fuerza – desplazamiento DIANA FEA vs. modelo ETABS- SD	94
Figura 47: Comparación fuerza - desplazamiento DIANA FEA vs. modelo ETABS - Shell Layer	95
Figura 48: Modelado de la estructura con la alternativa 1	97
Figura 49: Señal sísmica cargada al software	98
Figura 50: Rótula a flexión perpendicular al plano en el segundo nivel	100
Figura 51: Rótula a flexión perpendicular al plano en el primer nivel	101
Figura 52: Rótula por corte en el plano ubicado en el primer nivel	101
Figura 53: Rótula por corte en el plano ubicado en el segundo nivel	102
Figura 54: Curva histerética tipo Pivot del edificio de 2 niveles	102

Figura 55: Curva histerética tipo Takeda del edificio de 2 niveles	103
Figura 56: Curva histerética Degrading del edificio de 2 niveles	103
Figura 57: Curva histerética tipo Concrete del edificio de 2 niveles	104
Figura 58: Comparativa de curvas histeréticas del edificio de 2 niveles	105
Figura 59: Tiempo-Desplazamiento de cada tipo histerético del edificio de 2 niveles con modelo tipo frame sin columnas de confinamiento	106
Figura 60: Muro largo en la dirección XX de 316x18 cm y muro corto en la dirección YY de 180x18 cm	107
Figura 61: Rótula a flexión perpendicular al plano en el segundo nivel – Modelo	107
Figura 62: Rótula a flexión perpendicular al plano en el primer nivel – Modelo SD	108
Figura 63: Rótula por corte en el plano ubicado en el primer nivel – Modelo SD	108
Figura 64: Rótula por corte en el plano ubicado en el segundo nivel – Modelo SD	109
Figura 65: Curva histerética tipo Pivot del edificio de 2 niveles – Modelo SD	109
Figura 66: Curva histerética tipo Takeda del edificio de 2 niveles – Modelo SD	110
Figura 67: Curva histerética Degrading del edificio de 2 niveles – Modelo SD	110
Figura 68: Curva histerética tipo Concrete del edificio de 2 niveles – Modelo SD	111
Figura 69: Comparativa de curvas histeréticas del edificio de 2 niveles – Modelo SD	111
Figura 70: Tiempo-Desplazamiento de cada tipo histerético del edificio de 2 niveles con modelo tipo frame incluyendo columnas de confinamiento – Modelo SD	112

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El adobe ha sido un material esencial en la historia de la construcción en diversas partes del planeta, incluida nuestra geografía. Su elección ha sido justificada por su disponibilidad, precios bajos y sus buenas características térmicas, haciendo que haya llegado a su uso generalizado en la construcción de viviendas de toda índole a través de los años (Sobreira, 2014). Sin embargo, las construcciones con muros de adobe son extremadamente vulnerables a los terremotos, constituyendo una peligrosidad para la integridad de las personas.

El adobe, en el contexto peruano, encontramos muchas veces viviendas construidas con materiales de tierra cruda (adobe y tapia) donde, de hecho, el 28% de las viviendas a nivel nacional quedan agrupadas en esta categoría (INEI, 2017). Sin embargo, las construcciones de tierra tienen una alta vulnerabilidad sísmica, de donde proviene la urgente necesidad de afrontar como algo prioritario los problemas arquitectónicos vinculados a esta tipología.

A lo largo de los últimos años se han ido produciendo importantes avances en cuanto a la mejora de las técnicas constructivas que tienen como finalidad mejorar la resistencia sísmica de las estructuras de adobe. El método de confinamiento de los muros de adobe mediante elementos de concreto armado (ver Fig. 1) se erige entre las principales alternativas y se ha mostrado como una opción bastante eficaz, en la medida que producir un comportamiento satisfactorio. Aumentando y mejorando la capacidad de carga y la ductilidad de las viviendas ante las sollicitaciones sísmicas

Figura 1:

Edificaciones de muros de adobe confinado



Nota: sacado de Silva et al., 2008

Por tanto, la presente investigación está focalizada en el modelado de estructuras de adobe confinado (ensayos de carga cíclica, mesa vibratoria) teniendo como objetivos la investigación del comportamiento sísmico del adobe confinado, el análisis de técnicas de modelado de mampostería y la evaluación de los resultados experimentales para su correcta incorporación en el modelado numérico (Cevallos, 2022). La importancia de este estudio radica en su posible contribución al reforzamiento de la resiliencia estructural de edificaciones de adobe, lo que podría reducir los riesgos sísmicos y conseguir la preservación de la integridad de las personas que habitan en viviendas construidas con estos tradicionales materiales en el contexto peruano.

1.2. Justificación

La presente investigación centra su atención en el comportamiento estructural de las construcciones con muros de adobe en el contexto peruano, con el principal objetivo de mitigar su elevada vulnerabilidad a las sollicitaciones sísmicas. Las casas con muros de adobe ocupan un lugar destacado, pues según el censo del 2017 los porcentajes superan el 28% de la vivienda. La investigación

propondrá una de las técnicas constructivas de confinamiento de los muros de adobe a través los elementos de concreto armado, con el objetivo de mejorar su resistencia sísmica y el conocimiento de este nos permitirá ingresar con mayores seguridades y eficiencias en nuestro enfoque constructivo.

Dado el grave problema existente, la investigación que se propone, además de ser un interesante planteamiento, podría llegar a tener implicaciones concretas en cuanto a la preservación de vidas humanas. La posible contribución de la investigación para la seguridad y calidad de vida de los mismos habitantes de viviendas de adobe la justifica clara y suficientemente, considerándola de relevancia tanto para la sociedad como para la ingeniería estructural misma (Trujillo, 2019).

1.3. Objetivos y alcances

Objetivo principal

La finalidad de esta investigación consiste en la realización de un estudio del comportamiento sísmico que tenga lugar en una estructura de adobe confinada sometida a ensayos en una mesa vibradora mediante diferentes técnicas de modelado.

Objetivos específicos

- Estudiar y conocer el comportamiento sísmico del adobe confinado.
- Analizar y estudiar las técnicas de modelado de la mampostería.
- Estudiar y analizar los resultados experimentales obtenidos de los ensayos que se utilizan para el modelado numérico.

- Realizar el modelado de las estructuras de adobe confinado en el ETABS a un nivel de un muro y a nivel de estructuras de dos niveles.
- Representar la capacidad sísmica de la mampostería de adobe confinado a partir de análisis estáticos y dinámicos no lineales.
- Describir adecuadamente un planteamiento de modelado numérico que sirva para representar estructuras de muros de adobe confinado.

Alcances de la investigación

El estudio realizado sobre estructuras de adobe confinado marca un hito en el avance y la comprensión de la mejora de la seguridad de las estructuras, ya que las edificaciones en adobe confinado son una parte fundamental del paisaje construido. Los objetivos de la investigación son evidentes y están centrados en tres variables muy relevantes.

En primer lugar, se centra en muros de adobe confinado, resaltando que hace uso de factores de adobe y armadura de concreto llenando dicho factor con un elemento que permitirá mejorar su resistencia y ductilidad. El análisis que se ejecutará se hará mediante ETABS en cuanto que es reconocido en el sector de la ingeniería estructural por lo cual se ha encontrado como el software más adecuado para ello. El eje de la investigación es formular lineamientos funcionales conforme a los resultados obtenidos, para facilitar el modelado de muros que forman parte de la investigación.

En conjunto, la investigación busca una comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras de los muros de adobe confinado, a la vez que propone un desarrollo de un modelo numérico que contribuya a elevar la seguridad y la resistencia de las edificaciones, ejerciendo por tanto un impacto potencial muy

relevante en la preservación de las vidas y la disminución de la amenaza de los riesgos sísmicos.

1.4. Hipótesis

La presente investigación sostiene la posibilidad de modelar numéricamente la respuesta del adobe confinado a solicitudes sísmicas mediante diferentes alternativas de modelado. Se sostiene que, conforme a un estudio exhaustivo del comportamiento sísmico, en el que el software ETABS puede para el análisis de los muros de adobe confinado, y teniendo en cuenta la relación de modificaciones a solicitudes externas, podría dar lugar a unas líneas de base de un modelado del adobe confinado.

1.5. Metodología

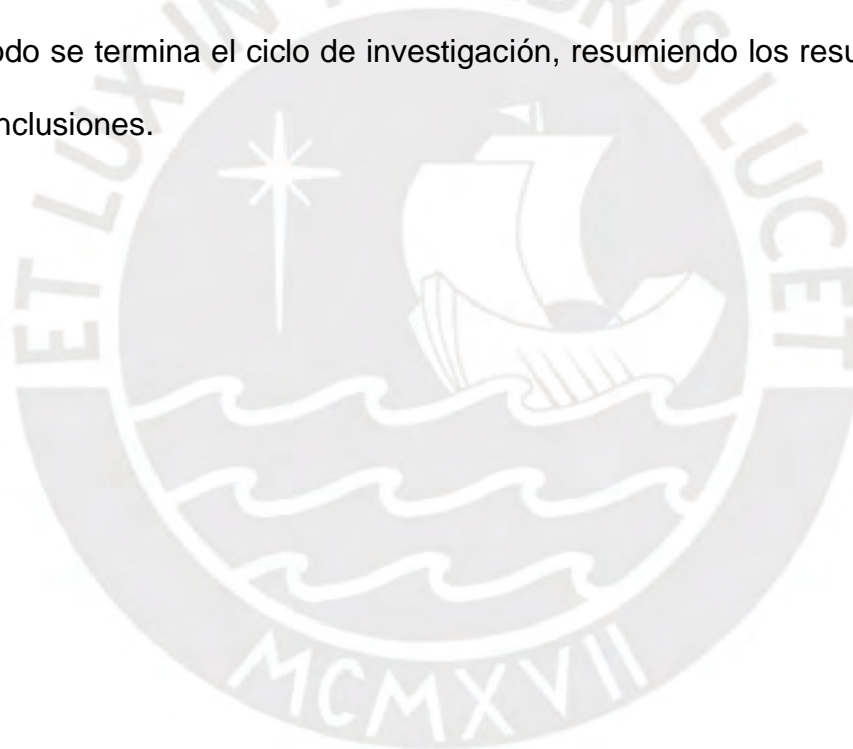
La metodología de esta investigación se ha desarrollado cuidadosamente con la finalidad de abordar a los objetivos planteados en el estudio del comportamiento sísmico de las viviendas de adobe, específicamente, de las estructuras de adobe confinado. Cada uno de los capítulos intenta centrarse en las fases y en los aspectos específicos que contribuyen a la comprensión completa de este tipo de construcción y el establecimiento de una propuesta de modelado numérico que contribuya a la seguridad estructural de este tipo de edificaciones.

- 1) El primer capítulo expone la justificación que motiva la realización de la investigación, se señalan explícitamente los objetivos particulares que se pretenden alcanzar en el trabajo y se expone la estructura global y organización de la tesis. Este planteamiento proporciona una introducción clave al alcance y los objetivos del estudio.

- 2) El segundo capítulo se entra en una mayor profundización en el comportamiento sísmico de las viviendas de mampostería de adobe, en los principales mecanismos de fallo que se dan en este tipo de viviendas, mostrando los resultados de ensayos experimentales anteriores al desarrollador por investigadores de este campo, así como la propuesta de diseño sísmico reflejado por el Ing. Ángel San Bartolomé.
- 3) En el tercer capítulo, se realiza la revisión pormenorizada de estrategias y métodos de macro-modelamiento que se han aplicado a las estructuras de mampostería, presentando el soporte conceptual necesario para la comprensión de la metodología que se utilizará en esta investigación.
- 4) En el cuarto capítulo se expondrá las definiciones más significativas, las cuales son necesarias para facilitar el contexto y la fundamentación del trabajo que se ha realizado, contribuyendo a la edificación de un marco teórico suficientemente sólido.
- 5) El resultado del ensayo de carga lateral cíclica al que fue sometido un muro de adobe confinado con refuerzo horizontal se presentará en el quinto capítulo, datos que son importantes para la calibración correspondiente a las propiedades de los modelos numéricos propuestos.
- 6) En el capítulo seis del trabajo, se exponen los resultados de un ensayo ejecutado sobre una estructura de dos niveles en una mesa vibradora, y los resultados son contrastados con los resultados que se obtienen de los modelos numéricos generados en el capítulo ocho para la misma estructura.
- 7) En el capítulo siete del trabajo, se expone el proceso de calibración de las propiedades elásticas e inelásticas del muro de adobe confinado, el cual

implica el análisis estático no lineal, que se contrapone a los resultados de los ensayos.

- 8) En el octavo capítulo se realizan análisis dinámicos no lineales de la estructura y se contrasta la respuesta dinámica de la estructura con los ensayos sísmicos del prototipo para comprobar la precisión del modelo numérico.
- 9) Por último, en el noveno capítulo se presentan las conclusiones de la investigación, destacando los principales resultados y su relevancia en el comportamiento sísmico de las viviendas de mampostería de adobe; de este modo se termina el ciclo de investigación, resumiendo los resultados y sus conclusiones.



CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Comportamiento sísmico de estructuras de adobe

La enorme masa de estas edificaciones ocasiona una considerable fuerza de inercia sísmica durante un terremoto o sismo, por lo que va a ser mayor conforme vaya aumentando la masa de la estructura; en otras palabras, se incrementará la aceleración y fuerzas que actúan sobre la estructura. Una mayor carga, una estructura más pesada, implica una mayor posibilidad de ocasionar daños en la estructura (Rodríguez & Fonseca, 2003).

Otro elemento a tener en cuenta es la baja calidad en las obras de construcción. Se han descrito estudios que afirman que la escasa gestión de la mano de obra y la transmisión de técnicas de construcción erróneas entre generaciones de constructores de hace décadas y las actuales tampoco ayudan a una buena calidad constructiva. Es así como la planeación en la construcción se vuelve escasa, más bien deficiente; una obra mucho menos capaz de resistir fuerzas sísmicas. Los materiales pueden no quedar bien ubicados o no quedar bien conectados.

La ausencia de refuerzo estructural es otra causa importante de los daños en estas edificaciones, ya que esto da lugar a fallas frágiles que no pueden resistir las fuerzas sísmicas. Además, el tipo de material utilizado, en este caso, el adobe, presenta su propio conjunto de desafíos. El adobe tiene una baja resistencia en comparación con otros materiales de construcción, lo que lo hace más susceptible a los esfuerzos cortantes. Con respecto a la albañilería de ladrillos de arcilla, que tiene una mayor resistencia, el adobe tiene complicaciones añadidas para mantener la integridad de la estructura bajo carga sísmica

Se ha indicado en varios estudios que la falta de elementos de conexión entre las paredes contribuye también a los daños. Las conexiones dentadas o en mochetas -que son las que se han usado en la albañilería convencional en adobe- son insuficientes para la prevención del desgarramiento de las paredes al producirse un evento sísmico, lo que evidenciaría la necesidad de desarrollar y propagar soluciones de conexión más sólidas y efectivas.

Un elemento central es la escasa o nula conservación de las edificaciones. Las investigaciones demuestran que la humedad, en particular, es uno de tantos enemigos de las construcciones de tierra, sobre todo si no tienen sobrecimiento y cubierta en cemento. La socavación de la base de las paredes podría ser contrarrestada, si se construyera un zócalo en mortero de cemento (Fig. 2).

En conclusión, entender el comportamiento sísmico de las casas de adobe es crucial para contrarrestar sus vulnerabilidades. Los factores que hemos dicho enfatizan la importancia de métodos de trabajo integrales en el sentido de considerar, no solo la resistencia estructural, sino también la calidad de la ejecución, la calidad de los materiales, las conexiones de los elementos, y el mantenimiento. Abordar estos factores de manera sistemática y aplicar soluciones efectivas puede contribuir significativamente a la mejora de la seguridad y la resistencia de las construcciones de adobe en zonas sísmicas.

Figura 2:

Escaso mantenimiento de estructura de adobe

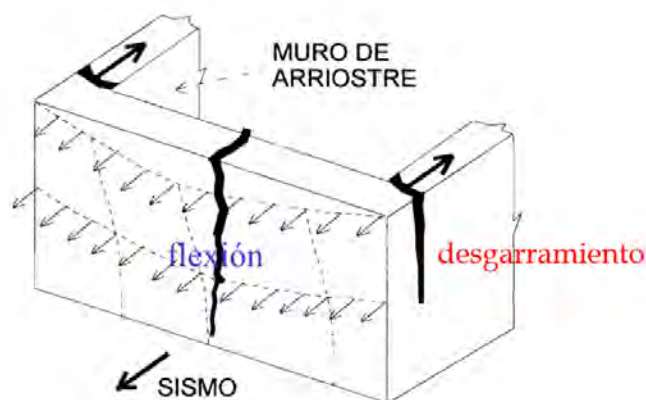


Nota: extraído de San Bartolomé, 2013

Se pueden identificar fallas típicas que se producen en viviendas tradicionales de adobe durante un sismo (Fig. 3). Según estudios, la falta de una solera para controlar la flexión en la zona central del muro provoca la formación de grietas verticales. Asimismo, la ausencia de una solera transversal y la debilidad de las uniones dentadas impiden la transmisión de las tracciones de una pared a otra, lo que resulta en desgarramiento vertical. Debido a que los muros continúan oscilando como elementos en voladizo, acaban chocando entre sí y volcándose.

Figura 3:

Cargas perpendiculares al plano



Nota: extraído de San Bartolomé et al., 2018

Otra falla común se produce por la carga sísmica coplanar. Aunque se mejore la resistencia a la compresión del adobe, la pobre adherencia del mortero hace que la falla por corte se propague en forma escalonada a través de las juntas verticales y horizontales ante acciones sísmicas en el mismo plano (Fig. 4).

Figura 4:

Cargas contenidas en el plano

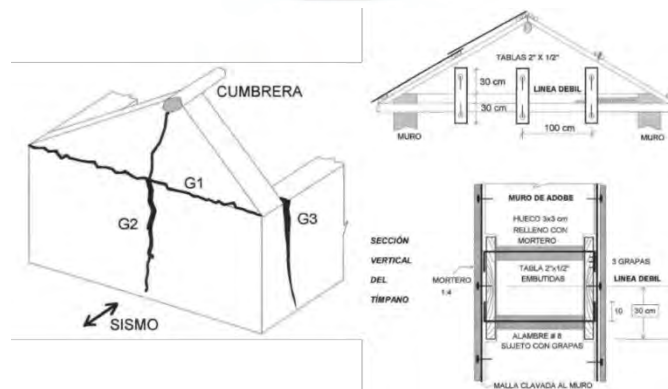


Nota: extraído de San Bartolomé, 2013

Por último, se encuentra la falla en la base de la zona triangular de los tímpanos (Fig.5). Estudios experimentales han demostrado que reforzar esta línea de debilidad con tablas verticales embutidas en el muro en ambos lados y conectadas entre sí con alambre #8 permite controlar este tipo de falla.

Figura 5:

Colapso de la parte superior del tímpano por empuje de la viga cumbre



Nota: Extraído de San Bartolomé et al., 2018

Para abordar estas fallas típicas y mejorar su resistencia, se requieren enfoques integrales que consideren no solo la resistencia estructural, sino también la calidad de la construcción, el uso de materiales adecuados y la implementación de elementos de conexión efectivos. Esto implica adoptar prácticas de construcción más rigurosas, incorporando soleras y refuerzos estructurales, y la promoción de técnicas de construcción adecuadas (Valdivia, 2016). Además, la educación y la concienciación de las comunidades locales son fundamentales para fomentar la implementación de estas mejoras y reducir su vulnerabilidad sísmica.

2.2. Adobe confinado como refuerzo de nuevas viviendas

En Perú, se han encontrado viviendas con muros de adobe confinados mediante elementos de concreto armado, como vigas y columnas. Sin embargo, estos elementos carecen de un diseño estructural adecuado y a menudo se emplea concreto de alta calidad reforzado con varillas de 5/8". Este tipo de concreto y refuerzo es costoso, y puede aumentar innecesariamente los gastos de construcción, lo que a menudo no es sostenible para muchas comunidades que buscan mejorar la resistencia sísmica de sus viviendas.

Figura 6:

Sismo de Ometepec, México en 1995



Nota: Extraído de Sordo et al., 1995

Existen pruebas que demuestran el buen comportamiento de viviendas con este tipo de confinamiento durante el sismo severo de Ometepec en México en 1995 (Fig. 6). En el blog del Ingeniero San Bartolomé se presentan numerosos proyectos de investigación experimental en muros y módulos de adobe confinado con concreto, los cuales demostraron que la deformación lateral de los muros en el plano se debe principalmente a la fuerza cortante.

Por lo tanto, se puede utilizar concreto de baja resistencia, por ejemplo, concreto con un $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con una mínima cantidad de acero. Además, se recomienda agregar refuerzo horizontal de 1/4" cada 6 hiladas sobre una junta horizontal de mortero cemento-arena 1:5 para integrar las unidades de adobe y evitar su colapso ante cargas sísmicas perpendiculares al plano del muro. Tanto el diseño del refuerzo como la sección de las vigas y soleras deben basarse en una propuesta detallada.

En estos casos, se recomienda utilizar una junta a ras entre el adobe y la columna en lugar de la conexión dentada tradicional, ya que la debilidad del adobe puede provocar la fractura del diente durante el vertido y compactación del concreto en la columna. Es fundamental aclarar que el uso de chicotes o mechas para conectar el muro de adobe con las columnas de confinamiento no es correcto; las cargas sísmicas que actúan de modo transversal al plano del muro pueden dar lugar a una eventual falla en forma de "V" en la parte central de la albañilería (Fig. 7). Por lo tanto, se debe emplear un refuerzo horizontal continuo para garantizar la integridad estructural (San Bartolomé et al., 2018).

Figura 7:

Ensayo de simulación sísmica



Nota: Extraído de Delgado, 2006

La recomendación de agregar refuerzo horizontal y la implementación de juntas a ras en lugar de conexiones dentadas tradicionales son enfoques que han demostrado ser efectivos en la mejora de la resistencia sísmica. Estas medidas abordan la debilidad inherente del adobe en términos de corte y garantizan una mayor cohesión y estabilidad en el sistema de construcción (Salas, 2016).

La investigación y los proyectos experimentales realizados, así como las lecciones aprendidas en sismos pasados, representan contribuciones significativas al campo de la ingeniería sísmica y la construcción de viviendas de adobe confinado. Estos estudios han demostrado que es posible mejorar la resistencia sísmica de las estructuras de adobe a través de la implementación de estrategias adecuadas y la selección de materiales apropiados.

2.3. Investigaciones experimentales

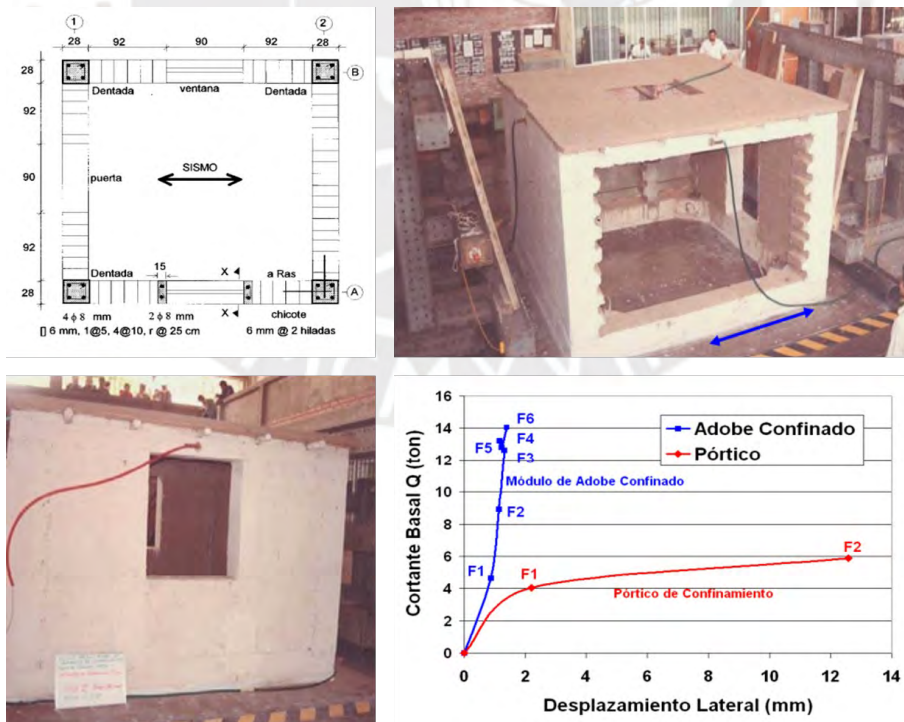
2.3.1. Ensayo de simulación sísmica de un módulo de un piso (Matos et al., 1997, fig. 8)

Se realizó un ensayo en un módulo que consistía en 4 columnas de confinamiento reforzadas con 4 varillas de 8 mm. En la dirección de ensayo, los

muros tenían ventanas que fueron confinadas con columnetas reforzadas con 2 varillas de 8mm solo en un eje. El módulo se sometió a un registro sísmico basado en el terremoto ocurrido el 31 de mayo de 1970 en Perú. Se variaron las aceleraciones máximas en 6 fases, llegando a una aceleración de 1.6g. Durante el ensayo, el comportamiento del módulo fue elástico, sin que se produjera ninguna fisura. Con el fin de determinar qué elemento proporcionaba la resistencia, se removieron los muros de adobe de los ejes correspondientes y se volvió a ensayar el sistema. En esta ocasión, se aplicaron 2 fases y se observó que en la fase 2 (0.6g) se formaron rótulas plásticas en los extremos de las columnas. Se pudo apreciar que la albañilería de adobe fue el componente que contribuyó en mayor medida a la resistencia y rigidez del sistema.

Figura 8:

Ensayo sísmico de un módulo de 1 piso



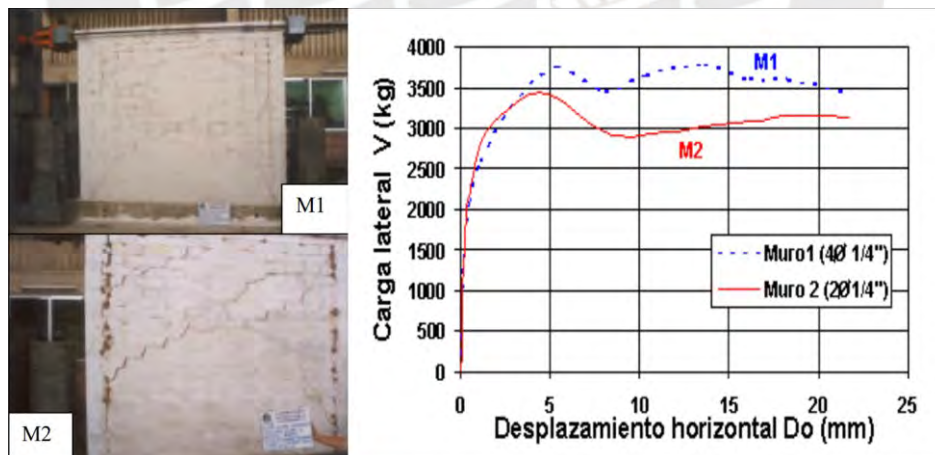
Nota: Extraído de San Bartolomé, 2013

2.3.2. Ensayo de carga lateral cíclica. Efectos del refuerzo vertical (San Bartolomé & Pehovaz, 2005, fig. 9)

En este proyecto, se diseñaron los confinamientos de los muros a escala natural para resistir la carga de agrietamiento diagonal, siguiendo las especificaciones indicadas en la propuesta de diseño del Ing. San Bartolomé. Para el muro M2, se utilizaron solo 2 varillas de 1/4" en cada columna, de acuerdo con los requisitos. Sin embargo, con el objetivo de investigar el efecto del refuerzo vertical, se duplicó la cantidad de varillas en el muro M1. Ambos muros fueron sometidos a carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado. Se observa que la envolvente de los lazos histeréticos de los muros M1 y M2 no mostró diferencias significativas. Esto se debe a que la deformación predominante en ambos muros fue causada por fuerza cortante.

Figura 9:

Ensayo de carga lateral cíclica.



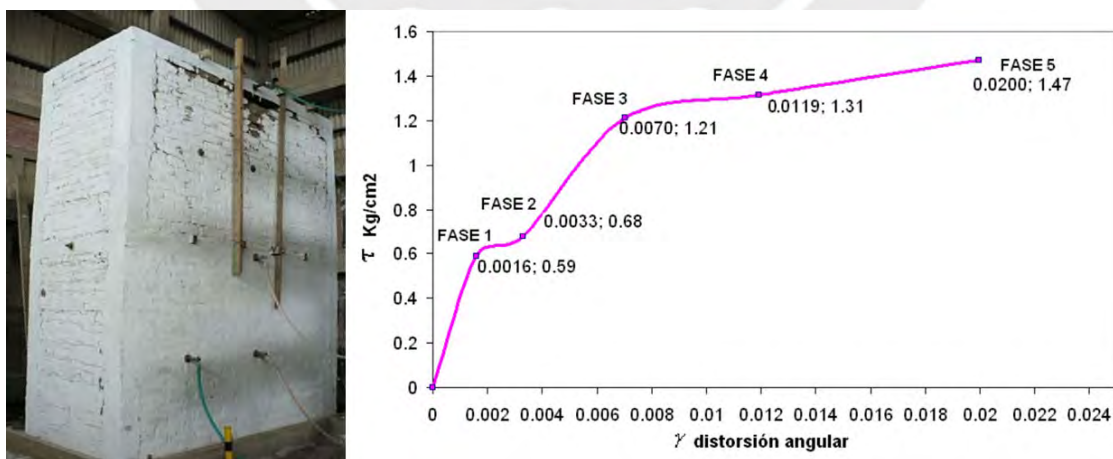
Nota: Extraído de Pehovaz, 2005

2.3.3. Ensayo de simulación sísmica en un módulo de 2 pisos (Delgado, 2006, fig. 10)

El módulo a escala 3/4 en este proyecto se reforzó de acuerdo a las especificaciones establecidas en la propuesta de diseño del Ing. San Bartolomé, con la excepción de que no se utilizó refuerzo horizontal en el segundo piso. Además, el espaciamiento entre columnas fue ligeramente mayor que el requerido en el diseño propuesto. Se emplearon 4 varillas de 1/4" en las columnas y 2 varillas de 1/4" en las soleras. El módulo fue sometido a un registro sísmico basado en el terremoto del 31 de mayo de 1970 en Perú. Se realizaron escalas y se variaron las aceleraciones máximas en 5 fases, alcanzando una aceleración de 1g. En la fase 4 (0.8g), se produjo el colapso de varios adobes en el muro de flexión del segundo piso, generando una falla en forma de "V". En la fase 6, este muro colapsó por completo debido a la acción sísmica perpendicular al plano y a la falta de refuerzo horizontal, mientras que los muros de corte presentaron pequeñas fisuras.

Figura 10:

Ensayo de simulación sísmica de un módulo de 2 piso



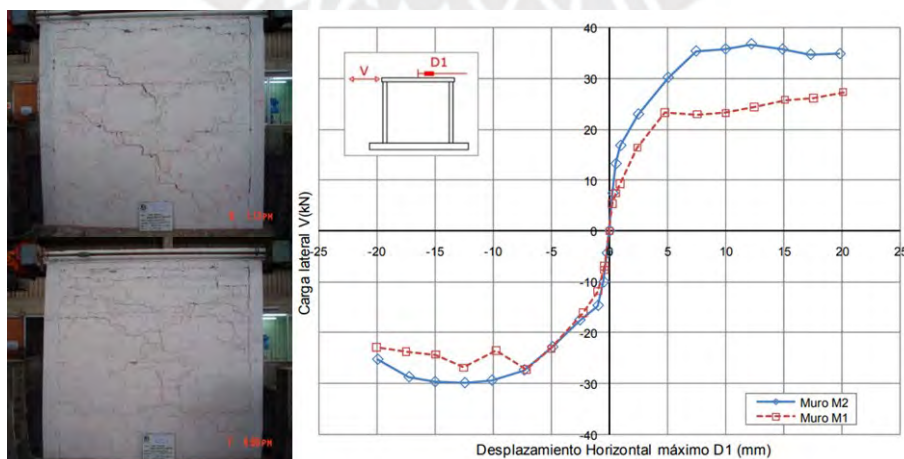
Nota: Extraído de Delgado, 2006.

2.3.4. Ensayos de carga lateral cíclica. Efectos del refuerzo horizontal (Torres, 2012, fig. 11)

Se realizaron ensayos de carga lateral cíclica en dos muros de adobe confinados hasta alcanzar un desplazamiento lateral de 20 mm. El diseño de ambos muros (M1 y M2) siguió la formulación establecida en la sección 3. Tanto M1 como M2 tenían 2 varillas de ¼" en sus columnas y soleras. La diferencia principal radicó en que M1 carecía de refuerzo horizontal, mientras que en M2 se utilizó 1 varilla de 1/4" cada 5 hiladas, anclada en las columnas y embutida en mortero cemento-arena 1:8. En las demás hiladas, se empleó mortero de barro. En la rama negativa de la envolvente cortante-desplazamiento, no se observó influencia del refuerzo horizontal en la resistencia al corte. Sin embargo, dicho refuerzo cerró las grietas, convirtiéndolas en fisuras finas y logrando que todo el muro se comporte como una sola unidad. Para un desplazamiento de 20 mm, la grieta vertical en la interfaz columna-muro tuvo un grosor máximo de 3.5 mm en M1, mientras que en M2 fue de 0.5 mm.

Figura 11:

Ensayo de carga lateral cíclica, variante: refuerzo horizontal



Nota: Extraído de Torres, 2012.

2.4. Propuesta de diseño de adobe confinado (San Bartolomé, 2011)

Las edificaciones de adobe confinado pueden tener hasta 2 pisos o 6 metros de altura. Para ser considerado un muro de adobe confinado, debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- a. El muro de adobe debe estar completamente rodeado por elementos de concreto armado, vertidos después de construir la mampostería.
- b. En el primer piso, la cimentación puede servir como elemento de confinamiento horizontal y debe ser de concreto ciclópeo. Debe tener un peralte suficiente para anclar las varillas verticales de las columnas, con un recubrimiento de 7.5 cm.
- c. La distancia entre las columnas no debe ser mayor a dos veces la distancia entre las vigas soleras, y no puede superar los 3.5 metros.
- d. Los vanos de puertas y ventanas con una longitud mayor a 1 metro deben estar bordeados por columnas de concreto armado. Las vigas dinteles en estos vanos también deben ser de concreto armado y pueden tener la misma sección transversal que las vigas soleras existentes.
- e. El espesor del muro no puede ser menor de 25 cm. El espesor de los elementos confinamientos ("t") puede ser igual o mayor que el espesor del muro, y el área mínima de la sección transversal de los confinamientos debe ser de 10 veces el valor de "t" en centímetros.
- f. La conexión entre la albañilería de adobe y las columnas debe ser a ras.
- g. Todos los muros deben tener refuerzo horizontal continuo, que incluye al menos una varilla corrugada de 1/4" de pulgada cada 5 hiladas. Estas se colocan en el eje del muro sobre una capa de mortero en proporción 1:8 de cemento y arena gruesa. Se anclan 12 cm en el interior de la columna y se

doblan verticalmente a 90° por 10 cm. En caso de columnas de peralte menor a 15 cm, se pueden anclar mecánicamente doblando las varillas sobre un estribo o un gancho.

- h. El concreto en los confinamientos debe tener una resistencia a compresión ($f'c$) mayor o igual a 100 kg/cm². Se compacta utilizando una varilla lisa de ½ pulgada de diámetro o una vibradora. Si se detectan cangrejas (huecos), se eliminan las partículas sueltas, se humedece la zona y se compacta mortero en proporción 1:4 de cemento y arena a presión manual.
- i. El refuerzo en los confinamientos debe ser de varillas corrugadas de acero dúctil, con diámetros mayores o iguales a 6 mm y un esfuerzo nominal de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm². Estas varillas deben tener un recubrimiento de 2 cm si se aplica un tarrajeo de cemento, y de 3 cm si el muro no tiene tarrajeo de cemento.
- j. El refuerzo longitudinal mínimo en los confinamientos debe consistir en 2 varillas de 6 mm, mientras que los estribos mínimos deben ser ganchos de 6 mm, con un espaciado de 1 a 5, 4 a 10 y el resto a 25 cm. Estos ganchos deben doblarse 180 grados sobre las varillas longitudinales.

Las especificaciones para el análisis sísmico de las edificaciones de adobe confinado son las siguientes:

- a. La fuerza sísmica de diseño a la rotura se determinará según la Norma Sismorresistente E.030, considerando un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 3$.
- b. Se considerará que las vigas continuas de concreto armado proporcionan un diafragma rígido en cada nivel. Los techos de madera o metálicos

- conectados a las vigas pueden ser utilizados, y se debe cumplir que la relación longitud-ancho de la planta de la edificación sea menor que 4.
- c. Se evitarán irregularidades en planta y en elevación dividiendo la edificación en bloques separados por juntas sísmicas. Cada bloque se analizará de forma independiente.
 - d. Los muros portantes sujetos a carga sísmica deben tener continuidad vertical y una longitud no menor a 1.2 metros.
 - e. El módulo de elasticidad de la albañilería de adobe (E_a) es de 6500 kg/cm², y el módulo de corte (G_a) será como 0.4 E_a . El módulo de elasticidad del concreto se determinará mediante la expresión $E_c = 15000 \sqrt{f'c}$, en kg/cm.
 - f. Para calcular la rigidez lateral de los muros de adobe confinados, se deberán transformar las columnas de confinamiento en áreas equivalentes de adobe, multiplicando el espesor de las columnas por la relación E_c / E_a . Además, se considerará la participación de las paredes transversales tomando un ancho efectivo igual a 4 veces el espesor de la pared transversal. En caso de que los alféizares de ventanas no estén aislados de la estructura principal, también se deberá considerar su participación.
 - g. La determinación de las fuerzas internas en cada muro (momentos flectores " M_u " y fuerzas cortantes " V_u ") bajo la acción de sismos severos se realizará mediante métodos de cálculo racionales, ya sea manuales o computacionales, teniendo en cuenta las excentricidades de las fuerzas sísmicas especificadas por la Norma Sismorresistente E.030.
 - h. Se verificará, de acuerdo a la Norma Sismorresistente E.030, que las derivadas angulares máximas inelásticas no superen 0.005. Dado que se exceda este límite, será necesario reforzar la estructura de la edificación.

CAPÍTULO III: DEFINICIONES FUNDAMENTALES

El tercer capítulo gira en torno a la definición de definiciones básicas para conocer el comportamiento sísmico de las estructuras de adobe confinado; de tal forma que se busca ofrecer al lector el conocimiento suficiente de los términos técnicos que le permita mantener un diálogo claro, preciso y constante al mismo tiempo que se establece en el lector el marco teórico que acompañará los análisis posteriores. Se consideran términos técnicos y conceptos estructurales que constituyen el primer intento por plantear los conceptos básicos que deberán existir para el análisis y comprensión que permitirán posteriormente comenzar a hacer propuestas de diseño y de mejora de la resistencia sísmica de las estructuras de adobe confinado.

3.1. Calibración estructural

La calibración estructural, que es una noción fundamental en ingeniería estructural y seguridad de edificios, tiene todavía más interés en estructuras sometidas a cargas sísmicas, como puede ser la de adobe confinado (Martínez, 2014). Este concepto hace referencia al ajuste y chequeo de un modelo numérico o teórico a partir de los datos que resulten de las pruebas experimentales o de campo, y tiene como finalidad que el propio modelo represente con la mayor exactitud posible cómo se comporta realmente la estructura, sobre todo en condiciones sísmicas.

Este procedimiento supone considerar resultados teóricos o resultados numéricos y compararlos con datos experimentales o mediciones realizadas (Sandoval, 2011). Los resultados se producen al ajustar parámetros del modelo, tales como propiedades de los materiales, propiedades de las conexiones, para

alinean las simulaciones con los resultados observados. En el ámbito del adobe confinado, una estructura que es especialmente vulnerable a los terremotos, la calibración del modelo concreto es muy importante para determinar la capacidad de resistencia sísmica y la propuesta de mejoras en el diseño o en el refuerzo adecuado de las estructuras.

En conclusión, la calibración estructural alinea los modelos, teóricos o numéricos, con el comportamiento de las estructuras una vez ejecutadas, se manifiesta como un elemento básico a cumplir para llegar a poder garantizar una adecuada seguridad con respecto a la resistencia sísmica de las estructuras. Este aspecto adquiere una mayor importancia en las estructuras de adobe confinado, al verse estas estructuras tan condicionadas por la sobria y ajustada realidad de la caracterización de la estructura, donde la calibración cobra mucho sentido para garantizar una adecuada protección para las vidas humanas y los bienes materiales.

3.2. Análisis no lineal estático y dinámico

El estudio no lineal, estático y dinámico, constituyendo un fundamento esencial en ingeniería estructural, presentan una utilidad fundamental para analizar y estudiar estructuras, sobre todo en situaciones críticas como terremotos. Ambos procedimientos, aunque coinciden en su finalidad general (el análisis de estructuras), se diferencian en su forma de enfocarse y llegar a conclusiones concretas, subrayando, por tanto, la importancia de conocer bien su definición conceptual.

El análisis no lineal estático es un tipo de análisis empleado para evaluar la respuesta de una estructura sometida a cargas estáticas no proporcionales o

desplazamientos no proporcionales. A diferencia del análisis lineal, en el que se mantiene constante la relación entre fuerzas y desplazamientos, el análisis no lineal sí contempla que la relación fuerzas-desplazamientos cambie a medida que la estructura se deforma (Mora, 2006). Este aspecto resulta de vital importancia en los casos en los que, por ejemplo, la estructura se ve sometida a cargas importantes y no proporcionales como es el caso del análisis de un terremoto, en el que la respuesta de la estructura no es lineal a las fuerzas aplicadas.

Por otro parte, el enfoque del análisis no lineal dinámico es de una estructura ante las cargas de la estructura frente al bien a cargar dinámicamente o bien por la más frecuentes para sismos. Asimismo, en el análisis dinámico se tiene en cuenta la fuerza inercial provocada por la aceleración de la estructura a lo largo del evento sísmico (Sánchez & Fiallo, 2022). En cambio, en el análisis estático se centra en estudiar la respuesta de una estructura en equilibrio frente a cargas constantes, mientras que el análisis dinámico está pendiente de cómo evolucionan las fuerzas en una determinada estructura a lo largo del tiempo, lo que permite conocer cómo se comporta esta frente a un terremoto real. Como no podía ser de otra forma, durante el proceso de un terremoto, se tendría en cuenta cómo la aceleración, la velocidad y el desplazamiento se ven influenciados.

Por ende, el análisis no lineal estático está orientado a la respuesta de la estructura ante cargas no proporcionales, por su parte el no lineal dinámico considera la respuesta de la estructura dada por cargas dinámicas como las que puede producir un terremoto. Ambos tipos de análisis son fundamentales para la evaluación y diseño de estructuras en áreas con actividad sísmica, pues ofrecen información importante acerca del comportamiento de las estructuras frente a

cargas reales, lo que resulta muy importante para la seguridad y estabilidad de las construcciones sufre un sismo.

3.3. Curva de capacidad

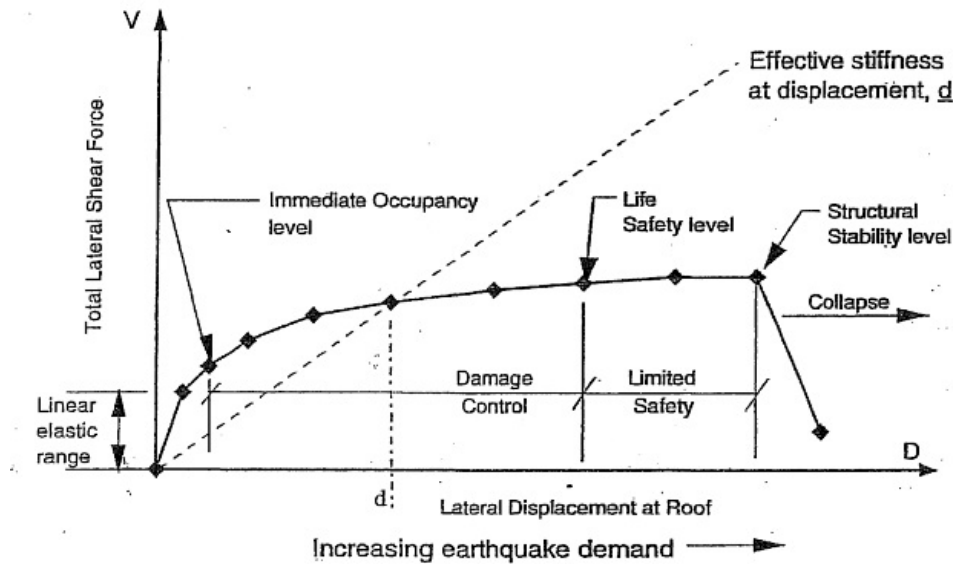
La curva de capacidad es un concepto clave en ingeniería de estructuras, en especial, para el análisis y el diseño de estructuras bajo cargas sísmicas. Es una representación gráfica esencial para poder evaluar la respuesta de una estructura frente a fuerzas inerciales, como las provocadas por el terremoto. A continuación, en las siguientes líneas, se expone la definición conceptual (Bonett, 2003).

La capacidad de curva (Fig. 12), como se observa en la figura, que aúna la capacidad de resistencia y la demanda sísmica, es una representación gráfica en la que se representará la relación de la exigencia sísmica, es decir, las fuerzas que figuran en el terremoto contra la resistencia de una estructura. Generalmente, el eje horizontal representa la exigencia sísmica que irá, de forma genérica, en función del desplazamiento, la aceleración o la fuerza en función de la aplicación particular, mientras que el eje vertical acuñará la capacidad de resistencia de la estructura.

La curva de capacidad se usa para ver cómo tiene que responder una estructura a un sismo. Con la curva de capacidad los ingenieros pueden saber si la estructura es capaz de resistir la respuesta sísmica o si es susceptible a ser dañado o incluso colapsar. La resistencia a la que puede llegar la estructura tiene que ver con el nivel de deformación que presenta una estructura, pero controlando sus esfuerzos para poder absorber la energía del sismo sin llegar a los niveles de dañarse con pérdidas de estabilidad.

Figura 12:

Curva de capacidad y estados límites.



Nota: Extraído de ATC, 1996.

El gráfico de la curva de la capacidad generalmente empieza en el punto de origen del gráfico, donde la curva de la demanda sísmica es nula (donde la estructura está en reposo). La curva comienza entonces a ascender cuando la demanda sísmica se incrementa y la estructura empieza a deformarse y a ofrecer resistencia a la demanda sísmica. Asimismo, la curva ilustra cómo crece la demanda sísmica, la capacidad de resistencia de la estructura hasta llegar a un máximo, que en este caso representa la capacidad de resistencia de la estructura para soportar la demanda sísmica, y más allá de la cual pueden producirse daños extensos, e incluso el colapso de la estructura. (Rodríguez & Luna, 2023).

El análisis de la curva de capacidad es esencial para evaluar la seguridad y el rendimiento de una estructura en un terremoto. Los ingenieros pueden determinar si la estructura cumple con los requisitos de diseño y si es necesario implementar medidas de refuerzo para mejorar su capacidad de resistencia

sísmica. Además, la curva de capacidad es una herramienta valiosa en la toma de decisiones sobre la mitigación del riesgo sísmico y la seguridad de las edificaciones en zonas propensas a sismos (Goitia, 2023).

En resumen, la curva de capacidad es una representación gráfica crucial que describe la relación entre la demanda sísmica y la capacidad de resistencia de una estructura. Esta herramienta es esencial para evaluar y mejorar la seguridad de las estructuras en situaciones sísmicas y garantizar su rendimiento adecuado durante eventos de terremoto (Yucra, 2018).

3.4. Curvas histeréticas

Las curvas histeréticas son un concepto fundamental en el análisis de estructuras y materiales, particularmente en el contexto de cargas cíclicas o dinámicas. Estas curvas proporcionan información esencial sobre cómo los materiales y las estructuras se comportan en respuesta a cargas repetidas, como las generadas por sismos o cargas cíclicas en aplicaciones de laboratorio. Las curvas histeréticas son representaciones gráficas que muestran la relación entre el esfuerzo y la deformación a medida que el sistema experimenta ciclos de carga y descarga, permitiendo identificar zonas de rigidez degradada, acumulación de deformación y mecanismos de disipación de energía (Echeverry & Carreño, 2018).

En el gráfico de una curva histerética, el eje horizontal representa la deformación y el eje vertical el esfuerzo. A medida que la carga cambia de sentido, se generan lazos que reflejan la energía absorbida y disipada por el material. En materiales elásticos lineales estos lazos son prácticamente inexistentes, mientras que en materiales frágiles o en estructuras con no linealidades marcadas aparecen bucles amplios que revelan degradación de rigidez, pérdida de resistencia o

acumulación de deformación. Este comportamiento es fundamental para caracterizar la respuesta sísmica de elementos estructurales, ya que permite evaluar la capacidad de disipación de energía y la evolución del daño durante eventos repetitivos.

En análisis no lineal, este comportamiento se aproxima mediante modelos histeréticos. En el caso de ETABS, el programa ofrece distintos modelos para representar la disipación cíclica, cada uno con supuestos y parámetros particulares. A continuación se describen los modelos de histéresis disponibles, basados en el CSI Analysis Reference Manual, que constituyen la base del comportamiento histerético aplicado en los elementos y rótulas del modelo.

Los modelos histeréticos de ETABS incluyen funciones simplificadas que permiten capturar la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y la energía disipada por el elemento en cada ciclo. Cada modelo reproduce un tipo particular de lazo histerético, adecuado para materiales frágiles, cuasi frágiles o con comportamiento plástico. Los principales modelos utilizados en esta investigación son: Concrete, Pivot, Takeda y Degradation.

El modelo Concrete representa un comportamiento típico de materiales frágiles no reforzados, siguiendo una rama elástica inicial y una degradación progresiva durante el descargue. La compresión y la tracción se tratan de manera independiente, pudiendo asignarse un valor de energía de degradación que controla la amplitud del lazo histerético. La descarga desde compresión sigue una línea paralela a la rama elástica, mientras que la recarga puede dirigirse hacia un punto previo de deformación máxima. Esto permite capturar la pérdida de energía característica de la mampostería o el concreto simple.

El modelo Pivot incorpora puntos de pivote que controlan la dirección de la curva durante la inversión del ciclo de carga. Es apropiado para materiales donde la respuesta al invertir la carga no sigue exactamente la línea elástica inicial, sino que se dirige hacia una línea que pasa por un punto de pivote dependiente de la deformación alcanzada previamente. Este comportamiento es común en elementos donde el daño acumulado modifica el camino de recarga. En este modelo, la degradación se controla mediante parámetros que ubican estos puntos de pivote, permitiendo reproducir lazos más anchos y con mayor disipación de energía.

El modelo Takeda se caracteriza por un lazo de descarga inclinado hacia la curva backbone y es representativo del comportamiento típico de elementos de concreto armado bajo flexión. Durante la descarga, la curva sigue una línea hacia una pendiente reducida, y la recarga se dirige mediante una secante hacia el punto de deformación máxima alcanzado anteriormente. Este modelo reproduce adecuadamente la pérdida de rigidez en cada ciclo, lo que lo hace adecuado para elementos con fisuración progresiva.

Finalmente, el modelo Degrading introduce una degradación explícita de rigidez y resistencia en función de la deformación plástica acumulada. Es útil para representar sistemas en los que el daño se acumula progresivamente y disminuye la capacidad de disipación de energía. El modelo requiere la definición de factores energéticos y niveles de deformación que controlan el grado de degradación a lo largo del análisis. Su uso es frecuente en elementos donde se desea capturar fatiga o deterioro cíclico, siendo uno de los modelos más flexibles incluidos en ETABS.

En conjunto, estos modelos permiten capturar distintos mecanismos de disipación y degradación que se activan bajo carga cíclica. Su inclusión en el marco

teórico es fundamental para comprender cómo ETABS reconstruye los lazos histeréticos durante el análisis no lineal y cómo estos modelos condicionan la respuesta global de la estructura bajo demandas sísmicas. Todo este comportamiento y la formulación de cada modelo están basados en el CSI Analysis Reference Manual, que constituye la documentación oficial sobre el desarrollo teórico de los modelos histeréticos implementados en el programa.



CAPÍTULO IV: MODELADO NUMÉRICO

El cuarto capítulo de la investigación se centra en la modelación numérica, esencial para analizar y comprender el comportamiento sísmico de estructuras de adobe confinado. Después de una revisión exhaustiva de definiciones clave en el capítulo anterior, se explora la metodología empleada para la modelación numérica, abordando software, técnicas y suposiciones. Se describe la generación de modelos computacionales y la aplicación de cargas sísmicas.

El análisis de los resultados obtenidos, su comparación con datos experimentales y la evaluación de la precisión de los modelos son fundamentales en este capítulo, contribuyendo significativamente a la comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras estudiadas (Alday, 2014). La modelación numérica emerge como una herramienta poderosa para analizar diversas situaciones, siendo clave en la búsqueda de soluciones efectivas para mejorar la resistencia y seguridad de estas construcciones.

4.1. Técnicas de modelaje

Teniendo en cuenta los objetivos de la investigación, se ha procedido a detallar diferentes formas de modelado, ya que como indica la norma peruana, se permite el uso de cualquier técnica de solución, con tal de que se apliquen métodos efectivos de cálculo por medio de los cuales se puedan contemplar los efectos del proceso constructivo, así como la participación de los elementos no estructurales, que no hayan sido aislados de la estructura principal.

A partir de lo anterior será clave en cuanto al análisis de la albañilería confinada al concreto de los confinamientos se vacía después de haberse

construido con los muros de albañilería, integrándose ambos en materiales en una sola unidad; este hecho y la diferencia en las propiedades de los materiales deberá contemplarse en el modelo estructural (San Bartolomé et al., 2018).

En esta investigación, se han empleado técnicas de modelaje específicas para analizar el comportamiento sísmico de las estructuras de adobe confinado. Estas técnicas se han desarrollado de acuerdo con los objetivos y han sido fundamentales para comprender la resistencia sísmica de este tipo de construcciones. A continuación, se describen algunas de las técnicas de modelado.

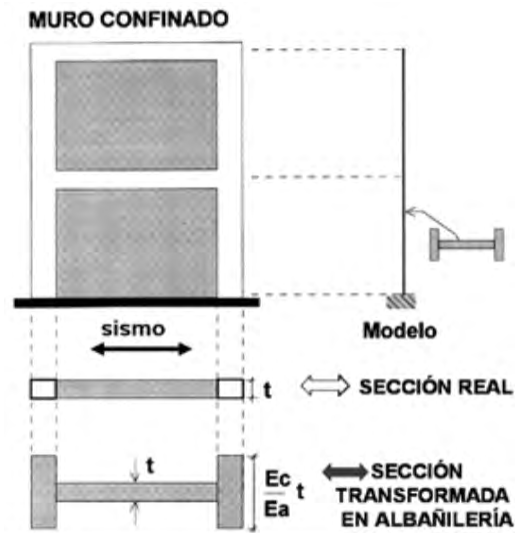
4.1.1. Modelo de pórticos planos

La técnica del pórtico plano ha sido aplicada en numerosos edificios a nivel mundial, desde la década de los 70. Incluso, con esta técnica se ha podido predecir con éxito la respuesta elástica de especímenes a escala natural de 5 pisos de altura ensayados a carga sísmica. La técnica consiste en subdividir el edificio en una serie de pórticos planos con rigidez solo en el plano que los contiene, para después formar un modelo pseudo tridimensional conectando los nudos del pórtico en cada nivel al diafragma rígido (losa de techo).

Cada pórtico está compuesto por una serie de barras (muros, columnas y vigas dintel) deformables por flexión, fuerza cortante y carga axial. Cada barra tiene su módulo de elasticidad y módulo de corte, y para considerar el efecto del proceso constructivo en la albañilería confinada, se recurre al criterio de la sección transformada, multiplicando el espesor real de la columna por la relación de módulos de elasticidad, manteniendo constante el peralte de la columna, con lo cual, el muro presenta las propiedades del material predominante (Fig. 13).

Figura 13:

Transformación de columnas en elementos equivalentes.

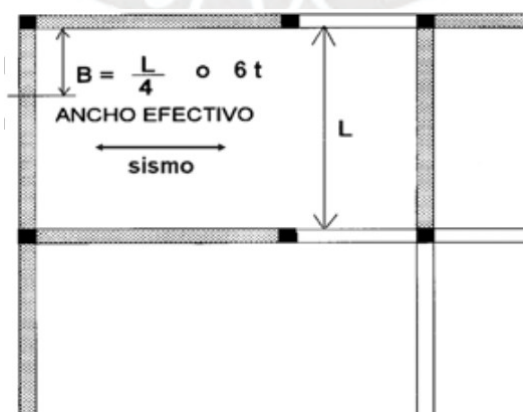


Nota: Extraído de San Bartolomé et al., 2018

En caso de intersección de muros ortogonales, la Norma E.070 indica que debe ampliarse la sección transversal del muro en análisis considerando un ancho efectivo del 25% de la longitud libre del muro transversal o 6 veces su espesor, lo que sea mayor (Fig. 14), a fin de incluir las restricciones que genera el muro transversal a la libre deformación por flexión y carga axial del muro en análisis, sea este de albañilería armada o confinada.

Figura 14:

Ancho efectivo

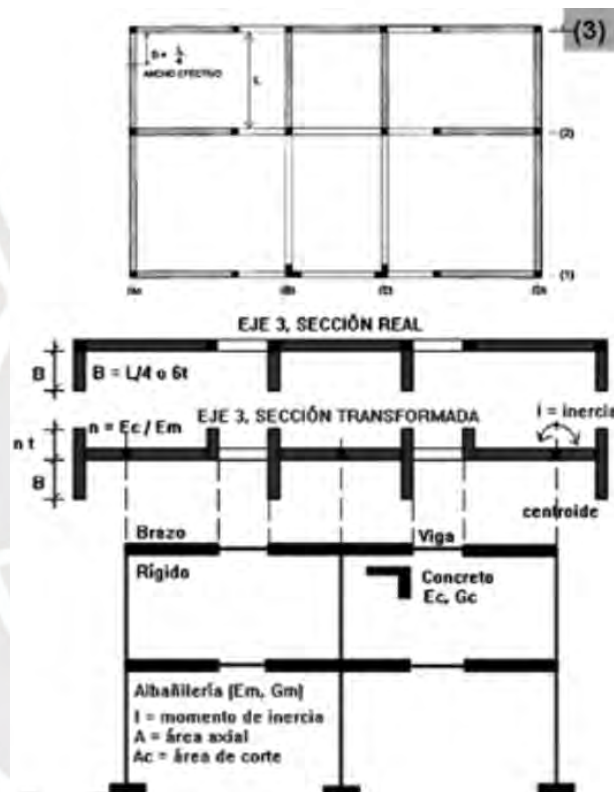


Nota: Extraído de San Bartolomé et al., 2018.

Las propiedades de la sección transversal de cada muro (área axial, momento de inercia y área de corte) se deben determinar con esta sección ampliada y transformada en albañilería. Una vez que se conozca el centroide de la sección transversal de cada elemento, por allí se trazan líneas verticales que simulan a los muros y líneas horizontales que hacen las veces de las vigas (fig. 15).

Figura 15:

Pórtico plano correspondiente a un eje.



Nota: Extraído de San Bartolomé et al., 2018

4.1.2. Modelo de elementos finitos (MEF)

El método de los elementos finitos es una técnica numérica que aproxima la solución de un problema estructural dividiendo la geometría en un conjunto de subregiones llamadas elementos, dentro de las cuales el comportamiento se representa mediante funciones de interpolación que satisfacen las ecuaciones de

equilibrio y las relaciones constitutivas del material. Su fundamento matemático se basa en los principios de energía mínima, la formulación variacional y la discretización del dominio en un sistema matricial que relaciona fuerzas y desplazamientos. Al ensamblar la contribución de cada elemento se obtiene la respuesta global de la estructura, permitiendo analizar configuraciones y materiales cuya solución exacta sería imposible de obtener con métodos clásicos. Zienkiewicz, Taylor y Zhu (2020) señalan que esta formulación permite resolver problemas no lineales y captar distribuciones complejas de tensiones y deformaciones, lo que convierte al MEF en una herramienta esencial para el estudio sísmico de estructuras de mampostería y adobe.

Los modelos de elementos finitos representan una herramienta sólida para estudiar el comportamiento sísmico de estructuras construidas con materiales frágiles, como el adobe. El procedimiento parte de discretizar el muro en elementos más pequeños, resolviendo en cada uno de ellos las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad bajo un estado plano de tensiones. Este enfoque permite reproducir la distribución de deformaciones, las concentraciones de daño y el avance de fisuración en zonas críticas.

En este trabajo se empleó el Total Strain Crack Model (TSCM) por ejemplo para modelar el muro de adobe bajo cargas perpendiculares al plano, un modelo continuo ampliamente utilizado para materiales cuasi frágiles. Este modelo caracteriza tanto la rama elástica inicial como la posterior degradación del material mediante relaciones tensión–deformación en tracción, compresión y corte. La fisuración se incorpora a través de superficies de falla que reducen progresivamente la rigidez del material conforme aumenta la deformación, permitiendo capturar agrietamientos localizados, aperturas relativas y la pérdida de

capacidad resistente del muro. La formulación considera una relación directa entre la energía de fractura, la longitud característica del elemento y la orientación de la fisura, aspectos esenciales para evitar dependencia espuria de la malla y garantizar resultados estables en el rango no lineal.

El material es definido como continuo, homogéneo e isotrópico en cada elemento, pero el daño se distribuye según las sollicitaciones locales, reproduciendo la respuesta distinta en zonas comprimidas, traccionadas o sometidas a esfuerzos cortantes. El modelo permite representar de manera simultánea los mecanismos de compresión, corte y flexión, lo cual es esencial en la caracterización del adobe confinado, donde estos mecanismos interactúan durante la respuesta sísmica del muro. Esta aproximación continúa ha sido aplicada y validada previamente en estudios numéricos de mampostería no reforzada y de tierra comprimida, mostrando buena correspondencia con patrones de fisuración y curvas de capacidad observadas experimentalmente (Herrera, 2018).

4.2. Análisis no lineal

Dado que las estructuras de muros de adobe confinado pueden experimentar comportamientos no lineales durante un terremoto, se realizó un análisis no lineal en los modelos. Este tipo de análisis permite considerar que, a medida que aumentan las demandas sísmicas, la relación entre las cargas y las deformaciones deja de ser proporcional, apareciendo fenómenos como fisuración, degradación de rigidez, redistribución de esfuerzos y eventual pérdida de resistencia bajo cargas severas.

El análisis no lineal es esencial para capturar el comportamiento real de la estructura durante un sismo. En el caso de los elementos de concreto armado, se empleó la plasticidad tipo fibra, que incorpora un modelo constitutivo no lineal capaz de representar tanto el endurecimiento como el ablandamiento del material, así como los procesos de fisuración y daño acumulado. Los elementos de adobe son modelados de dos formas como elementos tipo área Shell Layer y para elementos frame como rótulas plásticas por cortante en el plano y por flexión fuera del plano.

Dentro del estudio también se consideraron dos enfoques no lineales complementarios. Por un lado, el análisis no lineal estático permite reproducir la respuesta estructural ante incrementos controlados de desplazamiento, lo cual es análogo a lo que ocurre en un ensayo de carga lateral cíclica controlado por desplazamientos. Este método posibilita obtener la degradación progresiva de rigidez y la resistencia máxima del muro. Por otro lado, el análisis no lineal tiempo historia permite evaluar la respuesta frente a una excitación sísmica variable en el tiempo, donde la estructura desarrolla fuerzas inerciales y mecanismos de daño dependientes de la historia temporal de la aceleración. Dicho enfoque es equivalente al comportamiento observado en un ensayo en mesa vibradora.

Para el módulo de dos niveles, las cargas sísmicas aplicadas se basaron en registros sísmicos reales, entre ellos el correspondiente al sismo del 31 de mayo de 1970 en Perú. El uso de acelerogramas en el análisis dinámico permitió reproducir de manera más precisa los efectos inducidos por un sismo real, lo que es fundamental para evaluar el desempeño estructural bajo condiciones próximas a las del ensayo experimental.

Estas técnicas de modelado, aplicadas en la investigación, resultan fundamentales para alcanzar los objetivos propuestos. Constituyen una herramienta sólida para analizar el comportamiento sísmico de estructuras de adobe confinado, comprender su respuesta ante diferentes niveles de demanda y proponer soluciones que contribuyan a mejorar su seguridad estructural. La incorporación de análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, dentro de modelos de pórticos planos y de elementos finitos, proporciona una aproximación más realista al estudio de estas edificaciones, permitiendo un entendimiento más completo del desempeño sísmico y aportando evidencia técnica relevante para su diseño y evaluación.

4.3. Rótulas asignadas a elementos tipo frame

En esta investigación se incorporaron rótulas no lineales tanto en los elementos de concreto armado (columnas y soleras) como en los muros de adobe modelados como elementos tipo frame. Los tipos de rótulas empleados son:

Rótulas de momento ($M3/M2$) para elementos de adobe confinado que puedan experimentar flexión fuera del plano.

Rótulas de corte ($V2/V3$) para muros de adobe confinado, donde el mecanismo dominante de daño está asociado al agrietamiento diagonal y la pérdida repentina de resistencia. Se utilizó como rótula para el adobe confinado para cargas en su plano.

Rótulas tipo fibra (P-M2-M3) para elementos de concreto armado, basadas en el modelo constitutivo completo del material.

4.2.1 Ubicación de las rótulas en elementos tipo frame en ETABS

Según los criterios actuales de macro-modelación para muros de mampostería confinada, las no linealidades se concentran en las zonas donde se desarrollan los mecanismos dominantes de daño. De acuerdo con las recomendaciones presentadas por Rosario et al. (2021), las rótulas de flexión deben ubicarse en los extremos superior e inferior del elemento frame, ya que allí se concentran las mayores demandas de rotación, de esta forma controla la flexión a lo largo de inicio a fin. En el caso de las rótulas de corte, estas pueden asignarse en cualquiera parte del elemento, dado que la fuerza cortante se mantiene aproximadamente constante a lo largo de la altura del muro, se considera en el centro del elemento.

4.2.2 Plasticidad tipo fibra en elementos de concreto armado

La plasticidad tipo fibra asignada a los elementos de concreto armado se basa en la hipótesis de secciones planas y en el equilibrio axial-flexional. Para representar el comportamiento no lineal, cada sección se divide en fibras individuales de concreto y acero, a las cuales se les asignan directamente sus respectivas curvas esfuerzo-deformación. De esta manera, los efectos de fisuración, la reducción de rigidez y el ablandamiento posterior al pico están incorporados dentro del propio diagrama constitutivo de cada fibra, sin necesidad de aplicar reducciones adicionales.

La respuesta global de la sección se obtiene integrando la contribución de todas las fibras considerando:

- el esfuerzo desarrollado en cada fibra de concreto y acero,

- la deformación local derivada de la curvatura de la sección,
- y la interacción axial–flexional en cada estado de carga.

Este enfoque, validado en estudios recientes de no linealidad distribuida en elementos de concreto armado (Li & Xu, 2021), permite reproducir adecuadamente la degradación progresiva de rigidez, la formación de zonas plásticas y la redistribución no uniforme de esfuerzos bajo cargas cíclicas.

4.2.4 Rótulas no lineales para muros de adobe confinado

Dado que los muros de adobe presentan una respuesta predominantemente frágil y controlada por el esfuerzo cortante, su modelación requiere la incorporación de rótulas específicas que representen adecuadamente los mecanismos de daño observados. Para este propósito se emplearon dos tipos de rótulas: de corte y de flexión.

En los muros de adobe confinado la demanda sísmica suele estar gobernada por el esfuerzo cortante para cargas en el plano, por lo que la definición de rótulas no lineales debe representar fielmente este mecanismo. Para ello, las rótulas de corte ($V-\delta$) se definieron utilizando directamente los valores experimentales obtenidos en los ensayos del muro. La resistencia a corte en condición de rotura se estimó siguiendo la propuesta presentada en “Propuesta de Diseño Sísmico para la Mampostería de Adobe Confinado” por el Ing. San Bartolomé, empleando la expresión:

$$V_R = 0.5 L t + 0.2 P \text{ (en kg y cm)}$$

donde L es la longitud total del muro incluyendo el confinamiento, t es el espesor sin tarrajeo y P corresponde a la carga gravitacional acumulada. Con esta

resistencia y con la deriva registrada en el ensayo se definieron los puntos característicos de la rótula, asignando los desplazamientos de fluencia y último de acuerdo con los valores observados experimentalmente. La cortante base para cada punto se obtuvo considerando la longitud, el espesor y la carga axial del muro, garantizando así que la curva backbone representara de manera coherente el comportamiento documentado en laboratorio.

Para el caso de la flexión fuera del plano, el cálculo del momento resistente se realizó siguiendo el procedimiento establecido por el Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1). El módulo resistente de una franja de ancho b y espesor t se obtuvo mediante:

$$Z = b \cdot t^2 / 6$$

y el momento resistente de diseño se determinó con:

$$MRd = (f_{xk1} / \gamma_M + \sigma_d) \cdot Z$$

donde f_{xk1} es la resistencia característica a flexión alrededor del eje paralelo a las juntas de asiento, σ_d es la tensión vertical de diseño y γ_M corresponde al factor parcial para materiales. En el caso del adobe confinado, este factor puede variar entre 1.0 y 3.0, adoptándose un valor de 1.7 como coeficiente representativo de la dispersión experimental reportada para este tipo de mampostería.

A partir de este momento resistente se definieron las rótulas de flexión ($M-\theta$). La coordenada de fluencia se obtuvo empleando MRd junto con la rotación asociada derivada del modelo numérico elaborado en DIANA FEA, mientras que la rotación última provino de los valores máximos observados durante la calibración con los ensayos experimentales fuera del plano. De esta manera, la rótula incorpora

tanto el comportamiento resistente calculado mediante la normativa como la rotación realmente alcanzada en la fase experimental.

Este procedimiento permite representar de forma consistente los mecanismos de corte y flexión que gobiernan la respuesta no lineal del adobe confinado y asegura que las rótulas empleadas en el modelo frame sean coherentes con la información experimental y numérica disponible.

La calibración conjunta entre resultados experimentales y numéricos permitió obtener una representación coherente del comportamiento sísmico.

4.3. Elementos tipo Shell Layer

En esta investigación se utilizaron elementos tipo Shell Layer debido a que permiten representar con suficiente detalle el comportamiento de los muros de adobe confinado tanto en el plano, fuera del plano solo lo considera lineal. Estos elementos consideran simultáneamente los efectos de membrana y de placa dentro de un mismo formulado, lo cual es especialmente útil en estructuras de muros delgados donde la interacción entre esfuerzos cortantes, deformaciones por flexión y esfuerzos de membrana es significativa durante la acción sísmica (Computers and Structures Inc., 2021).

En el modelo Layered Shell, cada capa puede asignar un material específico, un ángulo de material y un comportamiento lineal, no lineal o inactivo para cada una de las relaciones esfuerzo-deformación en el plano ($\sigma_{11}-\epsilon_{11}$, $\sigma_{22}-\epsilon_{22}$ y $\sigma_{12}-\epsilon_{12}$). Esta flexibilidad permite representar la contribución del adobe en cada dirección, incluyendo capas que se comportan de manera no lineal o que quedan desactivadas cuando uno de los modos de deformación no es relevante para el análisis.

Las capas se integran a lo largo del espesor empleando un número finito de puntos de integración. Para materiales lineales delgados un solo punto de integración es

suficiente, pero en materiales no lineales se requieren más puntos para capturar adecuadamente el inicio de fluencia en las superficies superior e inferior del muro. Esta integración por capas permite captar de forma más precisa la degradación de rigidez y la redistribución de tensiones en muros delgados sometidos a cargas cíclicas.

(Computers and Structures Inc., 2021) también señala que las capas se comportan de manera independiente, por lo que es posible utilizarlas para representar materiales con diferentes ángulos o propiedades dentro del mismo espesor. Las tensiones resultantes se computan integrando las respuestas esfuerzo–deformación a través del espesor y en los puntos de Gauss de la superficie del shell. Esto otorga una representación suficientemente detallada del mecanismo de daño, especialmente en situaciones donde la flexión fuera del plano induce rotaciones relevantes y tensiones combinadas.

En términos prácticos, los elementos Shell Layer permiten modelar la respuesta del muro considerando simultáneamente los efectos de membrana y placa, logrando una representación más fiel de la interacción entre los esfuerzos que actúan durante un movimiento sísmico. Esta capacidad resulta particularmente importante en los muros de adobe confinado debido a su baja resistencia fuera del plano y a la sensibilidad frente a deformaciones combinadas. Asimismo, permite validar el modelo comparando directamente las deformaciones, tensiones y patrones de daño obtenidos numéricamente con los resultados de los ensayos experimentales.

En conjunto, la formulación Layered Shell del software ETABS ofrece un marco teórico adecuado para representar la respuesta del adobe confinado, ya que integra el comportamiento no lineal de los materiales, la interacción entre esfuerzos en el plano y fuera del plano, y la degradación progresiva bajo cargas cíclicas. Esto garantiza que la modelación numérica capture los mecanismos principales que gobiernan la respuesta de los muros delgados durante la acción sísmica.

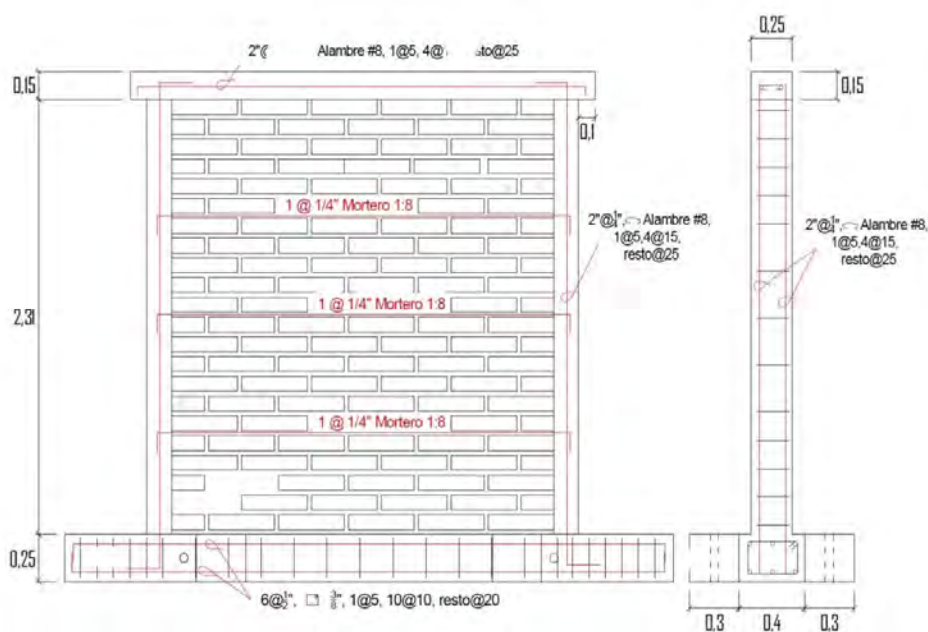
CAPÍTULO V: ENSAYO ESTÁTICO DE UN MURO

5.1. Características de los muros ensayados

En la investigación de Torres 2012, la construcción de los muros M1 y M2 se empleó el mismo material, mano de obra y método de construcción típicos de la albañilería confinada con ladrillos de arcilla cocida. El diseño de los confinamientos siguió la teoría de rotura indicada en el capítulo 2. El mortero utilizado para el asentado de las unidades de adobe consistió en una mezcla de tierra, arena gruesa, paja y agua, con proporciones específicas. Las dimensiones de la albañilería de adobe son 232x231x24 cm. El peso de la estructura, considerando los pesos unitarios de los materiales indicados en la Norma E.020, es de 2706 kg. La figura 16 muestra las características geométricas del muro M2, junto con el refuerzo utilizado.

Figura 16:

Características geométricas y refuerzo del muro M2



Nota: Extraído de Torres, 2012

Se construyeron vigas de cimentación de concreto con resistencia $f'c = 210$ kg/cm², sobre ellas se construyeron los muros M1 y M2. El concreto de las columnas y vigas fue de una resistencia $f'c = 100$ kg/cm². Las columnas fueron vaciadas después de haberse construido la albañilería de adobe, tuvieron el espesor del muro (24 cm) y 15 cm de peralte, el refuerzo vertical consistió de $2\phi\frac{1}{4}$ ", con estribos compuestos por ganchos de alambre #8, $1@5$, $4@15$, resto $@25$ cm. Por último, fue vaciada la solera, tuvo la misma dimensión y refuerzo de las columnas. La fig. 17 muestra etapas de la construcción.

Figura 17:

Detalle de construcción del muro



Nota: Extraído de Torres, 2012

Los ensayos tuvieron como objetivo analizar el comportamiento de estos muros ante cargas sísmicas coplanares en los rangos elástico e inelástico. La carga lateral se aplicó a la viga solera mediante un actuador dinámico, controlando el desplazamiento horizontal en varias fases. La adquisición de datos se realizó a

través de una celda de carga en el actuador y LVDT que registraron desplazamientos absolutos y relativos. Posteriormente, los datos fueron grabados y procesados en una computadora.

Para facilitar la observación de fisuras durante el ensayo, los muros fueron pintados con imprimante blanco después de 28 días de construcción. El traslado de los muros a la nave de ensayos se llevó a cabo mediante un puente grúa, utilizando la viga de cimentación como plataforma. Una vez en posición, la cimentación se fijó a la losa de ensayo con pernos, gatas verticales y horizontales para evitar volcamiento y deslizamiento. Se niveló la base de la cimentación con un capping de yeso.

Se utilizaron siete LVDT con diferentes funciones, como medir desplazamientos laterales absolutos, desplazamientos horizontales relativos entre columnas, separación entre el muro y las columnas, desplazamiento vertical de los talones de la columna respecto a la cimentación, y desplazamiento relativo entre el muro y la solera (deslizamiento).

5.2. Fases del ensayo desarrollado

Para el ensayo de los muros se estableció utilizar once fases de desplazamiento lateral D1 controlado, para cada fase se definió un desplazamiento máximo. Durante el ensayo se determinó el número de ciclos de carga y descarga a aplicar en cada fase, hasta lograr la estabilización de los lazos histeréticos. A continuación, y en la Fig. 5.3, se presenta el comportamiento cualitativo que tuvo el muro M2, interés de este trabajo, durante cada fase del ensayo.

Fase 1 (D1 = 0.25 mm)

El muro ensayado no mostró fisuras y exhibió un comportamiento elástico.

Fase 2 (D1 = 0.50 mm)

Se detectó la primera fisura en el muro en la junta horizontal bajo el último adobe, descendiendo por la conexión con la columna derecha en cuatro hiladas. Además, se observó una fisura en la conexión con la columna izquierda, desde la viga solera bajando cuatro hiladas.

Fase 3 (D1 = 1 mm)

Se observó una fisuración leve en la conexión muro-solera, desde la hilada 21 hasta la 19. Además, la fisura persiste en la conexión muro-columna derecha desde la fase 2 hasta la hilada 17, sin llegar al primer refuerzo horizontal del muro. Asimismo, la fisura continúa en la conexión muro-columna izquierda desde la fase 2 hasta la hilada 16, pasando el refuerzo horizontal del muro.

Fase 4 (D1 = 2.5 mm)

Se registró fisuración en la junta horizontal por debajo de las hiladas 20 y 19, descendiendo de manera escalonada en el área izquierda del muro desde la hilada 21 hasta la 19, fracturando un adobe. La fisura en la conexión muro-columna derecha se prolonga desde la hilada 17 hasta la 10. Además, se inició la fisuración de la columna derecha a la altura de la hilada 16, abarcando toda la columna. También se observó fisuración en la conexión con la columna izquierda en las hiladas 14 y 15, afectando a la columna izquierda a la altura de la hilada 16.

Fase 5 (D1 = 5 mm)

La fisura en la columna izquierda se prolonga y acentúa, rodeando completamente la columna. Se observa una fisura escalonada de izquierda a derecha desde la hilada 16 hasta la 14. Además, se registra una fisuración vertical en la zona central desde la hilada 10 hasta la 6, cortando adobes y acentuando la fisura previa al ensayo. Asimismo, hay una fisuración escalonada de derecha a izquierda desde la hilada 18 hasta la 13, convirtiéndose en vertical entre las hiladas 14 y 13.

La fisura en la conexión muro-columna izquierda se extiende entre las hiladas 13 y 12, luego, sin atravesar el refuerzo horizontal, continúa hasta la hilada 11, donde se desarrolla de forma escalonada. Posteriormente, vuelve a surgir desde la hilada 7 hasta la 2. Además, se observa una leve fisura en la conexión solera-columna izquierda, con un grosor máximo de 4 mm.

Fase 6 (D1 = 7.5 mm)

Se detectó una leve fisura en la conexión solera-columna derecha, la cual se conecta con la fisura de la fase 5 en la conexión muro-solera. Se observa un aumento en el grosor de la falla diagonal. Además, se registra una fisura escalonada de izquierda a derecha, iniciándose en la hilada 7 hasta la hilada 3.

Fase 7 (D1 = 10 mm)

El grosor máximo de la grieta en la parte superior de la conexión muro-columna derecha es de 7 mm, similar a la grieta diagonal superior. Se identifica la aparición de una fisura en la junta horizontal por debajo de la hilada 21. Además,

se nota que el refuerzo horizontal reduce el grosor de las grietas en la conexión muro-columna.

Fase 8 (D1 = 12.5 mm)

Esta fase corresponde al límite de reparación. Se acentúa la falla diagonal

Fase 9 (D1 = 15 mm)

Se evidencian fisuras en los nudos solera-columna. No se registró desplazamiento relativo entre la solera y la columna, ni entre la solera y el muro. Además, las fisuras diagonales se prolongaron durante el ensayo.

Fase 10 (D1 = 17.5 mm)

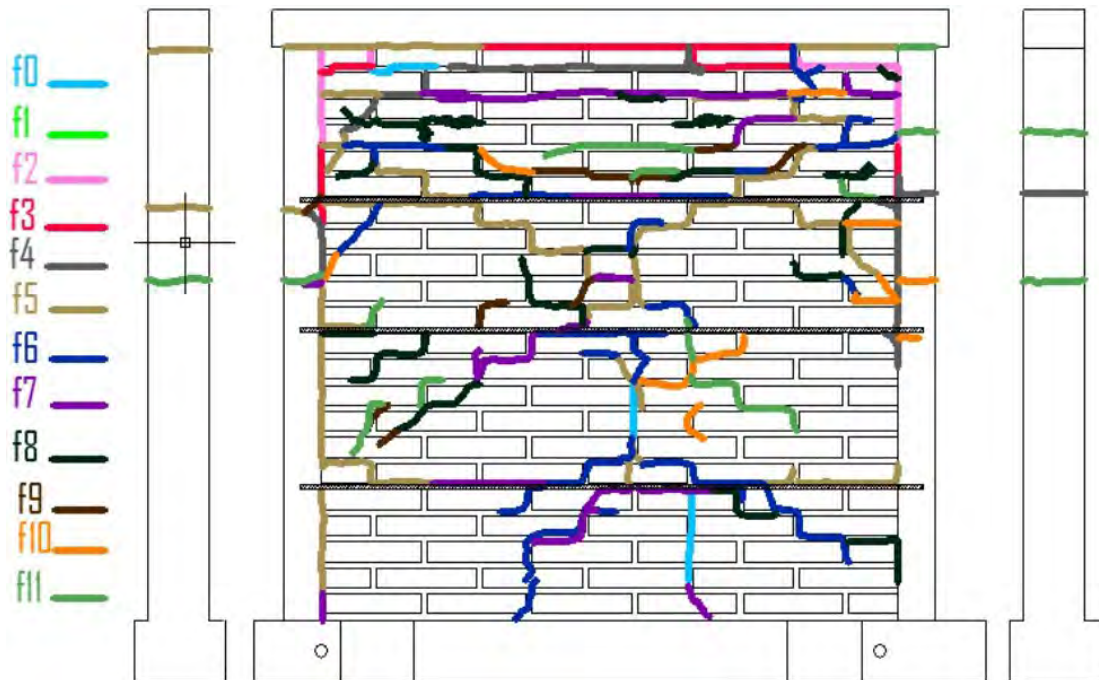
El grosor máximo de la fisura en la columna izquierda fue de 3 mm. Se observa una concentración de fisuras entre las hiladas 14 y 13, llegando a fisurar la columna derecha a esa altura. Se destaca el control del grosor de las grietas diagonales debido a la acción del refuerzo horizontal.

Fase 11 (D1 = 20 mm)

El máximo grosor de la fisura en la columna izquierda fue de 3 mm. Se observa una concentración de fisuras entre las hiladas 14 y 13, llegando a fisurar la columna derecha a esa altura. Es evidente el control del grosor de las grietas diagonales gracias a la acción del refuerzo horizontal.

Figura 18:

Diagrama de fisuras por fase en el muro M2



Nota: Extraído de Torres, 2012

5.3. Resultados del ensayo

En el rango elástico, se compararon las rigideces teórica y experimental. La rigidez lateral teórica se calculó usando el criterio de la sección transformada no agrietada, asumiendo muros en voladizo. La rigidez experimental se determinó en la fase 1, sin fisuras, mediante la carga máxima y el correspondiente desplazamiento. Los resultados revelaron que el M2 (con refuerzo horizontal) era un 23% más rígido que el M1, posiblemente debido al mortero de cemento en las juntas horizontales de M2. La rigidez lateral inicial teórica (K_0), calculada considerando la sección transformada, mostró un valor (59564 kg/cm) que supera en más del 150% al valor experimental.

La falta de fisuras de tracción por flexión en ambos muros se atribuye a las fisuras previas al ensayo y al grosor real del muro, que fue menor al utilizado en el

cálculo teórico de K_o . Se observaron fisuras en la parte intermedia y superior de las columnas, no en la parte inferior donde se esperaría tracción por flexión. La comprobación teórica, utilizando el criterio de la sección transformada no agrietada, mostró que el esfuerzo de tracción máximo fue de 0.26 kg/cm^2 , mientras que la resistencia del concreto a tracción por flexión transformada en adobe fue de 0.82 kg/cm^2 , tres veces mayor. Esto explica la ausencia de fisuras de tracción.

Para el análisis del rango inelástico se realizó el cálculo experimental del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas y la predicción del cortante de agrietamiento diagonal (VR) en ambos muros. El cálculo experimental del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) se realizó mediante el criterio de igualación de energía, considerando la degradación de rigidez lateral en cada fase del ensayo cíclico. Los resultados obtenidos para R en los muros M1 y M2 coinciden con la referencia utilizada, asumiendo un valor de $R = 3$.

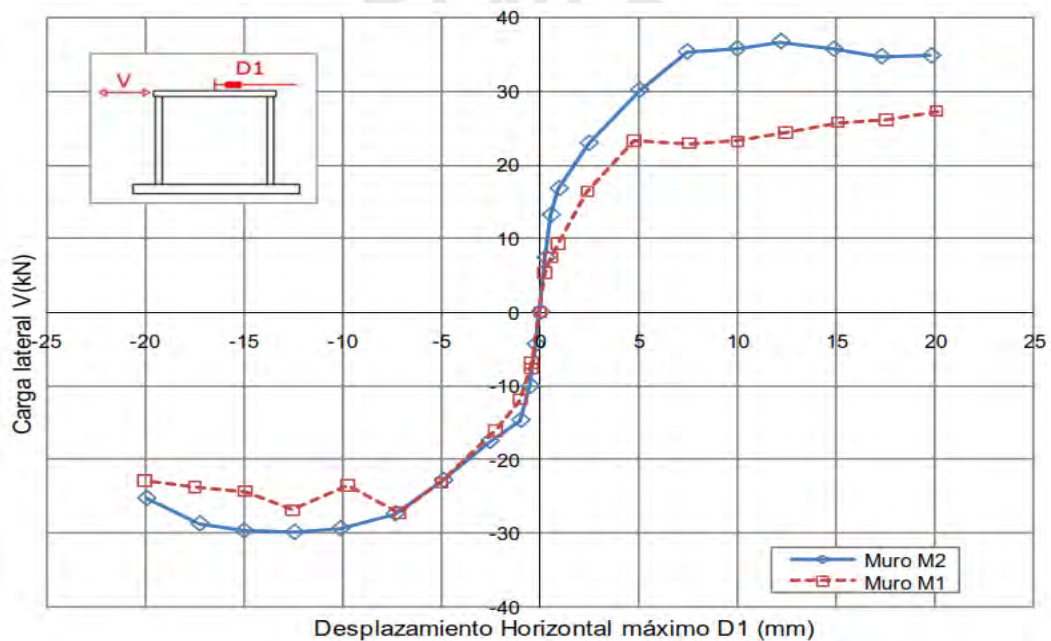
En cuanto al agrietamiento diagonal, la VR teórica es de 3685 kg. En la fase 5, los resultados experimentales fueron de 2377 kg para M1 y 3751 kg para M2, coincidiendo con las resistencias máximas de cada muro. La resistencia a flexión, calculada con un refuerzo vertical en fluencia ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), es de 4.29 toneladas, pudiendo aumentar en la zona de endurecimiento del refuerzo. Dado que esta resistencia supera la resistencia al agrietamiento diagonal, no se produjo la falla por flexión. Además, fases anteriores demostraron que las cargas actuantes no generaban fisuras de tracción por flexión en las columnas.

Se destaca una mayor resistencia y rigidez en la rama positiva del muro M2 (Fig. 19). Sin embargo, en la rama negativa, las gráficas son similares, con una ligera ventaja para M2. Aunque no se puede concluir que el refuerzo horizontal

incrementa la resistencia a corte del muro, se recomienda el uso de una fórmula específica independiente del refuerzo horizontal. Se calculó la rigidez lateral secante para cada fase de los ensayos de M1 y M2, y se observó una mayor rigidez en M2, con una caída menos pronunciada conforme aumentaban los desplazamientos laterales. La presencia de mortero de cemento en las juntas y el cierre más efectivo de grietas diagonales en M2 explican esta diferencia.

Figura 19:

Envolventes V-D1 de M1 y M2



Nota: Extraído de Torres, 2012

La instrumentación empleada incluyó LVDTs para medir el grosor de grietas y la separación entre columnas y muro. Los resultados indicaron que el refuerzo horizontal en M2 contribuyó significativamente al cierre de grietas diagonales, especialmente en fases con desplazamientos laterales mayores. Además, se destaca la contribución positiva del refuerzo horizontal en cerrar la grieta vertical entre el adobe y las columnas, mejorando el arriostramiento ante acciones sísmicas perpendiculares al plano del muro.

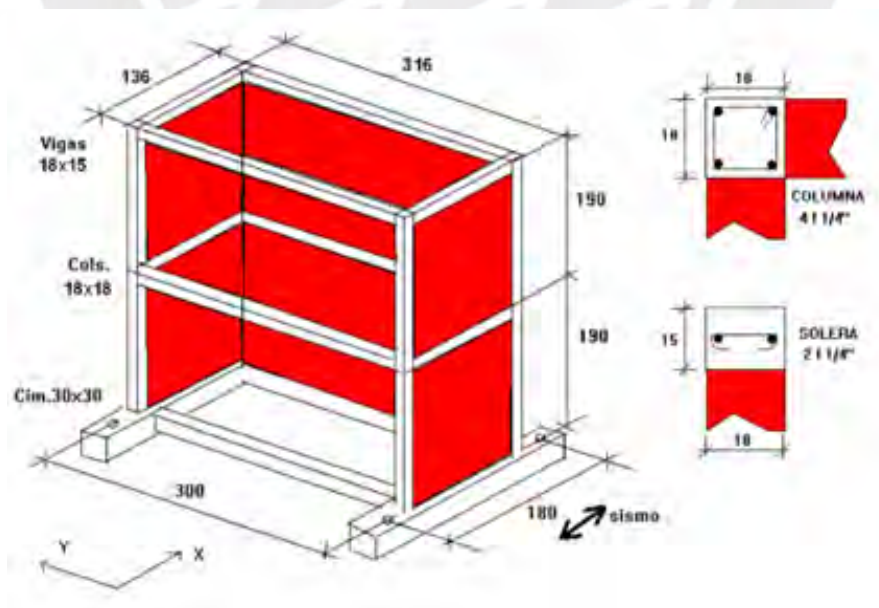
CAPÍTULO VI: ENSAYO DINÁMICO DEL MÓDULO DE DOS NIVELES

6.1. Características del módulo ensayado

La Norma E.080 establece que los muros de adobe confinados deben tener un espesor mínimo de 25 cm. Sin embargo, en la investigación de Delgado 2006, para adaptarse a la capacidad de carga de la mesa vibradora, se utilizó una escala de $\frac{3}{4}$, lo que resultó en un espesor de 18 cm y un peso de 7.12 toneladas para el módulo a escala reducida. Se diseñaron elementos de confinamiento basados en la formulación propuesta en el diseño de adobe confinado y cumpliendo con las especificaciones de la Norma Sísmica E.030. Las columnas tenían dimensiones de 18x18 cm y se reforzaron con barras de acero de $\frac{1}{4}$ ", mientras que las vigas soleras tenían dimensiones de 18x15 cm y se reforzaron con barras de acero de $\frac{1}{4}$ ". Se colocó refuerzo horizontal en el primer piso, anclado en las columnas (Fig. 20).

Figura 20:

Características del módulo a escala 3/4

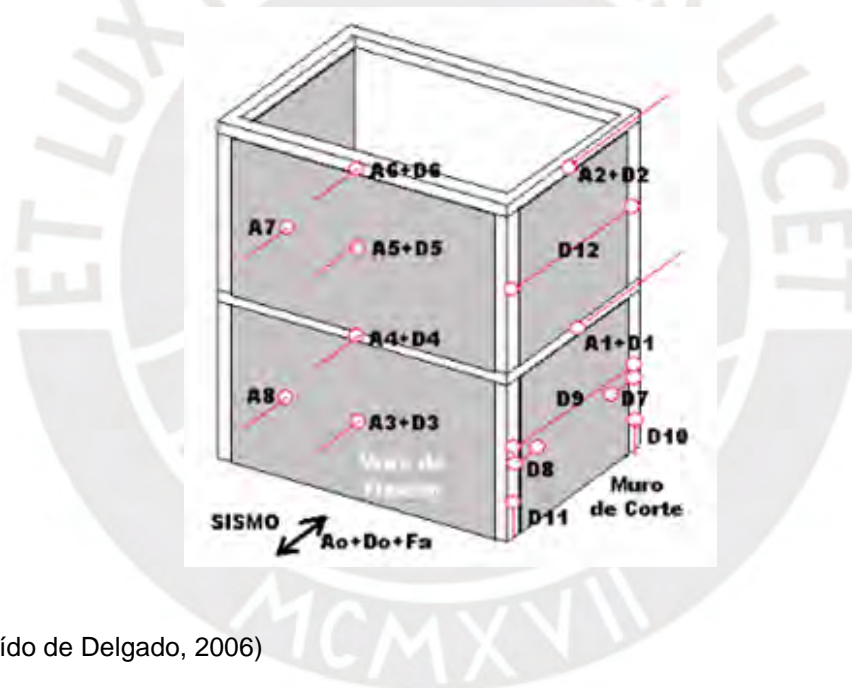


Nota: Extraído de Delgado, 2006)

Se utilizaron 9 acelerómetros y 13 LVDT para realizar mediciones en el experimento. Los acelerómetros se colocaron en diferentes puntos de los muros de corte y flexión, mientras que los LVDT midieron desplazamientos laterales, horizontales y verticales en varias ubicaciones. Los resultados obtenidos permitieron determinar la fuerza cortante en la base del módulo y medir los desplazamientos y grietas en los muros y columnas. En total, se emplearon 8 LVDT en los muros de corte y 4 LVDT en los muros de flexión (fig. 21).

Figura 21:

Instrumentación del módulo



Nota: Extraído de Delgado, 2006)

Se utilizaron materiales específicos en el proyecto, incluyendo unidades de adobe con dimensiones de 31x18x8.5 cm y una resistencia a la compresión de 18 kg/cm². Se utilizó mortero de barro tipo II en una proporción de 3 partes de tierra, 1 parte de arena gruesa y 1 parte de paja. En las juntas del primer piso donde se colocó refuerzo horizontal, se utilizó un mortero de cemento-arena en proporción 1:5 para proteger la varilla de la corrosión y proporcionar adherencia.

Las soleras y columnas de confinamiento se construyeron con concreto de baja resistencia nominal de compresión de 100 kg/cm^2 , con una resistencia promedio de 140 kg/cm^2 según los ensayos de compresión en probetas estándar. El refuerzo utilizado incluyó varillas de acero corrugado de $1/4''$ de diámetro con un grado de 60 y un esfuerzo nominal de fluencia de 4200 kg/cm^2 . Los ensayos de tracción indicaron un esfuerzo promedio de fluencia de 5200 kg/cm^2 y una resistencia máxima de 7800 kg/cm^2 .

La construcción del módulo se realizó de la siguiente manera (Fig. 22): en los muros del primer piso, se regaron las unidades de adobe antes del asentado para reducir su succión. Se utilizó mortero de barro y juntas de 2 cm de espesor para el asentado de los adobes, controlando con un escantillón. Se conectaron los adobes con las columnas a ras y se colocó refuerzo horizontal cada 5 hiladas. Posteriormente, se vació el concreto en las columnas y se compactó. Finalmente, se vació la solera del primer nivel y se desencofraron los confinamientos al día siguiente.

En el segundo piso, se repitió el procedimiento constructivo, pero sin utilizar varillas horizontales ni mechas de anclaje en la unión adobe-columna. Se colocaron vigas de madera tallada para simular los techos de los dos niveles sobre las soleras más largas y amarradas con alambre en las soleras longitudinales.

Figura 22:

Detalle de la construcción del módulo



Nota: Extraído de Delgado, 2006

6.2. Fases del ensayo desarrollado (Fig. 23)

Fase 1: $A_0 = 0.2g$ ($A_r = 0.15g$: Sismo Leve en la Zona 3 y Moderado en Zona 2)

- En la base de la última hilada del muro de flexión correspondiente al piso 2, se formó una fisura horizontal; debe destacarse que la parte superior de la última hilada permaneció adherida a la viga solera del nivel 2. En el resto de muros no se presentaron fisuras.

Fase 2: $A_0 = 0.4g$ ($A_r = 0.3g$: Sismo Moderado en la Zona 3 y Severo en Zona 2)

- La fisura de la fase anterior fue más pronunciada, formándose además fisuras verticales en la zona de encuentro columna-muro de flexión en la mitad superior del piso 2.

- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, debido a que estuvo sujeto a menores aceleraciones y a mayor carga vertical que el muro de flexión del piso 2.
- Se inició la falla por corte presentándose fisuras escalonadas en los muros de corte del piso 1 y en la mitad inferior de los muros de corte del piso 2.
- Las columnas y soleras, y las fisuras en las uniones concreto-adobe no presentaron fisuras, excepto el muro de flexión del piso 2.
- Por el peligro que podría presentarse en la fase 3 si se desplomase el muro de flexión del piso 2, se retiraron los instrumentos A5, A7 y D5, y se colocaron 2 columnas de madera, amarradas a los voladizos de las vigas de madera de los techos, dejando un espacio de 3 cm respecto al muro, de tal modo que este colapsara hacia el interior del módulo, sin que dañe a los instrumentos colocados en la parte externa del muro de flexión del piso 1.

Fase 3: $A_o = 0.6g$ ($A_r = 0.45g$: Sismo Severo en Suelo Duro en Zona 3)

- Terminando la fase 3, uno de los adobes centrales de la última hilada del muro de flexión del piso 2 se desplomó, dejando a este muro en peligro inminente de colapso.
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, tampoco las columnas.
- Las fisuras escalonadas presentadas en los muros de corte se magnificaron, presentando además fisuras finas en las uniones entre muros y columnas. Además, se formaron fisuras verticales en la unión solera-columna del nivel.

Fase 4: $A_o = 0.8g$ ($A_r = 0.6g$: Sismo Severo en Suelo Blando en Zona 3)

- Colapsó la zona central triangular (“V”) superior el muro de flexión del piso 2.
- El muro de flexión del piso 1 quedó en perfecto estado.
- Las fisuras formadas en los muros de corte se abrieron más, sin que se triturara ningún adobe.

Fase 5: $A_0 = 1.0g$ ($A_r = 0.75g$: Sismo Muy Severo en la Zona 3)

- Colapsó totalmente el muro de flexión del piso 2.
- Se formaron fisuras finas en el muro de flexión del piso 1.
- Se produjeron fisuras finas de tracción por flexión en las columnas del piso 1.
- Se ensancharon las grietas en todos los muros de corte y también en su conexión con las columnas, sin embargo, ningún adobe se trituró. Las grietas verticales en las uniones solera columna se magnificaron.

Figura 23:

Fases del ensayo de un módulo de 2 niveles



Nota: Extraído de Delgado, 2006

6.3. Resultados del ensayo

En la tabla 1, se presentan los valores máximos captados por los principales instrumentos durante el ensayo. En esta tabla: $d_i = D_i - D_o$ es el desplazamiento lateral relativo a la plataforma; “V” es la fuerza cortante en la base del módulo; $\tau = V / (2 \times 18 \times 136)$ es el esfuerzo cortante en los muros de corte del primer piso; y, $\gamma = d_1 / 1900$ es la distorsión angular del piso 1.

Tabla 1:

Valores máximos durante el ensayo

Tabla 2. Valores máximos captados por los principales instrumentos en las 5 fases del ensayo sísmico. Esfuerzo cortante τ y distorsión angular γ en el primer piso.										
Instrumento	Fase 1		Fase 2		Fase 3		Fase 4		Fase 5	
Ao (g)	-0.19	0.21	-0.33	0.39	-0.47	0.61	-0.66	0.82	-0.88	1.05
A1 (g)	-0.38	0.40	-0.51	0.73	-0.75	0.70	-0.78	0.86	-1.08	1.17
A2 (g)	-0.63	0.57	-0.87	1.25	-1.50	1.59	-2.22	1.95	-3.15	2.37
A3 (g)	-0.25	0.34	-0.51	0.53	-0.88	0.81	-1.17	1.30	-1.81	1.78
A4 (g)	-0.43	0.52	-0.76	0.69	-0.93	0.95	-0.98	1.41	-1.77	2.16
A5 (g)	-1.17	0.98	-1.85	2.05	se retiró el acelerómetro					
A6 (g)	-0.68	0.65	-1.06	1.29	-1.84	1.35	-2.06	2.08	-3.00	2.67
Do (mm)	-14.82	11.06	-28.86	21.87	-43.55	32.74	-58.35	43.91	-73.93	55.51
d1 (mm)	-2.89	2.43	-6.04	5.34	-12.83	12.81	-21.76	20.13	-36.45	34.86
d2 (mm)	-4.46	3.88	-9.98	9.66	-22.29	24.50	-41.15	41.58	-58.21	70.20
d3 (mm)	-1.43	1.56	-9.04	26.20	se descalibró el LVDT					
d4 (mm)	-3.43	3.39	-6.89	9.02	-18.33	18.04	-32.41	----	-41.09	36.82
d5 (mm)	-7.69	9.57	-20.27	28.33	Se retiró el LVDT					
d6 (mm)	-5.21	5.19	-11.60	13.99	-26.88	31.60	-52.03	49.34	-71.15	79.34
D7 (mm)	0.08		0.30		0.77		0.89		0.82	
D9 (mm)	0.10		0.47		1.07		1.73		1.82	
D10 (mm)	-0.14	0.23	-0.19	0.42	-0.19	0.89	-0.19	1.69	-0.42	2.22
D12 (mm)	0.05		0.55		2.33		5.17		9.59	
V (kg)	-2872	3719	-3368	3698	-5939	4950	-6438	6970	-7193	9445
τ (kg/cm ²)	-0.59	0.76	-0.69	0.76	1.21	1.01	-1.31	1.42	-1.47	1.93
γ (piso 1)	-0.002	0.001	-0.003	0.003	-0.007	0.007	-0.011	0.011	-0.019	0.018

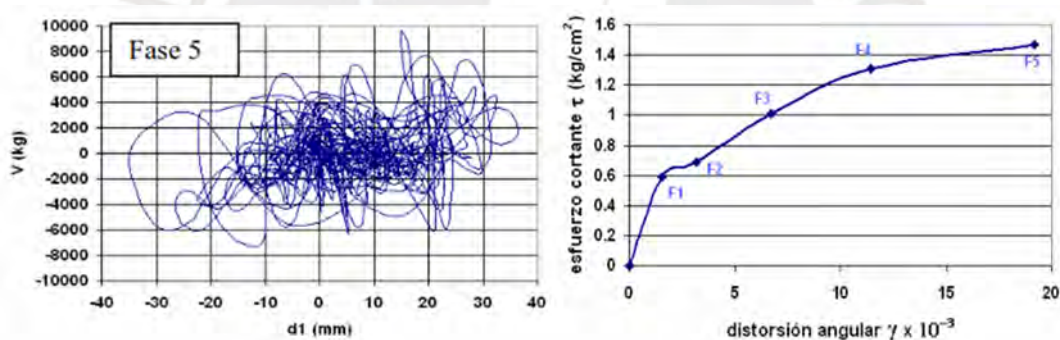
Nota: Extraído de Delgado, 2006

En la figura 24 aparecen los lazos histeréticos V-d1 (cortante-desplazamiento lateral) del primer piso, correspondientes a la fase 5 del ensayo. En la fase 5 puede apreciarse que los lazos no tienen un patrón definido, debido a que el módulo se comportó en el régimen inelástico y a que estuvo sometido a una sollicitación variable en el tiempo.

Para graficar la curva envolvente esfuerzo cortante – distorsión angular del primer piso (fig. 24 derecha), se utilizaron en forma conservadora los menores valores del esfuerzo cortante máximo producidos en la rama positiva o negativa de los lazos V-d1 en cada fase. Esto se debió a que el mayor de los esfuerzos cortantes en una fase determinada, corresponde a un pico instantáneo que no volvió a repetirse para la fase 5. La plataforma plana entre las fases 1 y 2, fue producida por el agrietamiento diagonal de los muros de corte. Luego existe un incremento paulatino de resistencia al corte, que podría deberse al refuerzo horizontal existente en el primer piso.

Figura 24:

Lazos histeréticos y envolvente τ - γ



Nota: Extraído de Delgado, 2006

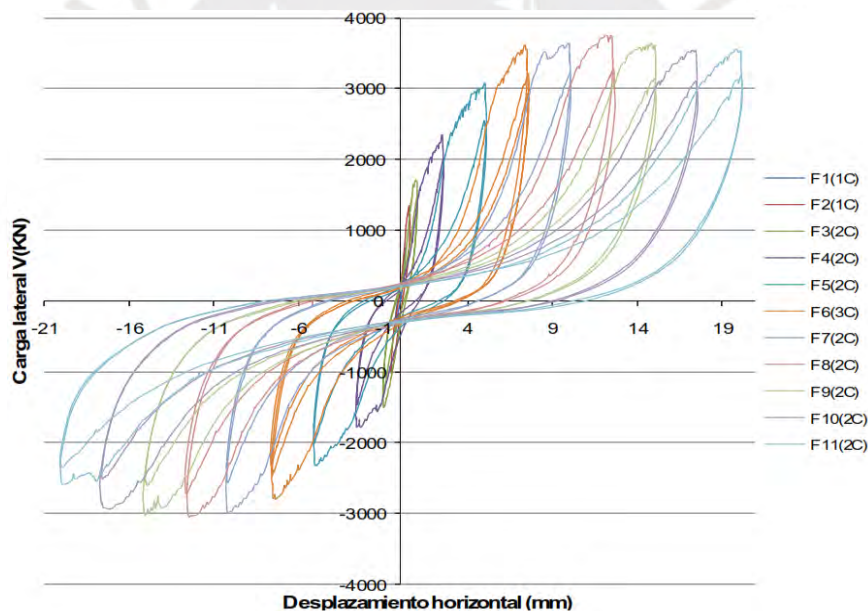
CAPÍTULO VII: CALIBRACIONES PREVIAS

7.1. Consideraciones generales de calibración de muro de adobe confinado en el plano

Se calibra la rótula por corte del adobe confinado del muro M2 (de Torres 2012) con acero de refuerzo horizontal descrito en el capítulo 6. Se busca calibrar la rigidez elástica y post fluencia, realizando un análisis no lineal estático a la envolvente de lazos histeréticos (Fig. 25).

Figura 25:

Lazos histeréticos del muro M2



Nota: Extraído de Torres, 2012

Se ha utilizado el módulo de elasticidad de 6500 kg/cm² y la ecuación del cálculo de la capacidad cortante usada como referencia para el cálculo de la rótula por corte indicado en la “Propuesta de Diseño Sísmico para la Mampostería de Adobe Confinado” por el Ing. San Bartolomé. La resistencia a fuerza cortante en

condición de rotura para el caso de adobes asentados con mortero de barro, será obtenida con la siguiente ecuación:

$$VR = 0.5 L t + 0.2 P \text{ (en kg y cm)}$$

Donde:

L = longitud total del muro (incluyendo columnas)

t = espesor del muro sin tarrajeo (acorde a lo indicado en la “Propuesta de Diseño Sísmico para la Mampostería de Adobe Confinado” por el Ing. San Bartolomé)

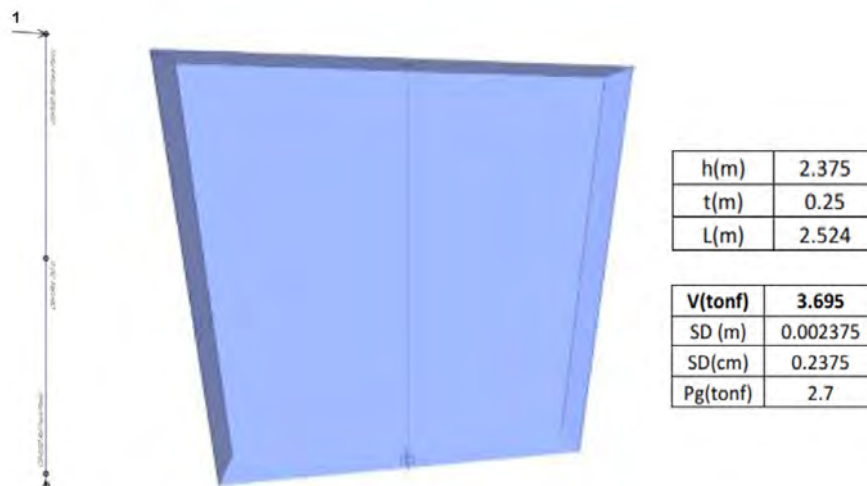
P = carga de gravedad acumulada

7.2. Calibración en el plano de muro de adobe como elemento tipo frame

Se ha modelado el muro de adobe confinado como un elemento tipo frame con las dimensiones completas del muro, despreciando los elementos de confinamiento. Las características del muro y el cálculo de la cortante se muestran en la Fig. 26.

Figura 26:

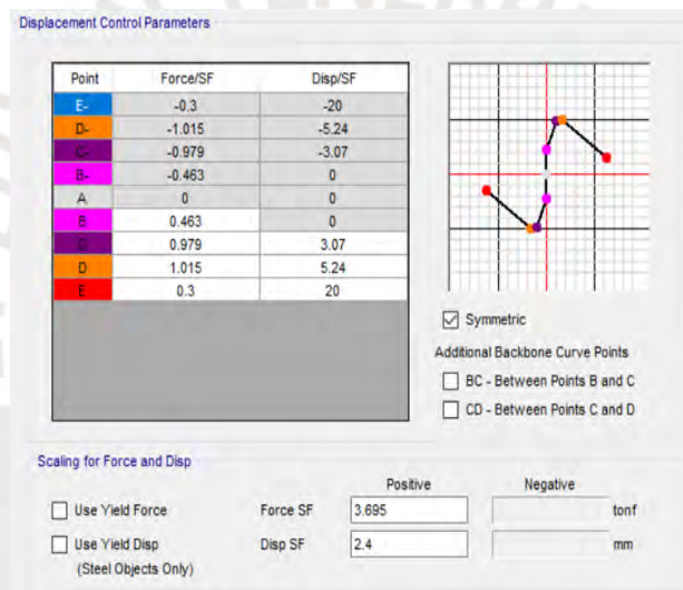
Características del muro



Se modifica la rótula por corte para asimilar a la siguiente envolvente de la curva histerética del muro M2. Además, en la parte baja se muestra el empotramiento y rótulas fuera del plano que serán calibradas posteriormente. La carga aplicada en la parte superior se modifica acorde al desplazamiento incremental cada 1mm hasta alcanzar el desplazamiento máximo del ensayo. El parámetro de amplificación de la rótula generada se muestra en la Fig. 27:

Figura 27:

Rótula generada y sus parámetros de amplificación



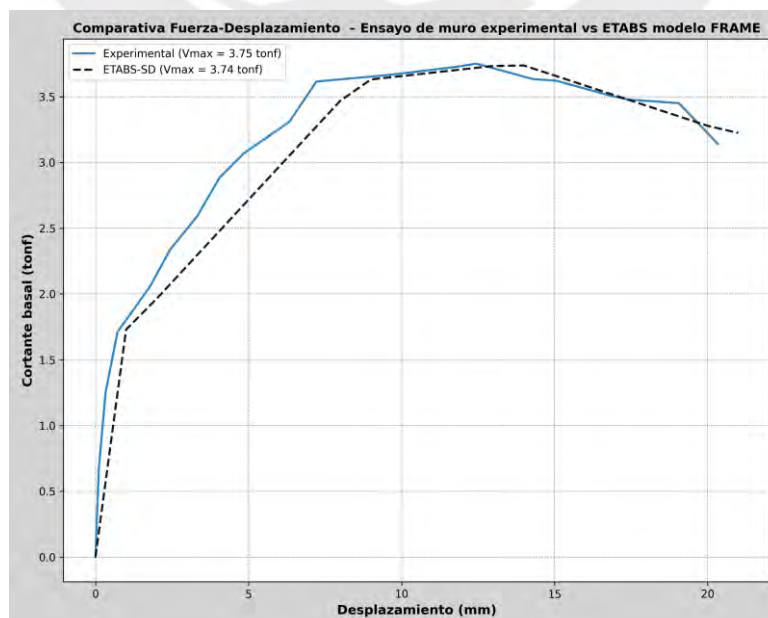
La formulación adoptada para la rótula de corte se basa en la expresión $VR = 0.5 L t + 0.2 P$, donde la resistencia depende directamente de la longitud efectiva del muro, su espesor y la carga axial aplicada. En este marco, un incremento de carga vertical produce un aumento proporcional de la resistencia a corte, dado que el término asociado a la carga axial contribuye a la capacidad total del muro. Sin embargo, esta relación es válida únicamente dentro del rango de comportamiento observado en los ensayos experimentales que dieron origen a la calibración. Por ello, si se emplearan muros con geometrías muy diferentes, como configuraciones

excesivamente esbeltas o muy poco esbeltas, o si se utilizara un tipo de adobe con propiedades mecánicas distintas a las evaluadas, la rótula dejaría de representar adecuadamente la respuesta real y sería necesario recalibrar sus parámetros a partir de nuevos ensayos experimentales. En escenarios fuera de los límites de la calibración original, tanto la resistencia como las derivas límite podrían variar de manera significativa, lo que obliga a considerar esta formulación como un procedimiento práctico y compatible con las capacidades del software, pero condicionado al dominio para el cual fue validado.

Al agregar la rótula mostrada al muro tipo “frame” se obtuvo la curva de capacidad de la Figura 28 al compararla con el ensayo experimental. Se obtiene que el ensayo experimental es similar al modelo numérico por lo que se considera que tanto en la primera línea recta de módulo de elasticidad de 6500 kg/cm² es adecuada, así como la rótula plástica por corte que se asemeja a la del ensayo experimental.

Figura 28:

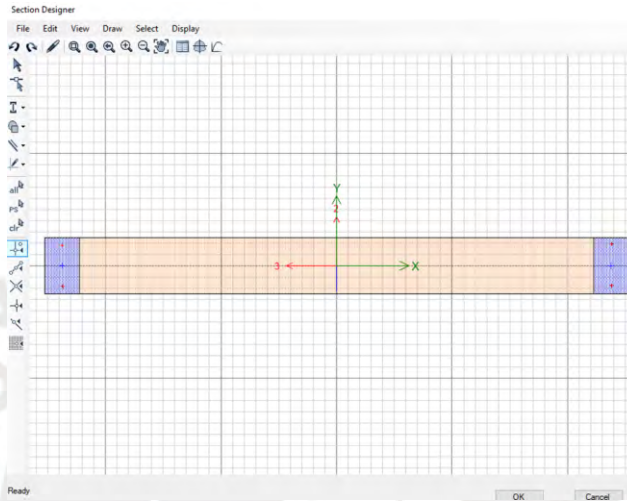
Curva de capacidad tipo frame vs. ensayo experimental



Se calibra el mismo muro mencionado anteriormente, pero en este caso la sección no es solo del muro de adobe, si no que se agrega en sus bordes las secciones de concreto armado, tal como se muestra en la figura 31.

Figura 29:

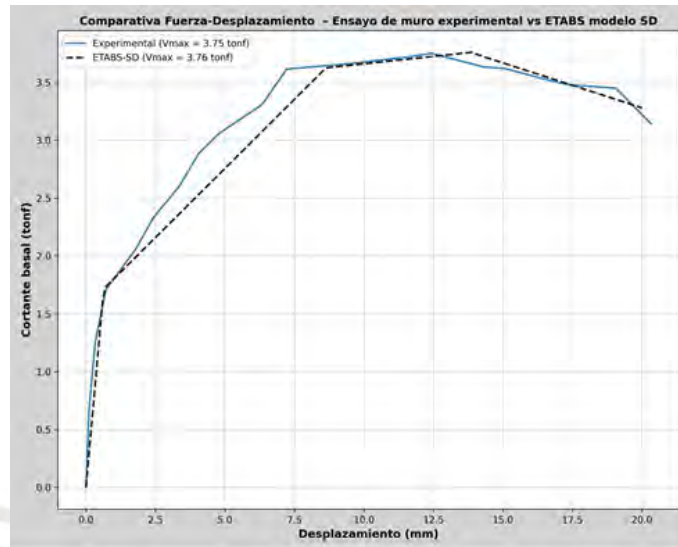
Sección de un muro tipo frame considerando sus confinamientos



Al agregar en sus bordes las columnas de confinamiento de CA se incrementa la rigidez elástica. Para el rango no lineal se agrega la misma rótula calculada en la calibración anterior y se obtiene la siguiente comparativa entre el ensayo experimental y el actual modelo numérico (Fig. 32). Se observa una curva con una rigidez inicial casi idéntica al del ensayo experimental, lo cual ha mejorado al considerar dichas columnas confinadas.

Figura 30:

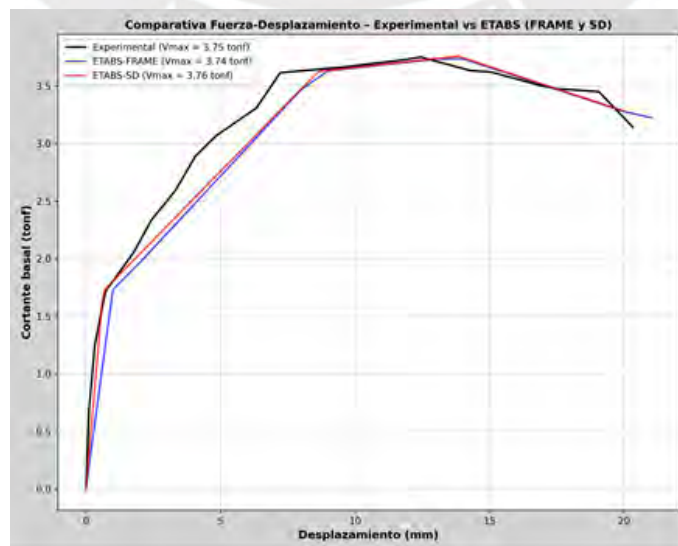
Curva de capacidad tipo frame considerando confinamientos vs. ensayo experimental



Se muestra la comparativa entre el ensayo experimental y los dos modelos numéricos calculados en la Fig. 33. Se observa que la rótula similar al modelo del muro sin columnas para poder utilizarse en el modelado del edificio de dos niveles.

Figura 31:

Comparación de la curva de capacidad de ambos modelos numéricos tipo frame vs. ensayo experimental



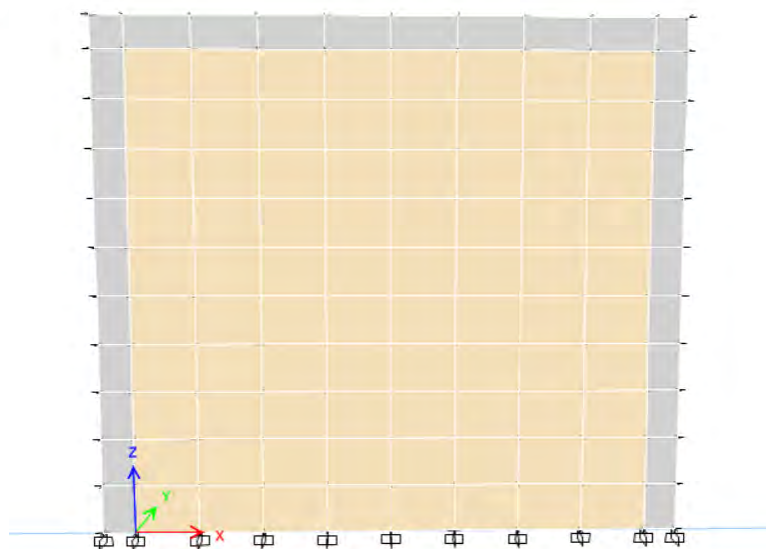
En relación con la influencia de las columnas en la curva fuerza–desplazamiento, es cierto que el aporte del confinamiento ya se encuentra incorporado en la calibración previa; sin embargo, la separación de ambas etapas responde a la estructura metodológica definida en los objetivos específicos del estudio y al enfoque planteado desde el plan de tesis. El propósito de presentar por separado la calibración del muro equivalente y la verificación del área resistente asociada a las columnas obedece a un pedido directo del equipo investigador, con el fin de analizar de manera independiente la contribución del adobe y la del sistema de confinamiento.

7.3. Calibración en el plano de muro de adobe como elemento tipo Shell Layer

Se calibra el mismo muro mencionado anteriormente, pero en este caso se modela el muro de adobe y el pórtico de confinamiento como elemento tipo Shell Layer. Se muestra el muro a calibrar modelado (Fig. 34).

Figura 32:

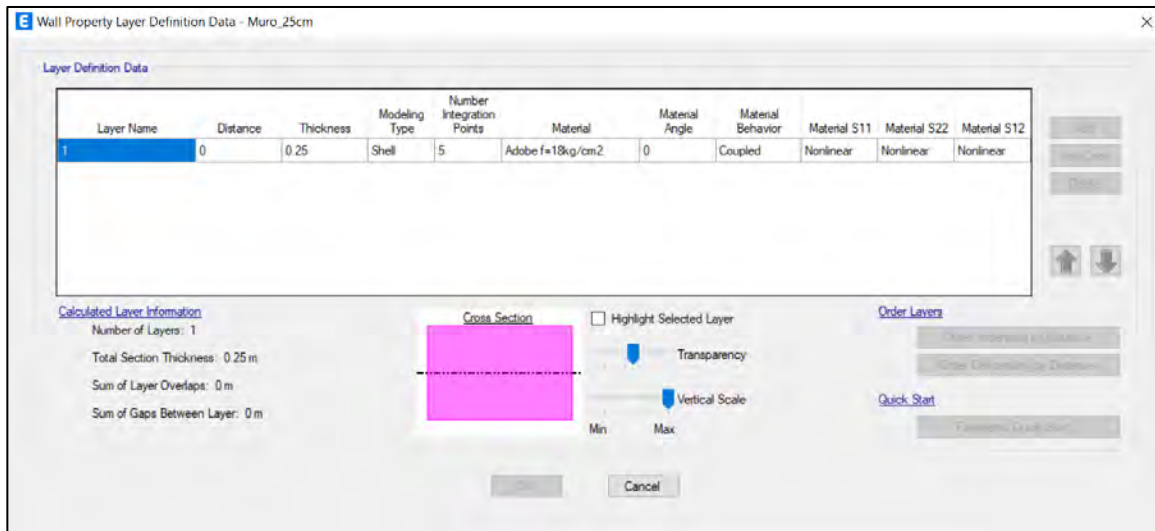
Modelo del muro de adobe y confinamiento como elemento tipo Shell



El muro tipo Shell Layer es definido de 0.25m de ancho con un modelo constitutivo de adobe de resistencia a compresión de 18 kg/cm² acorde a los ensayos y considerando la no linealidad en las 2 direcciones axiales (S11 y S22) y por cortante (S2), Fig. 35.

Figura 33:

Definición de propiedades del elemento Shell Layer



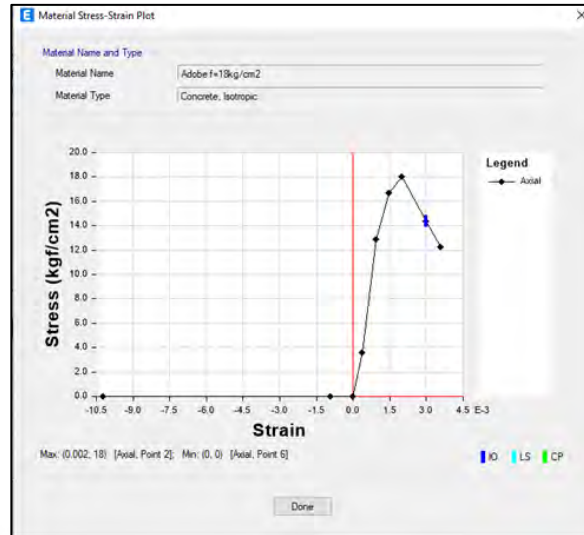
En los modelos continuos de fisuración distribuida, como el smeared crack model, la iniciación y propagación de la fisura dependen de la forma del diagrama de ablandamiento y de la energía de fractura del material, tanto en tracción como en compresión, tal como se muestra en los diagramas tensión–deformación típicos para materiales cuasi frágiles. Estos esquemas permiten definir curvas específicas para el comportamiento traccional, cortante y compresivo, vinculadas directamente con la energía de fractura en cada modo. Sin embargo, en el caso de ETABS, el software no ofrece la posibilidad de incorporar parámetros avanzados como cohesión, energía de fractura, apertura de fisura o deformación plástica asociada a la fisuración. La plataforma se limita únicamente a la definición del diagrama constitutivo global del material, sin permitir el control explícito de mecanismos de

daño como los que se representan en modelos continuos más especializados. Por esta razón, para la presente investigación se trabajó únicamente con las curvas tensión–deformación permitidas por ETABS, adoptando una ley parabólica en compresión y una ley de ablandamiento exponencial en tracción como aproximación simplificada del comportamiento real del adobe, reconociendo que la implementación completa del modelo de fisuración distribuida solo es posible en programas orientados al análisis no lineal avanzado, como DIANA FEA o Abaqus.

Se considera en el diagrama constitutivo con el módulo de elasticidad del ensayo de 6500 kg/cm² y una deformación unitaria de 0.002 en el esfuerzo máximo con forma parabólica (fig. 36). Se recomienda para la resistencia máxima a tensión un valor del 10% de la resistencia a compresión (Lourenço, 1996). Las propiedades de la mampostería dependen en gran medida de las propiedades de sus constituyentes. Las pruebas de resistencia a la compresión son fáciles de realizar y dan una buena indicación de la calidad general de los materiales utilizados, pero existen muy pocos resultados en el comportamiento uniaxial post-débil de ladrillos y bloques comprimidos o mortero. Los valores propuestos para el hormigón en el Código Modelo 90 (CEB-FIP, 1993) son una deformación máxima del 0,2% y una energía de fractura por compresión dada por un diagrama constitutivo forma parabólica (Angelillo & Milani, 2014).

Figura 34:

Diagrama constitutivo del material no lineal de adobe



Acorde a CSI en Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE, se corrobora que el modelo más realista incluye la no linealidad en las direcciones S11, S22 y S12. Además, no se considera los elementos tipo “rebar” debido a que esos son el acero de refuerzo no existentes en el adobe.

Para componentes de tensión, "N" indica no lineal; "L", lineal; y "-", inactivo. El comportamiento del material concreto puede ser "Direccional" o "Acoplado". Tenga en cuenta que, para la barra de refuerzo, σ_{11} siempre es no lineal. La barra de refuerzo vertical se define estableciendo el ángulo del material en 90° , lo que lo alinea con el eje local-2 de la carcasa. Por lo tanto, la tensión vertical de la barra de refuerzo σ_{11} corresponde al armazón σ_{22} (CSI, 2016, Tabla 2).

Tabla 2:

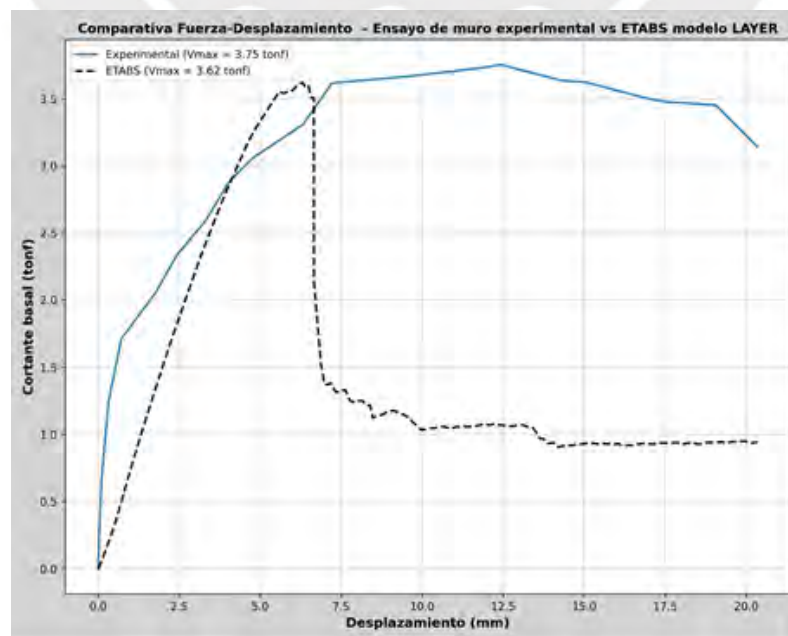
Modelo realista de muros de corte (CSI, 2016)

Layer	Type	Material	th	d	ang	n	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
1	Shell	Conc	18.00	0.	0°	5	N	N	N
2	Shell	Rebar	0.09	+6.	0°	1	N	-	N
3	Shell	Rebar	0.09	-6.	0°	1	N	-	N
4	Shell	Rebar	0.18	+6.	90°	1	N	-	N
5	Shell	Rebar	0.18	-6.	90°	1	N	-	N

Dado que la falla de los muros de mampostería de adobe suele ser por tracción o corte, finalmente se ha modificado el valor de falla a compresión por el de tracción, con la finalidad de alcanzar la falla del muro. Se compara el modelo numérico con el ensayo experimental en la siguiente figura, donde se observa que al ingresar al rango no lineal la rigidez del elemento Shell Layer tiene una pérdida de resistencia mucho antes que el del experimental, sin embargo, tiene una resistencia muy similar con un valor de 3.62 tonf frente al experimental de 3.75 tonf.

Figura 35:

Curva de capacidad tipo Shell Layer vs ensayo experimental



Se muestra la comparativa entre el ensayo experimental y los dos modelos numéricos calculados (Fig. 38), además de la tabla 3 comparando la rigidez elástica de cada modelo numérico y ensayo experimental.

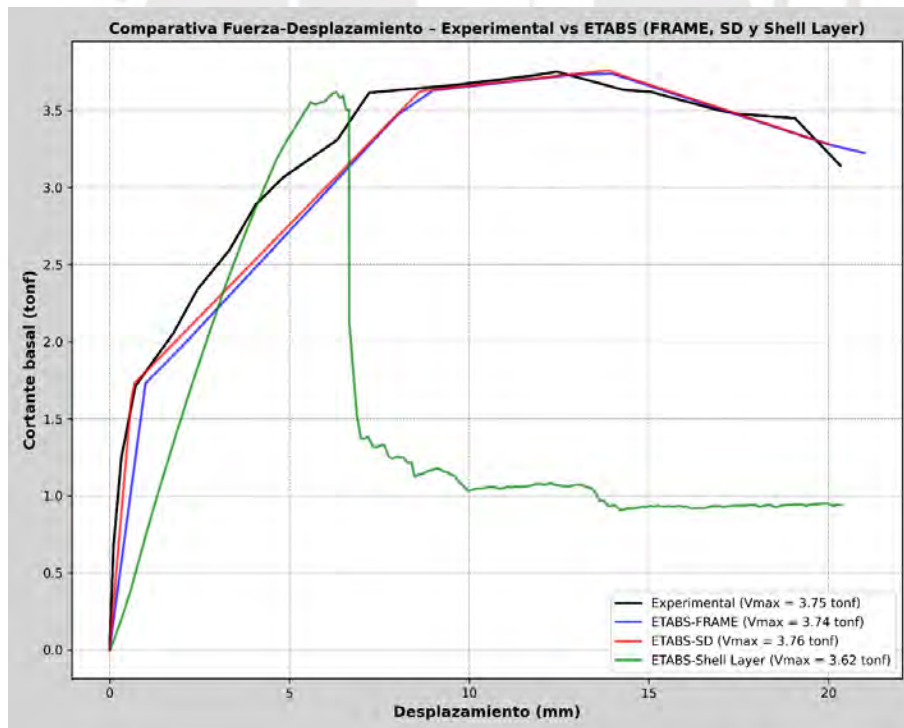
Tabla 3:

Rigidez elástica de cada uno de los modelos

	Rigidez elástica (ton/mm)
Experimental	2.37
Modelo sin columnas	1.75
Modelo con columnas (SD)	2.2
Shell Layer	0.75

Figura 36:

Comparación de los 3 modelos vs. experimental



Se observa que el único modelo que definitivamente se aleja del comportamiento real del ensayo experimental es el tipo Shell Layer debido a que su comportamiento no alcanza una deformación sostenida adecuada. Respecto a

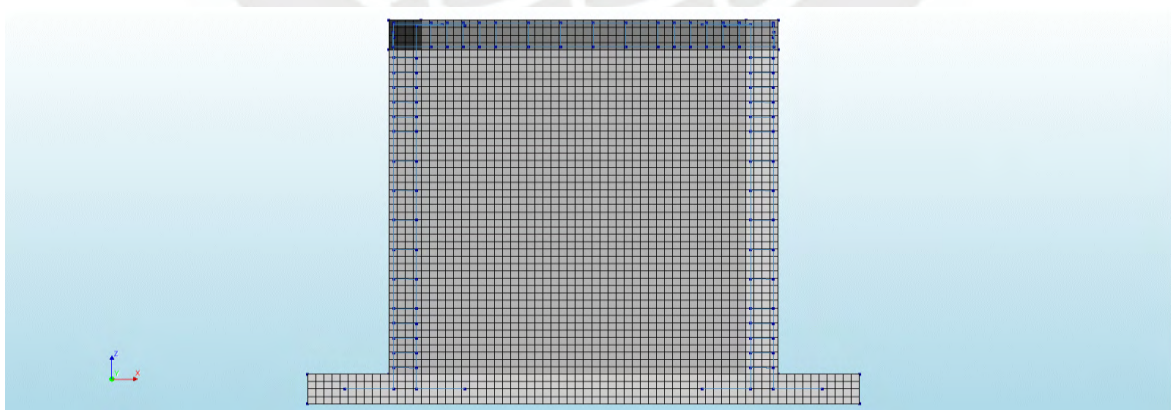
la rigidez elástica se observa que el modelo SD es el que más se asemeja con una similitud del 93%, luego el tipo frame sin columnas del 74% y por último el tipo Layer con un valor de 32%, probablemente este valor más bajo de la normal, se debe a que se modificó la falla a compresión por el de tracción con un valor menor de resistencia, que, a pesar de alcanzar un valor de resistencia cercana, reduce la rigidez inicial.

7.4. Consideraciones del ensayo fuera del plano del muro de adobe confinado realizado en DIANA FEA

El mismo muro de adobe confinado elaborado en el presente capítulo, se ensayó fuera del plano en el software DIANA FEA, dado que este software tiene la capacidad de poder evaluar la no linealidad del muro de forma explícita tomando en cuenta incluso fuera del plano, se utilizará como si fuera un ensayo experimental y luego podrá ser utilizado como base de calibración para el software ETABS.

Figura 37:

Vista del mesh del muro de adobe confinado y columnas de confinamiento en DIANA FEA



El modelo numérico desarrollado en DIANA FEA corresponde a un esquema de elementos tipo *mesh*, donde se definieron distintos materiales y refuerzos para

representar el comportamiento de un muro de adobe confinado sometido a cargas laterales.

En primer lugar, la discretización se realizó mediante elementos de tipo *Regular Curved Shells*, generando un total de 1760 elementos asociados al material de albañilería (Adobe 18 kg/cm²), agrupados en la malla denominada *shape 323*. Para los componentes de concreto armado, se emplearon diferentes *shapes* (318, 319, 320, 321 y 322), con una subdivisión entre 16 y 176 elementos cada uno, que corresponden a los elementos de confinamiento y cimentación.

El acero de refuerzo se incorporó mediante elementos de tipo *Embedded bar*, diferenciando los refuerzos longitudinales de columna (*ColumnLong*, con 8 refuerzos de barras de 1/4") y viga (*VigaLongi*, con 4 refuerzos), además de los estribos (*EstribosTotales*, con 47 refuerzos). De esta manera, el modelo integra adecuadamente tanto la matriz resistente de adobe como los elementos de confinamiento y el acero de refuerzo embebido.

En cuanto a la condición de carga, se definió un ensayo de tipo *pushover* controlado por desplazamientos. La aplicación se realizó en la parte superior de la estructura, imponiendo desplazamientos incrementales en dirección Y sobre la parte superior del muro, con un valor inicial de 1 mm que se va incrementando hasta alcanzar la falla global.

En términos geométricos, la configuración del modelo incluye el muro central de adobe confinado por columnas y vigas de concreto armado. La discretización fina de la malla en las zonas de confinamiento y el uso de elementos embebidos para las barras permiten una mejor representación de la interacción entre materiales.

En conclusión, el modelo en DIANA FEA combina elementos de *shells* para la albañilería y el concreto, junto con elementos embebidos para el acero, aplicando un procedimiento de análisis estático no lineal incremental (pushover) en base a desplazamientos. Este enfoque permite reproducir de forma razonable la respuesta experimental, analizando tanto la rigidez inicial como la evolución hacia el colapso bajo cargas laterales.

Para la modelación del concreto en las columnetas y vigas soleras se empleó el *Total Strain Crack Model* en su versión *Rotating*, basado en la teoría modificada de campo de compresiones de Vecchio y Collins. Este modelo permite que la orientación de las fisuras rote en función del estado de deformaciones principales, reproduciendo el comportamiento no lineal del material bajo cargas multiaxiales y cíclicas. Se definió un módulo de elasticidad de 114 559 kgf/cm² y una razón de Poisson de 0.15, con una densidad de 2.4473×10^{-6} kgf·s²/cm⁴. En tracción, la resistencia máxima fue de 14.28 kgf/cm² con un modelo de ablandamiento exponencial y una energía de fractura de 0.112 kgf/cm², alcanzando una resistencia residual de 4.08 kgf/cm². En compresión, se utilizó una curva parabólica con una resistencia de 99.93 kgf/cm², una energía de fractura de 28.04 kgf/cm² y una resistencia residual de 20.39 kgf/cm², incorporando además la reducción por fisuración lateral con el modelo de Vecchio y Collins (1986).

El adobe fue representado mediante el *Engineering Masonry Model*, diseñado para materiales frágiles de mampostería y que permite describir de forma más realista el comportamiento cíclico, en particular la pérdida abrupta de rigidez en los procesos de descarga. Se definieron parámetros elásticos con un módulo en dirección X de 3253 kgf/cm², en dirección Y de 6496 kgf/cm² y un módulo cortante de 2600 kgf/cm², con una densidad de 1.8865×10^{-6} kgf·s²/cm⁴. En tracción, la

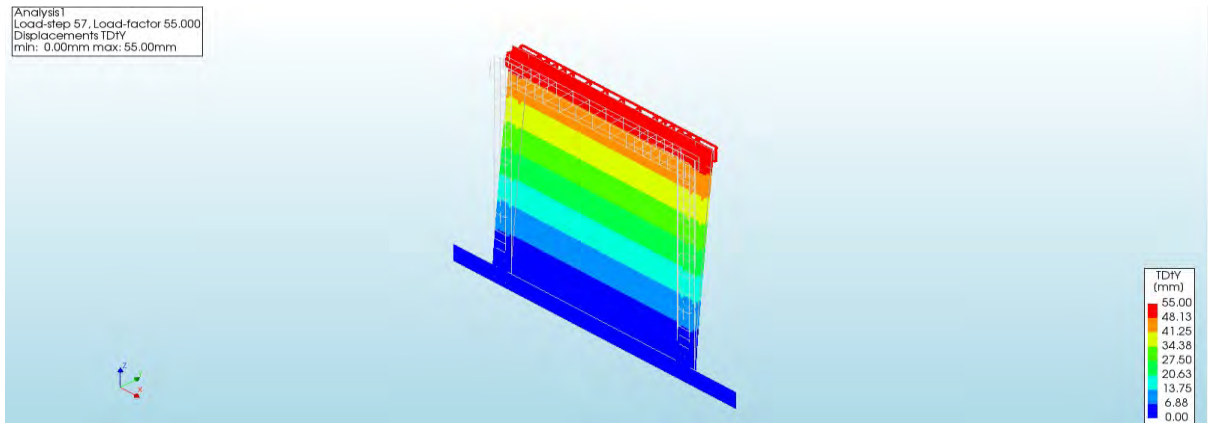
resistencia de la junta horizontal fue de 1.835 kgf/cm², con una energía de fractura de 0.00522 kgf/cm² y una resistencia residual de 1.0×10^{-5} kgf/cm². En compresión, la resistencia máxima alcanzó 17.99 kgf/cm², con una energía de fractura de 2.88 kgf/cm². En corte, se consideró un ángulo de fricción de 0.75 rad, cohesión de 2.55 kgf/cm² y una energía de fractura de 0.0237 kgf/cm², activando además la falla fuera del plano. Con ello se representa tanto la falla por tracción y compresión como el mecanismo de corte basado en el criterio de fricción de Coulomb.

El acero de refuerzo se modeló con el *Dodd–Restrepo Model*, orientado a capturar el comportamiento cíclico del acero bajo solicitaciones alternantes, incluyendo el efecto Bauschinger. Este modelo reproduce cuatro etapas en la curva tensión–deformación: la región elástica, el plateau de fluencia, la rama de endurecimiento y la fase post-pico. Se definió un módulo de elasticidad de 2.141×10^6 kgf/cm², con un esfuerzo de fluencia de 4283 kgf/cm² y una deformación en el final del plateau de 0.012. La deformación última alcanzó 0.09, mientras que el esfuerzo máximo fue de 6934.07 kgf/cm². Se estableció un parámetro de endurecimiento con $P=3$ y una constante de Bauschinger de 0.75 para simular la pérdida de rigidez en los ciclos inversos de carga.

En la siguiente figura se muestra el desplazamiento del muro bajo cargas perpendiculares.

Figura 38:

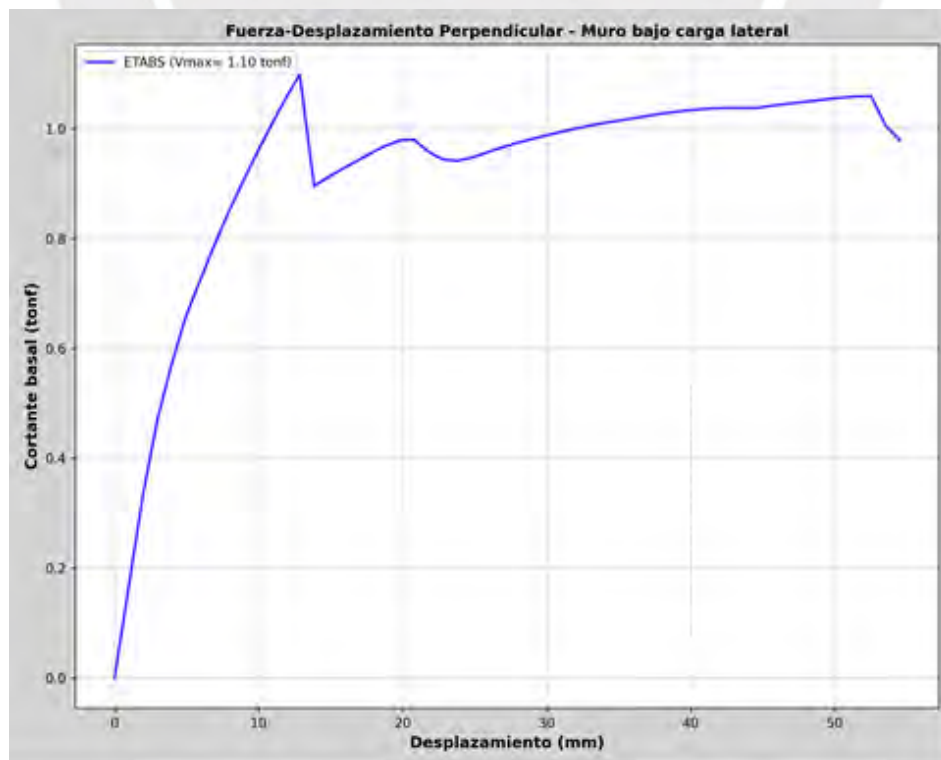
Desplazamiento perpendicular del muro en DIANA FEA



Se muestra la curva de capacidad del muro sometido a carga lateral hasta la falla del muro, se concluyó la falla, dado que, para un desplazamiento mayor a este, las deformaciones y anchos de grietas se elevan a valores irreales.

Figura 39:

Grafica fuerza - desplazamiento perpendicular del muro en DIANA FEA



Se muestra que alcanza una cortante máxima de 1.1 tonf y que para este nivel alcanza un desplazamiento de 53mm perpendicular al plano del muro, para este mismo punto de colapso se muestran las siguientes deformaciones y ancho de grietas.

Figura 40:

Distribución de deformaciones unitarias perpendiculares al plano en muro de adobe confinado

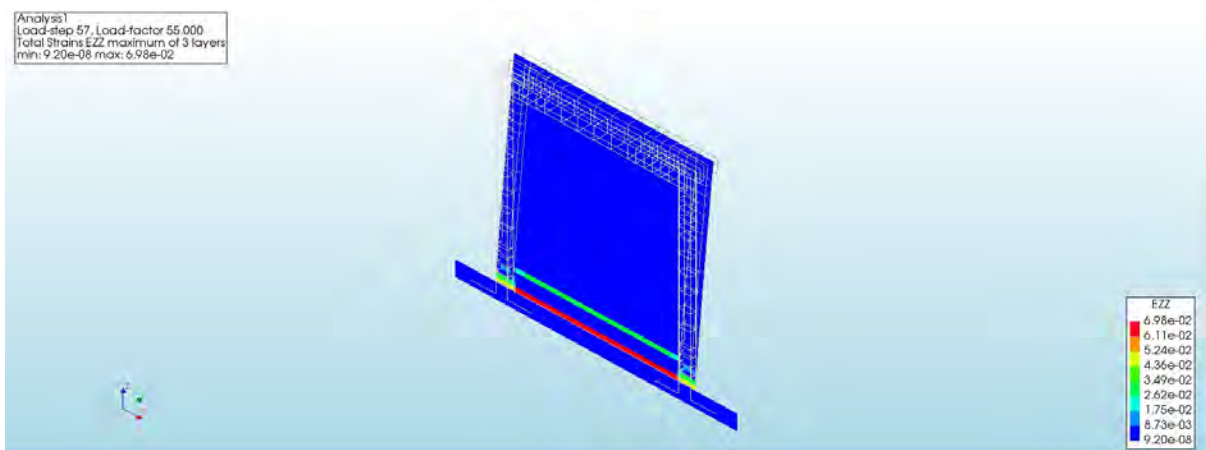


Figura 41:

Apertura de fisura perpendiculares al plano en muro de adobe confinado.

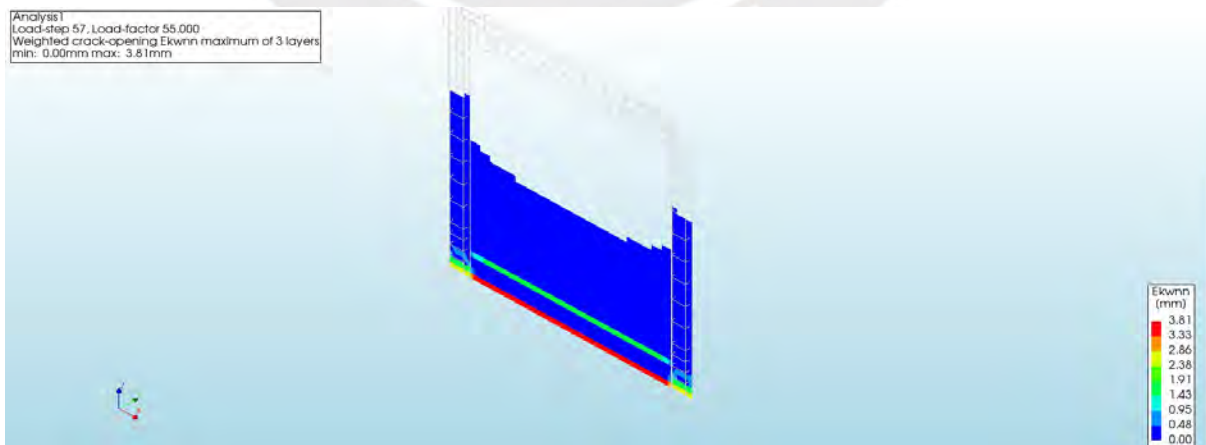
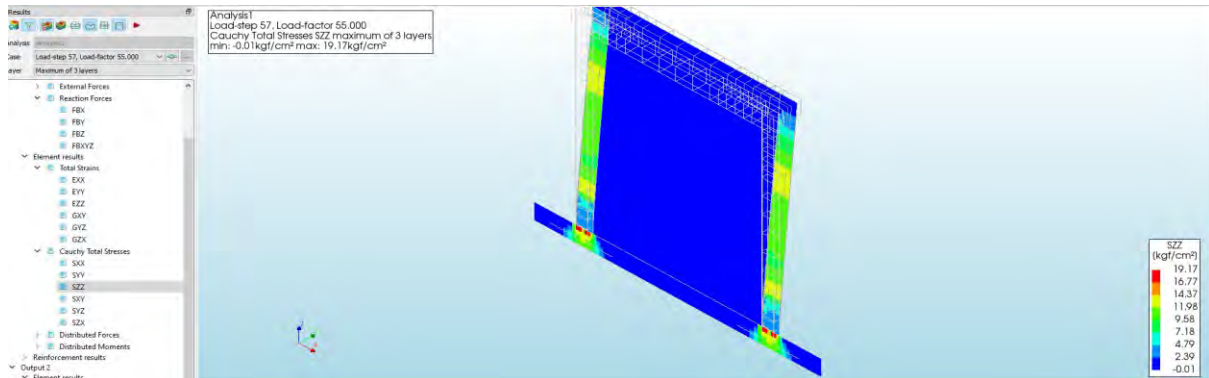


Figura 42:

Distribución de esfuerzos ZZ en muro de adobe confinado sometido a carga fuera de plano.



Se observa en las imágenes la respuesta estructural confirma que la zona crítica se localiza en la parte baja del muro, donde se concentran las mayores deformaciones y aperturas de fisura. Asimismo, los esfuerzos más elevados se presentan en las columnas de confinamiento, lo cual es coherente con su función de arriostrar el paño de adobe frente a la acción fuera de plano. Al ser elementos de mayor rigidez y resistencia, las columnas absorben una porción significativa de la carga, retrasando la inestabilidad global del muro y evidenciando el rol fundamental del confinamiento en el comportamiento fuera del plano de este tipo de sistemas.

7.5. Calibraciones de los muros bajo cargas perpendiculares en ETABS

7.5.1. Calibración de rótulas concentradas en elementos frame sin considerar las columnas de confinamiento

Para la calibración del muro de adobe se tomará en cuenta el momento flector resistente, siguiendo los lineamientos de la normativa Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1), la cual establece los parámetros necesarios para evaluar la capacidad

flexional de muros de mampostería sometidos a cargas fuera del plano. Este procedimiento permite incluir las variables más relevantes del material, la carga y la geometría, asegurando que los resultados puedan ser extrapolados a otros tipos de muros.

El momento resistente de diseño se expresa como:

$$MRd = (f_{xk1} / \gamma_M + \sigma_d) \times Z$$

Definición de parámetros

1. f_{xk1} : Resistencia característica a flexión de la mampostería respecto al eje paralelo a las juntas de mortero. Para el adobe, este valor debe obtenerse mediante ensayos experimentales, y se caracteriza por ser bajo debido a la fragilidad del material, dada las consideraciones del material acorde al Eurocódigo 6 se consideró un valor de 10tonf/m².

2. γ_M : Factor parcial de seguridad para materiales. Este coeficiente ajusta el valor característico a un valor de diseño más realista, considerando las incertidumbres propias del adobe. De acuerdo con la normativa, puede variar entre 1.0 y 3.0, adoptándose el valor más representativo de la dispersión experimental. Para elementos de albañilería confinada se considera un valor de 1.7.

3. σ_d : Tensión vertical de diseño por carga axial. Corresponde a la carga gravitacional transmitida al muro, incluyendo peso propio y cargas de los elementos superiores. Su valor está limitado a un máximo de 0.2 (f_k / γ_M) para evitar sobrestimaciones en la capacidad flexional.

4. Z: Módulo resistente de la sección en planta del muro. Es un parámetro geométrico que depende de la longitud y espesor del muro, y permite adaptar el procedimiento a diferentes configuraciones.

Aplicación en la calibración

La expresión anterior integra las propiedades mecánicas del material, las condiciones de carga axial y la geometría del muro, garantizando que el cálculo del momento flector fuera del plano sea completo y representativo. De esta forma, los parámetros obtenidos servirán como base para la calibración en ETABS, asegurando coherencia con la normativa y la posibilidad de extrapolar los resultados a otros muros de adobe confinado bajo condiciones similares. Se muestra en las siguientes imágenes la formulación de la rótula y los resultados.

Tabla 4:

Formulación de momento flector para rótula de muro perpendicular al muro tipo frame.

Rótula perpendicular al plano - Adobe			
fxk1(tonf/m ²)	10	Z(m ³)	0.01
P(tonf)	2.375	Ym	1.7
L(m)	2.52	MRd (tonf-m)	0.114963
t(m)	0.15	SF(tonf-m)	0.114963
A(m ²)	0.378	SD(m)	0.001
H(m)	2.375	SD(cm)	0.1

Figura 43:

Elemento frame con rotula en el medio por corte de la anterior calibración y dos rótulas a flexión para carga perpendicular en la parte inferior y superior del muro.

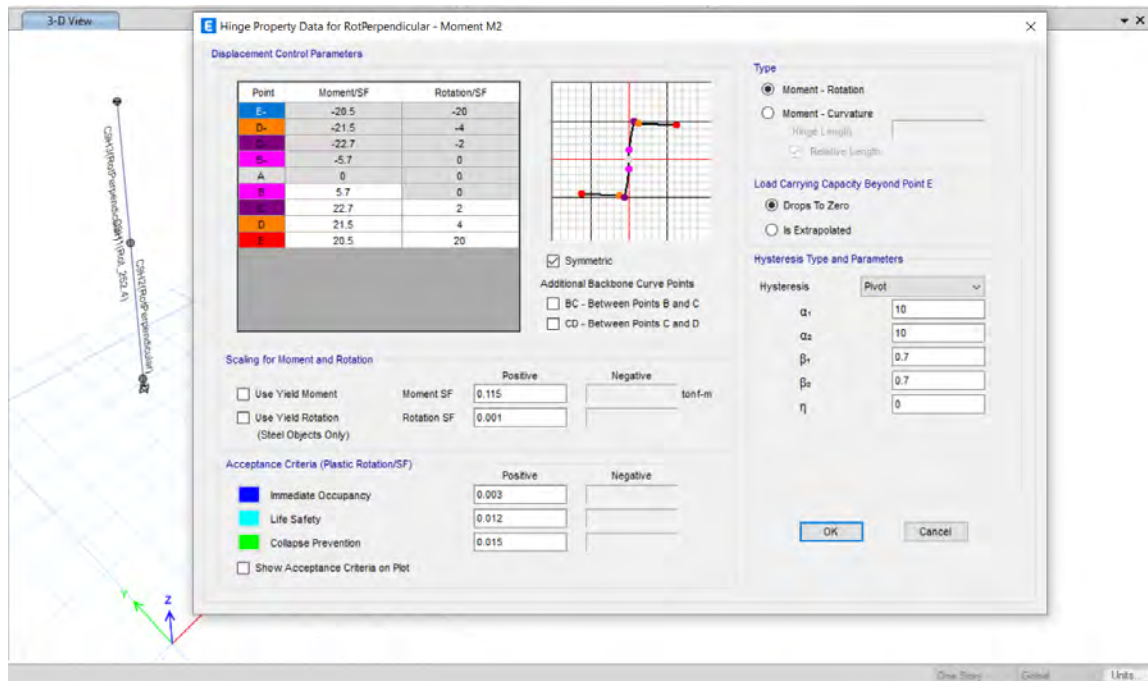
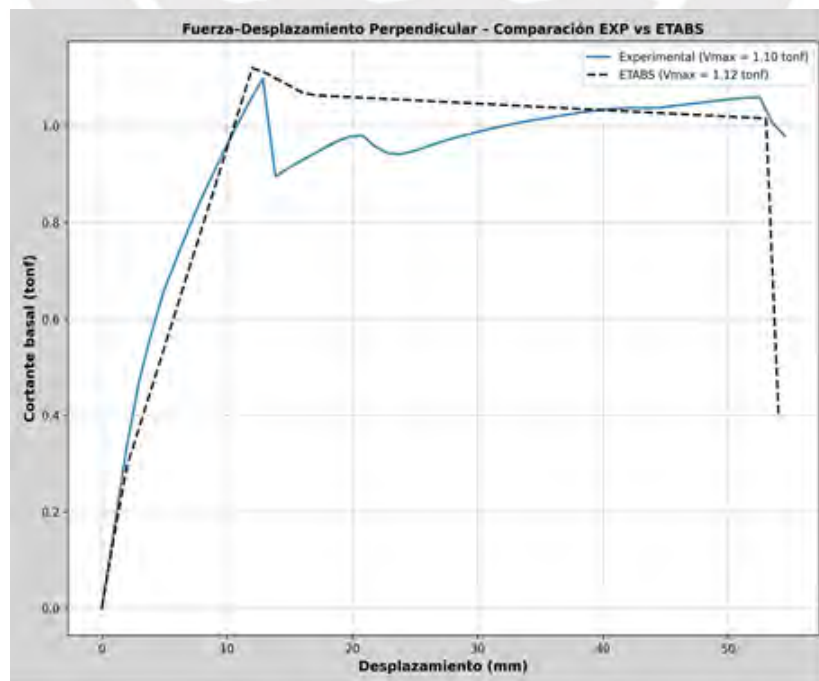


Figura 44:

Comparativa de los resultados del modelo tipo frame en ETABS y modelo referencia en DIANA



Los resultados muestran que para que el modelo tipo frame en ETABS refleje adecuadamente la rigidez experimental, fue necesario aplicar un factor de amplificación de 3.5 sobre la inercia a flexión. Esta modificación se justifica debido a que el modelo simplificado no considera explícitamente el efecto de las columnas de confinamiento, lo que conlleva a una rigidez inicial menor.

Adicionalmente, se evidenció que la formulación de los parámetros fijos A, B, C y D, junto con la correcta selección de la ecuación empleada para representar el momento flector, contribuyen de manera importante a obtener una respuesta estructural coherente. De este modo, el modelo calibrado en ETABS consigue una adecuada correspondencia con la respuesta del modelo en DIANA FEA, la cual ha sido considerada como la referencia experimental para efectos de calibración.

7.5.2. Calibración de rótulas concentradas en elementos frame SD considerando las columnas de confinamiento

Para la calibración del elemento tipo frame mediante Section Designer se emplea la misma rótula calculada previamente, manteniendo los mismos factores de diseño dado que se trata del mismo elemento estructural. La principal diferencia radica en la rigidez inicial, la cual en este caso se obtiene de manera directa sin necesidad de aplicar factores de ajuste adicionales. En las siguientes figuras se presentan la configuración del elemento en Section Designer (geometría y las rótulas asignadas), mientras que en la otra figura se incluye la comparación de la curva fuerza–desplazamiento con la respuesta de referencia considerada como experimental para efectos de calibración. El módulo de elasticidad para el concreto es de 114 559 kg/cm² y para el adobe es de 6500 kg/cm².

Figura 45:

Modelación del elemento tipo frame en Section Designer con inclusión de rótulas plásticas.

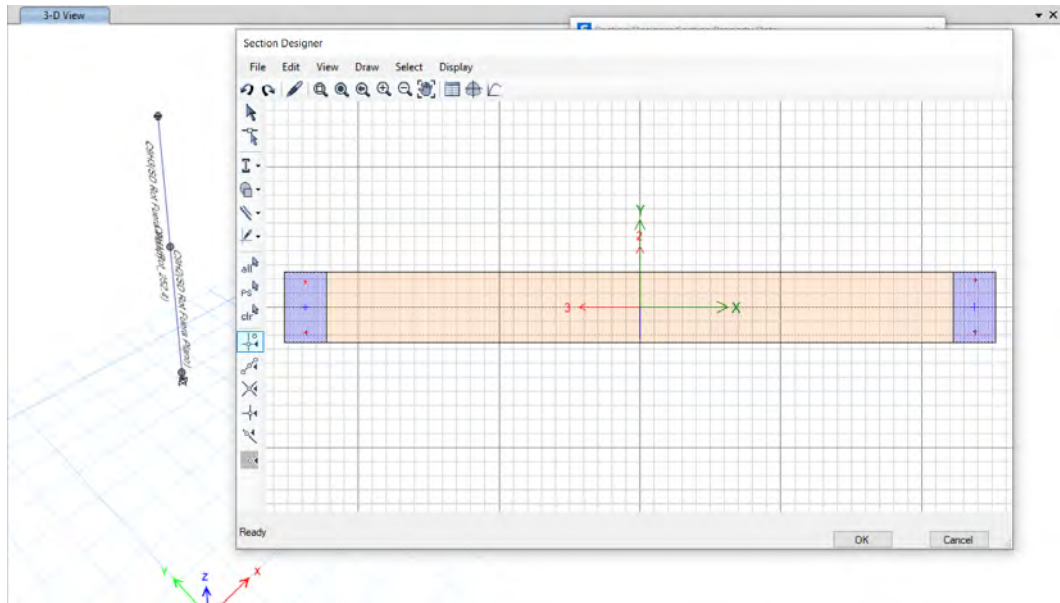
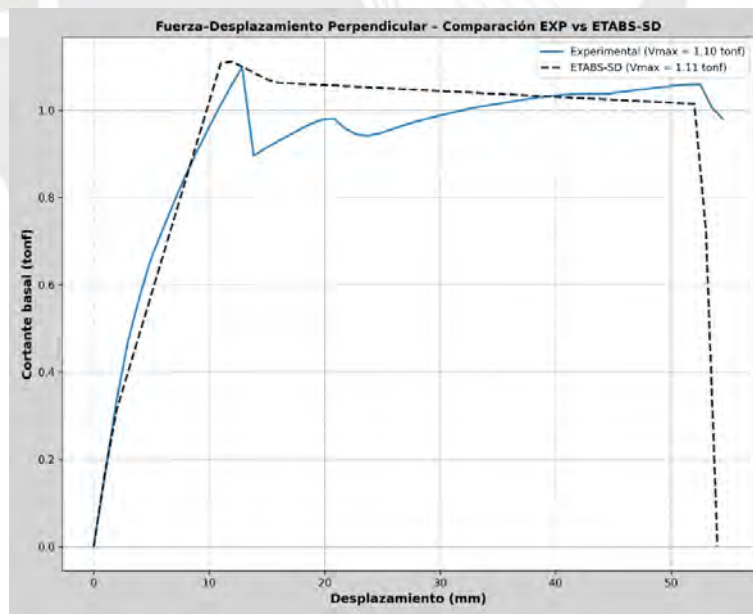


Figura 46:

Comparación fuerza – desplazamiento DIANA FEA vs. modelo ETABS- SD



Finalmente, se observa que el modelo calibrado en ETABS-SD, aun sin aplicar factores adicionales de rigidez, logra reproducir de manera adecuada la rigidez inicial obtenida en DIANA FEA. La curva fuerza–desplazamiento presenta

una correspondencia satisfactoria en términos de fuerza máxima, desplazamiento último y rigidez post-fluencia.

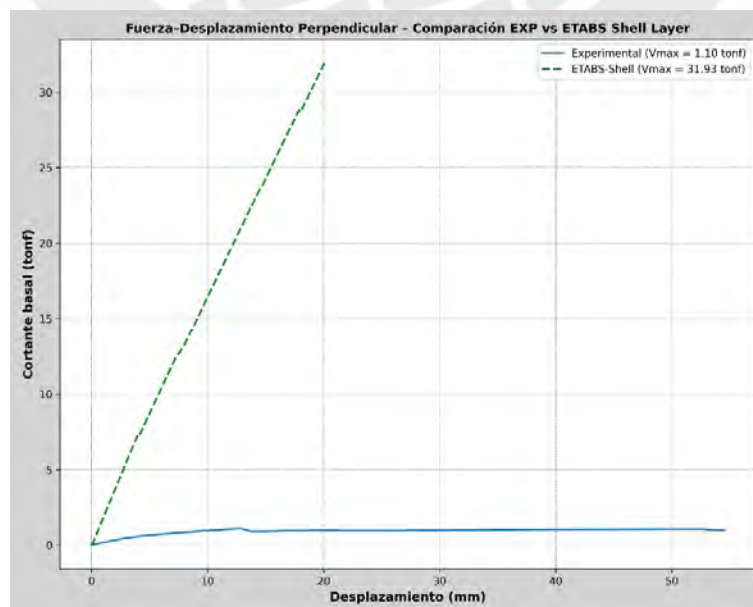
Este comportamiento refleja de forma coherente la evolución del muro hasta la etapa de falla, caracterizada por una pérdida abrupta de resistencia, lo que confirma la validez del procedimiento de calibración adoptado.

7.5.3. Calibración de rótulas concentradas en elementos Shell Layer

Las rótulas plásticas se aplican únicamente a elementos del tipo frame. En el caso de los elementos tipo Shell Layer, la formulación del comportamiento no lineal es explícita, pero está limitada a ciertas direcciones de análisis que no consideran los efectos perpendiculares al plano. Por este motivo, no es posible reproducir directamente el comportamiento frente a cargas fuera del plano mediante este tipo de elementos.

Figura 47:

Comparación fuerza - desplazamiento DIANA FEA vs. modelo ETABS - Shell Layer



En la respuesta mostrada se aprecia que, a pesar de emplear un modelo más complejo y detallado en ETABS mediante elementos tipo Shell Layer, no es posible representar de manera no lineal el comportamiento frente a cargas perpendiculares al plano. Esto se debe a que la formulación explícita de la plasticidad en estos elementos no contempla dicho mecanismo de falla. Como resultado, la respuesta obtenida es estrictamente lineal, lo que confirma que este tipo de modelación no es adecuada para reproducir la respuesta fuera del plano de muros de mampostería o adobe.



CAPÍTULO VIII: MODELADO DE LA ESTRUCTURA DE 2 NIVELES

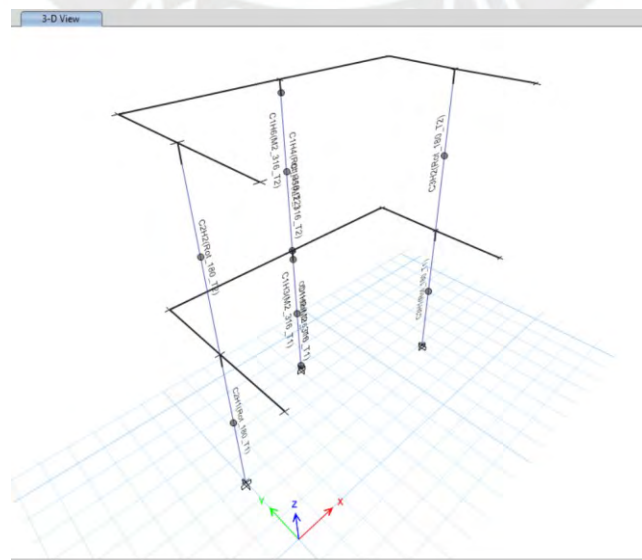
En este capítulo se presenta el modelado de la estructura de dos niveles (Delgado, 2006) considerando la aplicación de la carga sísmica en la misma dirección que en el ensayo en mesa vibradora, es decir, perpendicular al muro longitudinal de 3.16 m. En este escenario, dicho muro trabaja bajo la acción de cargas fuera del plano, por lo que se emplea la formulación de rótulas plásticas por momento flector para representar su comportamiento. En contraste, los dos muros transversales de 1.80 m reciben la acción directamente en su plano, razón por la cual se modelan mediante rótulas por corte. De esta manera, se diferencian los mecanismos resistentes de cada elemento de acuerdo con la dirección de la carga.

8.1. Muro como elemento tipo frame sin considerar confinamientos

Acorde a la calibración previa se coloca las rótulas a cada muro, en total son 10 rótulas que varían acorde a las dimensiones del muro, aplicación de la carga y la carga axial que soporta. (Fig. 48)

Figura 48:

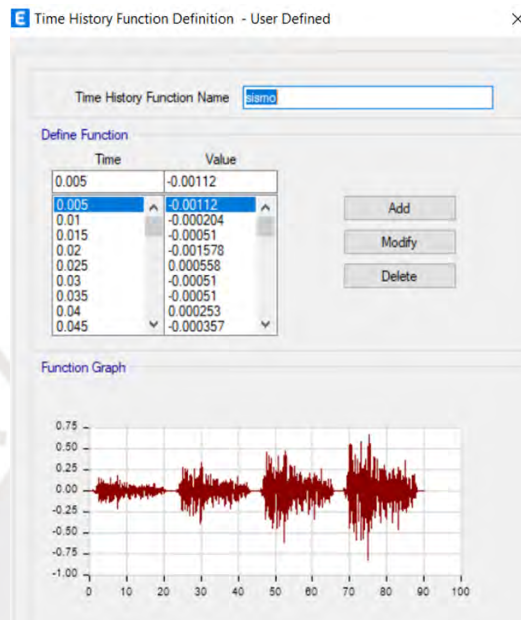
Modelado de la estructura con la alternativa 1



La edificación va a ser sometida a la señal en 4 fases, la cual fue utilizada en la mesa vibradora y se muestra en la Fig. 49:

Figura 49:

Señal sísmica cargada al software



El amortiguamiento en el análisis no lineal tiempo historia se ha realizado con un amortiguamiento de 2.5% por ser una estructura nueva, en un rango de periodo entre $0.2T = 0.03$ seg. y $1.5T = 0.3$ seg. cómo se menciona en el ASCE 41-17 y la Norma E030. Además, para el ciclo histerético se tienen principalmente 4 modelos distintos: pivot, takeda, degrading y concrete.

Las Tablas 6 y 5 muestran las características para formular cada una de las 10 rótulas por corte y flexión respectivamente.

Tabla 5:

Generación de rótulas por corte de cada muro

Rótula para adobe confinado XX - Primer nivel				
h(m)	1.9		V(tonf)	3.644
t(m)	0.18		SD (m)	0.0019
L(m)	3.16		SD(cm)	0.19
			Pg(tonf)	4

Rótula para adobe confinado XX - Segundo nivel				
h(m)	1.9		V(tonf)	3.204
t(m)	0.18		SD (m)	0.0019
L(m)	3.16		SD(cm)	0.19
			Pg(tonf)	1.8

Rótula para adobe confinado YY - Primer nivel				
h(m)	1.9		V(tonf)	2.16
t(m)	0.18		SD (m)	0.0019
L(m)	1.8		SD(cm)	0.19
			Pg(tonf)	2.7

Rótula para adobe confinado YY - Segundo nivel				
h(m)	1.9		V(tonf)	1.9
t(m)	0.18		SD (m)	0.0019
L(m)	1.8		SD(cm)	0.19
			Pg(tonf)	1.4

	Fuerza	Derivas
B	0.46	-
C	0.98	3.07
D	1.02	5.24
E	0.3	20

Tabla 6:

Generación de rótulas a flexión para carga perpendicular de cada muro

Muro Largo - Techo 1			Muro largo - Techo 2		
fxk1	10	tonf/m2	fxk1	10	tonf/m2
P	5	tonf	P	2	tonf
L	3.16	m	L	3.16	m
t	0.18	m	t	0.18	m
A	0.5688	m2	A	0.5688	m2
Z	0.017064	m3	Z	0.017064	m3
Ym	1.7	-	Ym	1.7	-
MRd	0.25037647	tonf-m	MRd	0.12537647	tonf-m

A continuación, se presentan los resultados del análisis no lineal a través de la formación de rótulas plásticas y el comportamiento histerético de los modelos evaluados. Se muestran las rótulas en el primer y segundo nivel, diferenciando los mecanismos de falla por flexión tanto fuera del plano como en el plano, lo que permite identificar las zonas críticas de formación de daño.

Asimismo, se expone la curva histerética global de la estructura, donde se comparan las respuestas obtenidas para los cuatro tipos de modelos de histéresis implementados: Pivot, Takeda, Degrading y Concrete. Esta comparación resulta fundamental para evaluar la capacidad de disipación de energía, la degradación de rigidez y resistencia, así como la similitud con el comportamiento experimental.

Figura 50:

Rótula a flexión perpendicular al plano en el segundo nivel

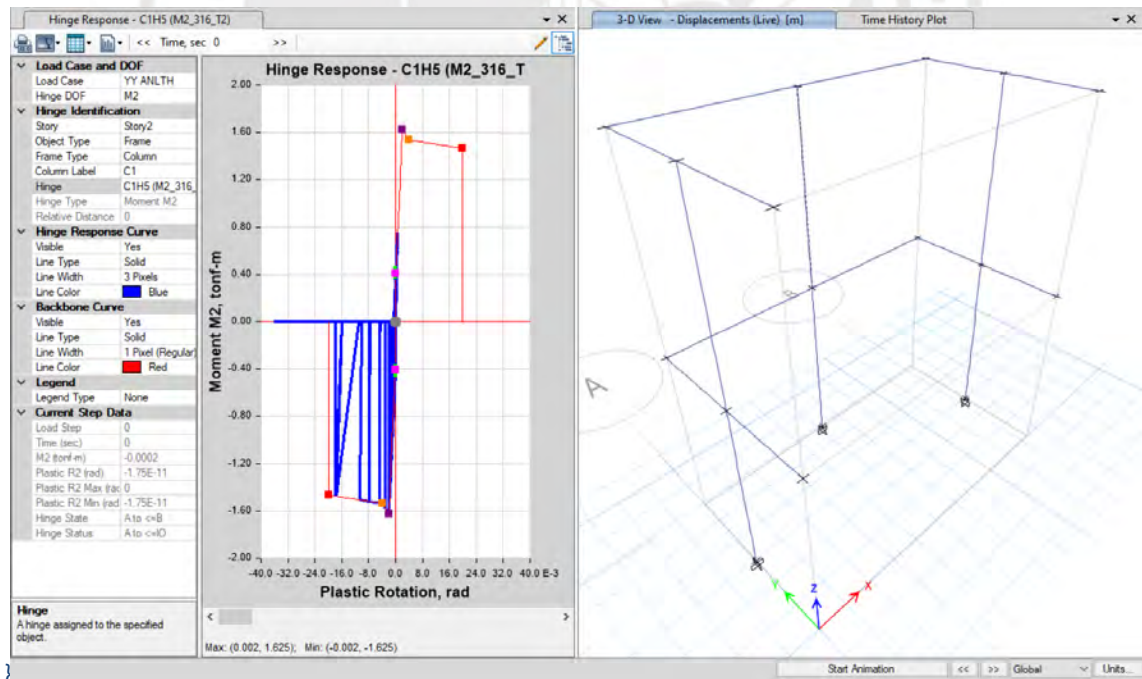


Figura 51:

Rótula a flexión perpendicular al plano en el primer nivel

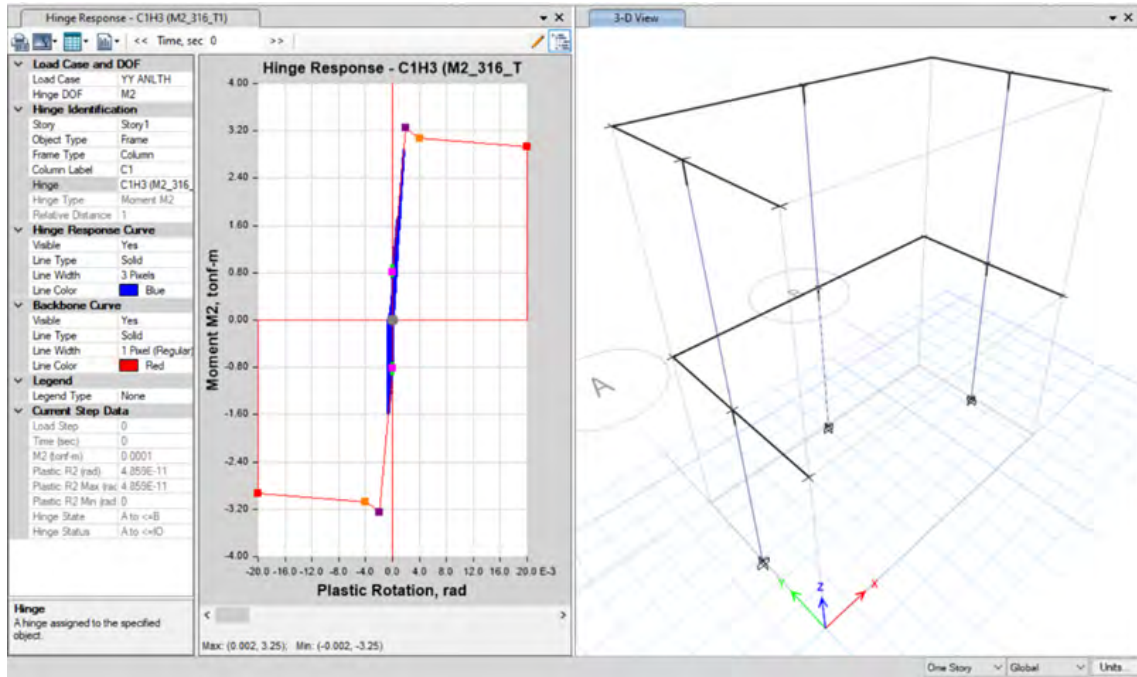


Figura 52:

Rótula por corte en el plano ubicado en el primer nivel

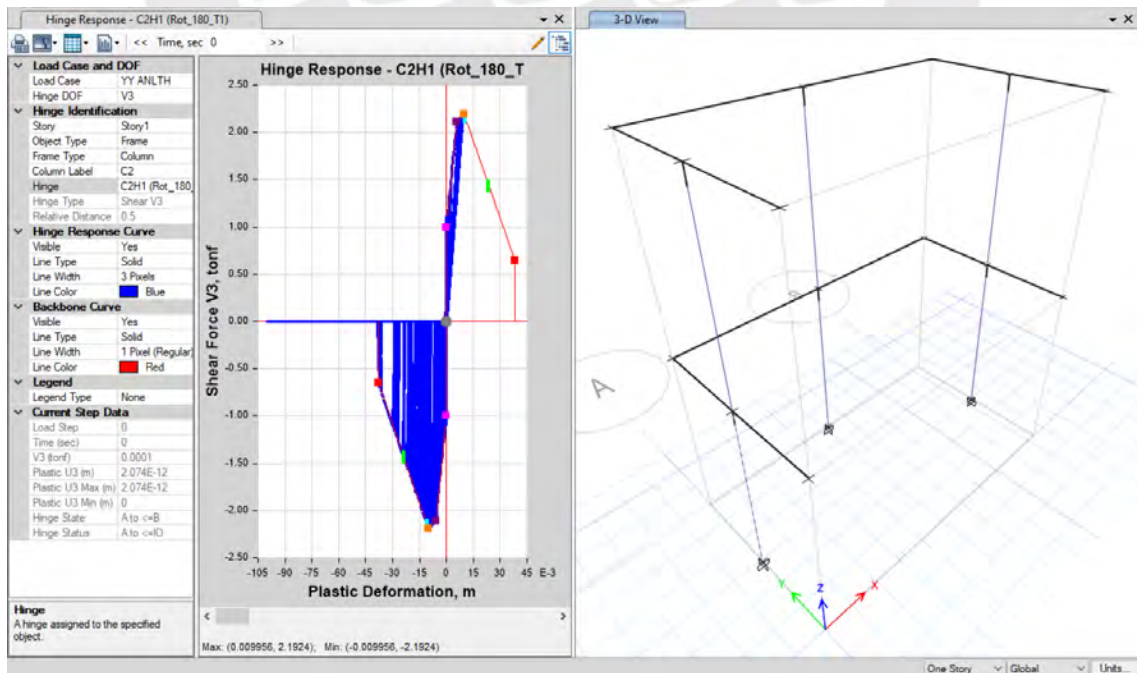


Figura 53:

Rótula por corte en el plano ubicado en el segundo nivel

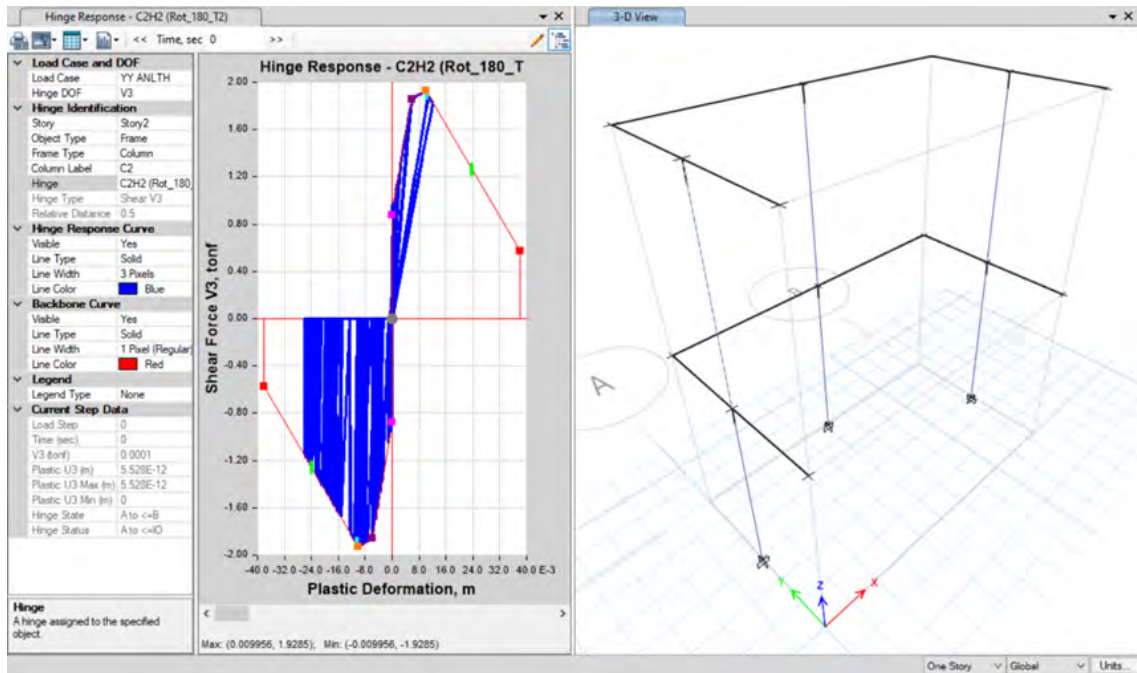


Figura 54:

Curva histerética tipo Pivot del edificio de 2 niveles

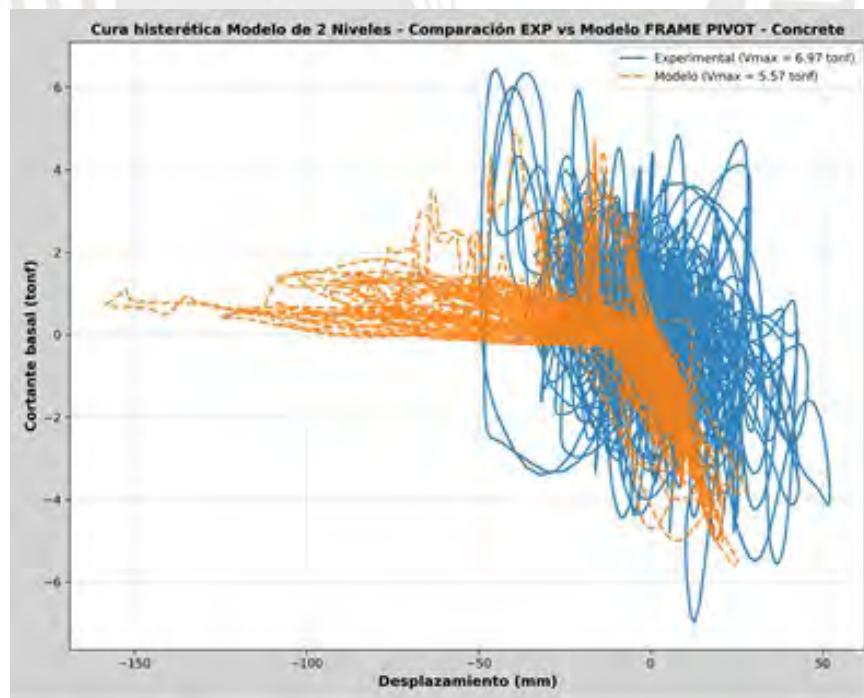


Figura 55:

Curva histerética tipo Takeda del edificio de 2 niveles

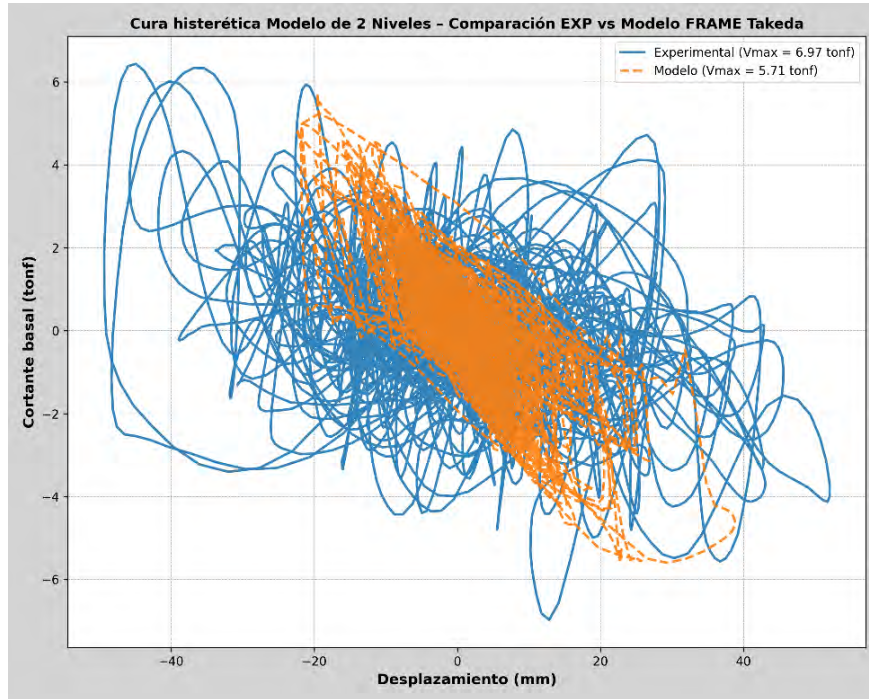


Figura 56:

Curva histerética Degrading del edificio de 2 niveles

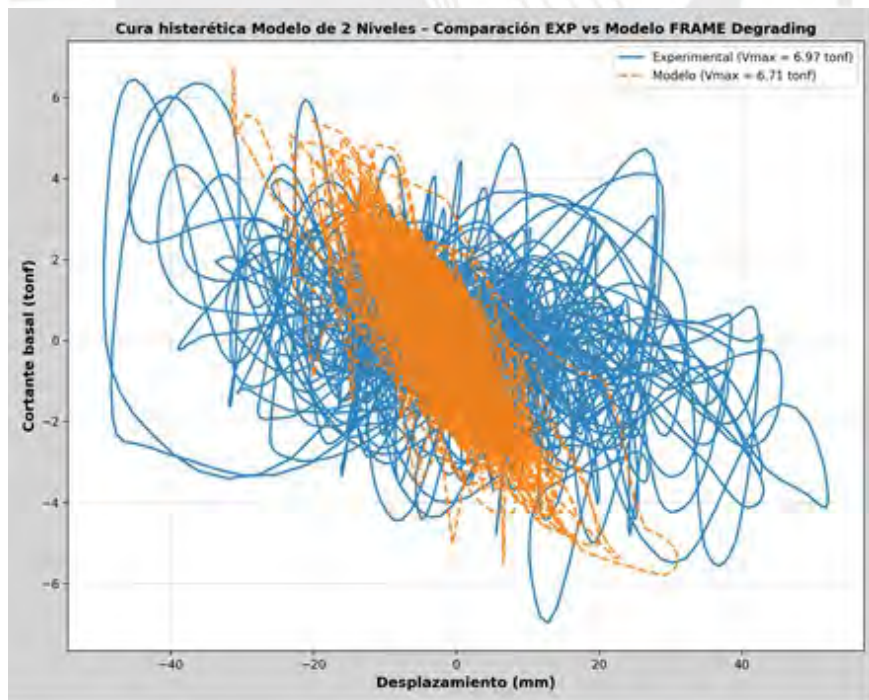
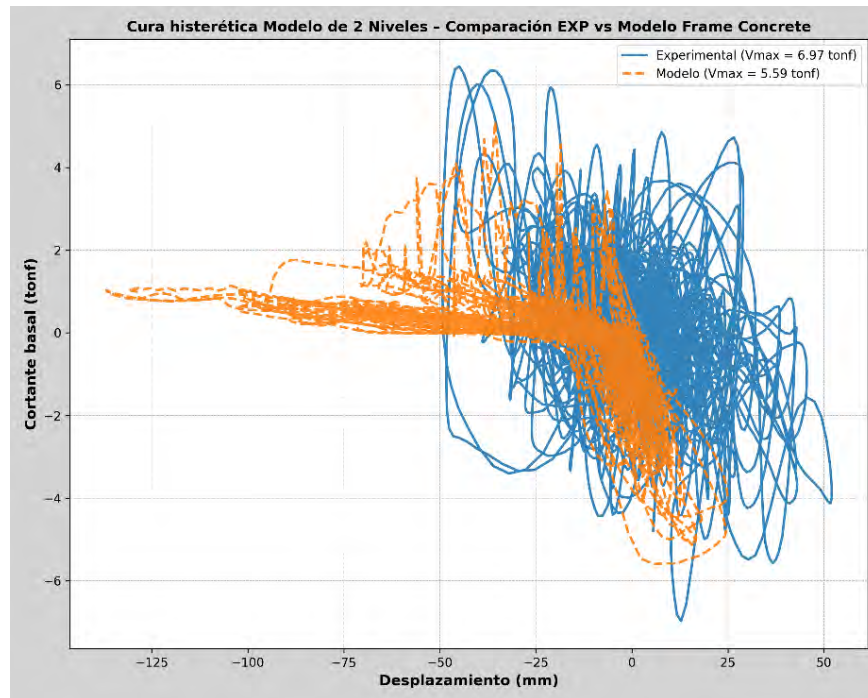


Figura 57:

Curva histerética tipo Concrete del edificio de 2 niveles



Se observa que la falla por flexión se desarrolla principalmente en el segundo nivel del muro, lo cual también fue evidenciado en el ensayo experimental. En el primer nivel no se registra un mecanismo de falla por flexión, lo que resulta consistente con la respuesta observada en el ensayo. En cuanto a las rótulas por corte, se identifican mayores exigencias en los muros cortos del primer nivel, comportamiento que también se asocia de manera directa con los resultados.

Respecto a los modelos histeréticos, en los esquemas Pivot y Concrete la estructura muestra una pérdida de rigidez más marcada, alcanzando desplazamientos significativamente mayores a los del ensayo experimental, llegando hasta valores cercanos a 150 mm, frente a los 55 mm reportados experimentalmente. En el modelo Takeda se logra una resistencia máxima de 5.71 tonf, cercana a las 6.97 tonf del experimento, con desplazamientos de hasta 40

mm, valor inferior al experimental pero próximo al rango observado. Finalmente, el modelo Degrading es el que presenta mayor compatibilidad en fuerzas, alcanzando 6.71 tonf en el modelo numérico frente a 6.97 tonf del ensayo, con desplazamientos del orden de 30 mm.

En síntesis, cada modelo histérico presenta ventajas y limitaciones dependiendo de los aspectos que se busque representar. Para este caso, al tratarse de un modelo tipo *Frame* sin considerar las columnas de confinamiento, el comportamiento obtenido es coherente con la naturaleza de cada formulación de histéresis, lo cual debe tenerse en cuenta según el objetivo del análisis y el nivel de aproximación que se requiera alcanzar respecto a la respuesta experimental. Finalmente, se adjunta la figura 58 donde se muestran la comparativa de todos los modelos de histéresis anteriormente presentadas, así como el de historia de tiempo versus desplazamiento en la figura 59.

Figura 58:

Comparativa de curvas histéricas del edificio de 2 niveles

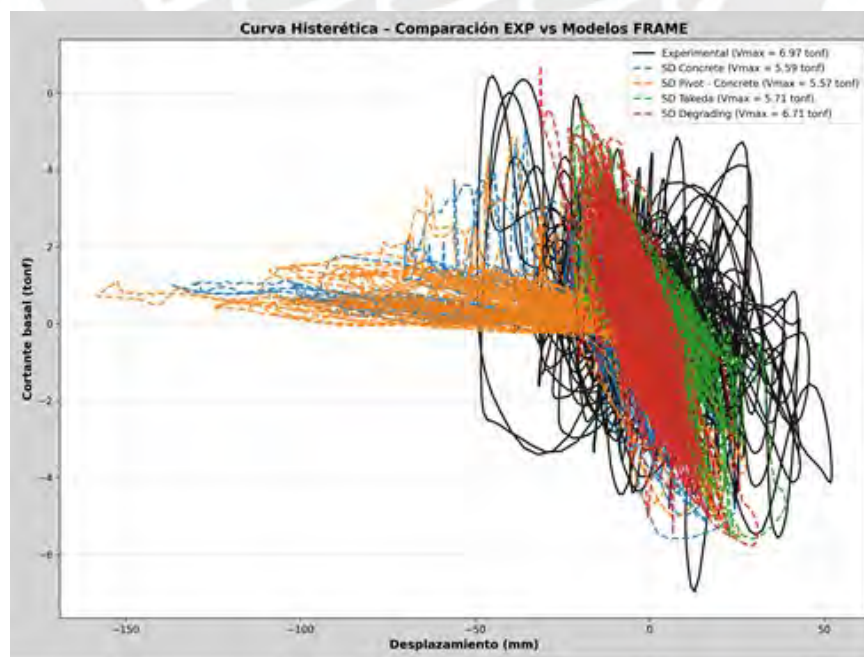
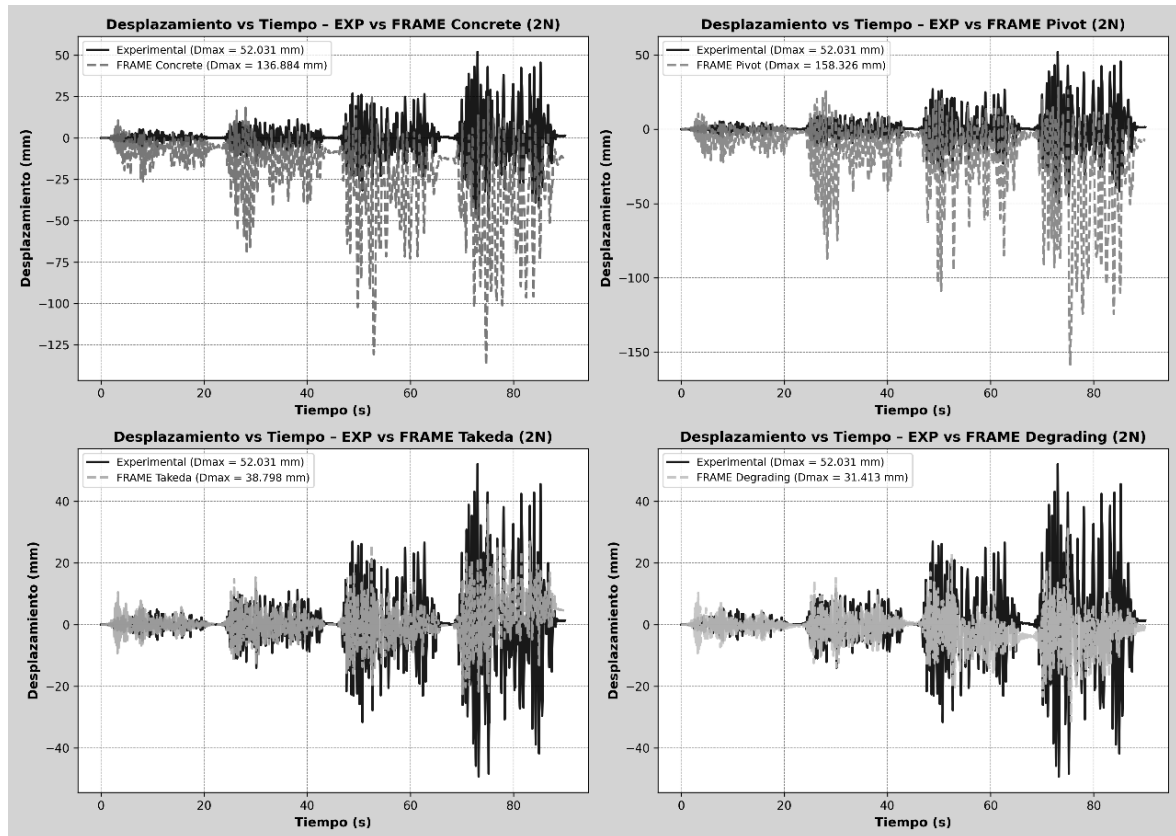


Figura 59:

Tiempo-Desplazamiento de cada tipo hysterético del edificio de 2 niveles con modelo tipo frame sin columnas de confinamiento



8.2. Edificio de 2 niveles como elemento tipo frame considerando la sección de adobe y confinamientos de concreto armado

Se muestran los resultados del modelamiento del edificio de 2 niveles con rótulas de igual manera por flexión perpendicular al plano para el muro largo de 3.16 m y rótulas de corte a los muros de 1.8 m. Los muros de adobe en ambas direcciones consideran las columnas confinadas a cada extremo, tal como se muestran en las siguientes figuras 60 a 70, junto a los resultados de las rótulas y modelos de histéresis.

Figura 60:

Muro largo en la dirección XX de 316x18 cm y muro corto en la dirección YY de 180x18 cm

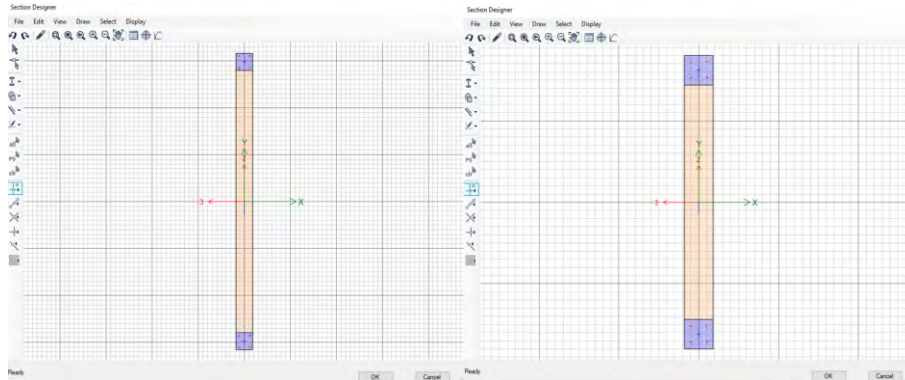


Figura 61:

Rótula a flexión perpendicular al plano en el segundo nivel – Modelo

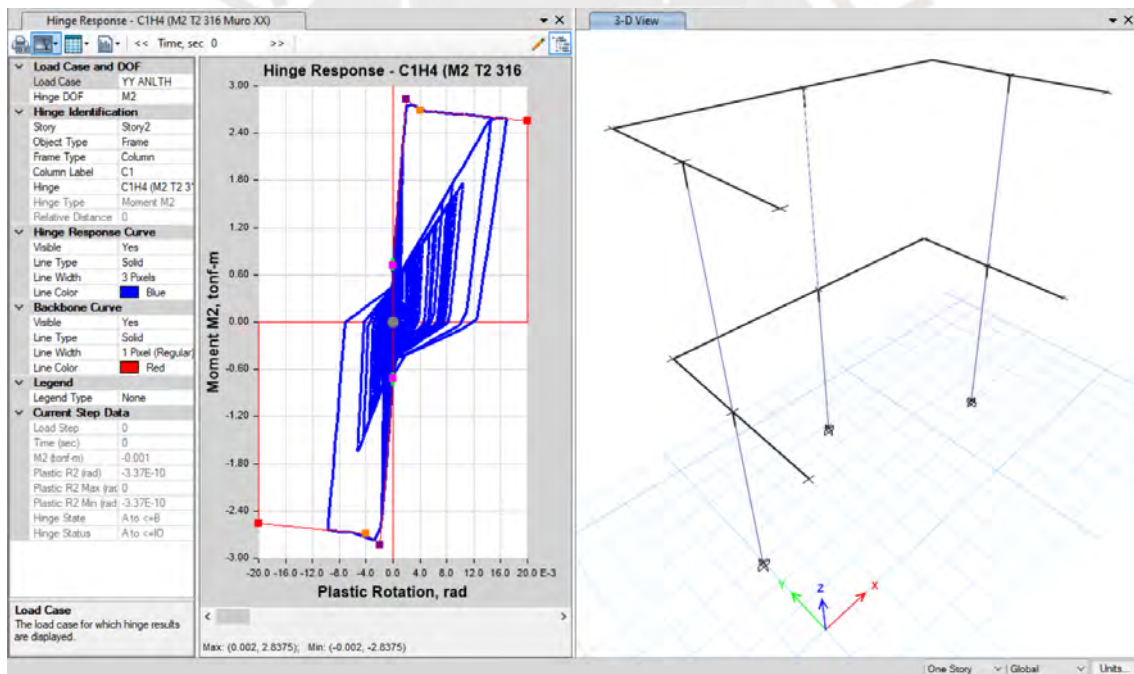


Figura 62:

Rótula a flexión perpendicular al plano en el primer nivel – Modelo SD

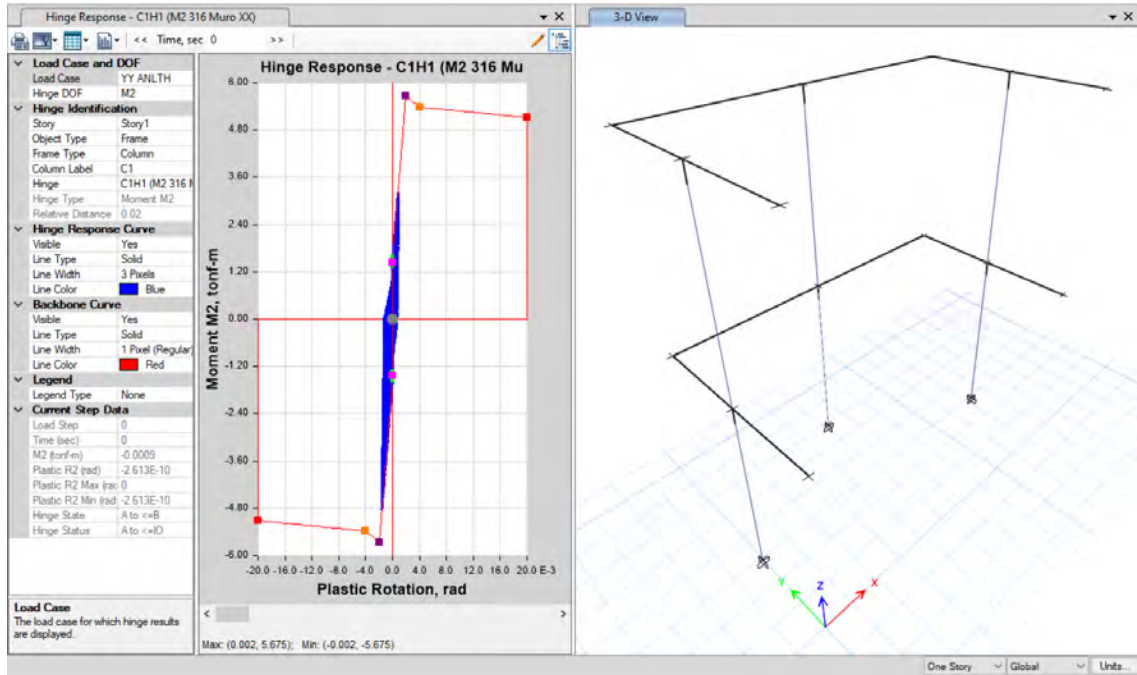


Figura 63:

Rótula por corte en el plano ubicado en el primer nivel – Modelo SD

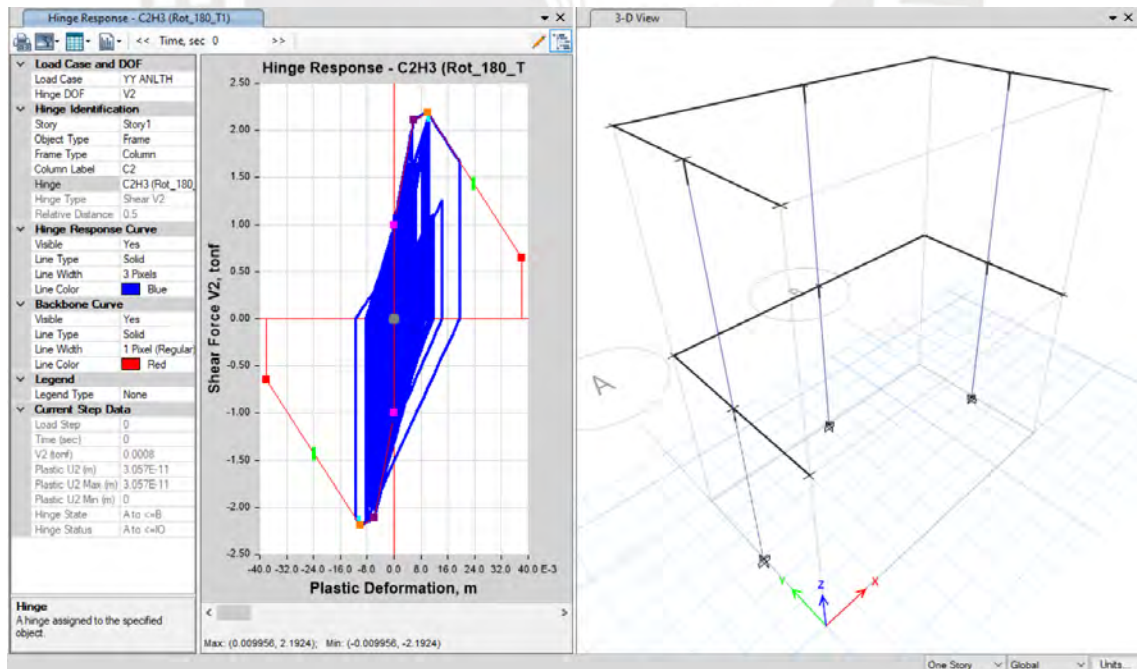


Figura 64:

Rótula por corte en el plano ubicado en el segundo nivel – Modelo SD

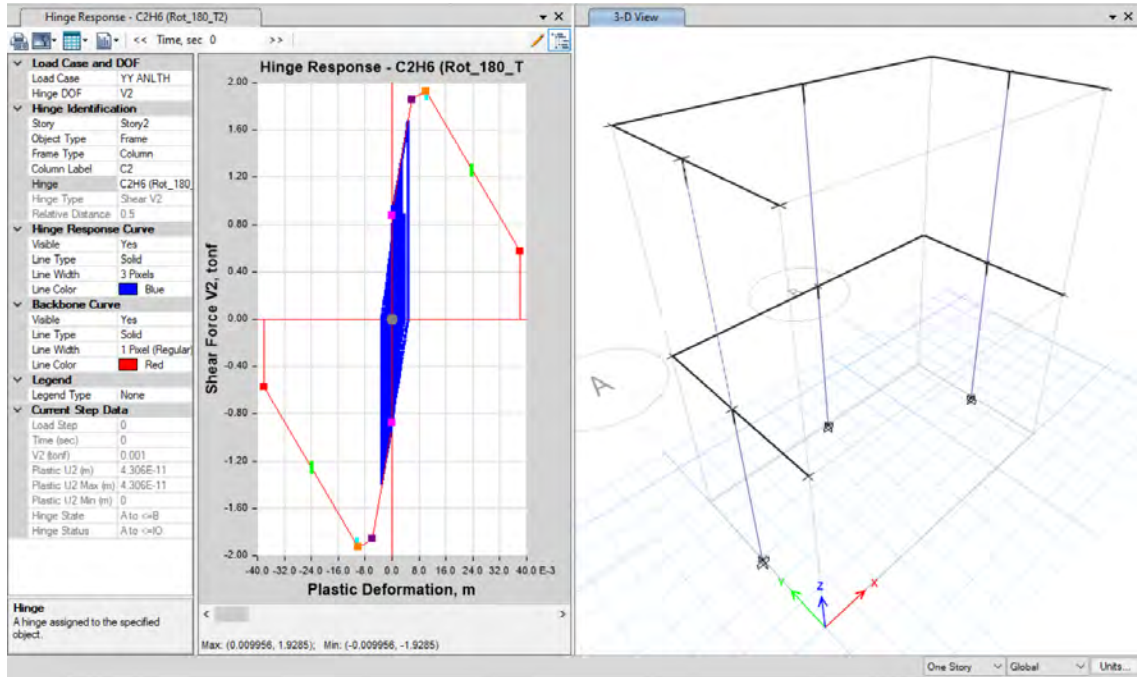


Figura 65:

Curva histerética tipo Pivot del edificio de 2 niveles – Modelo SD

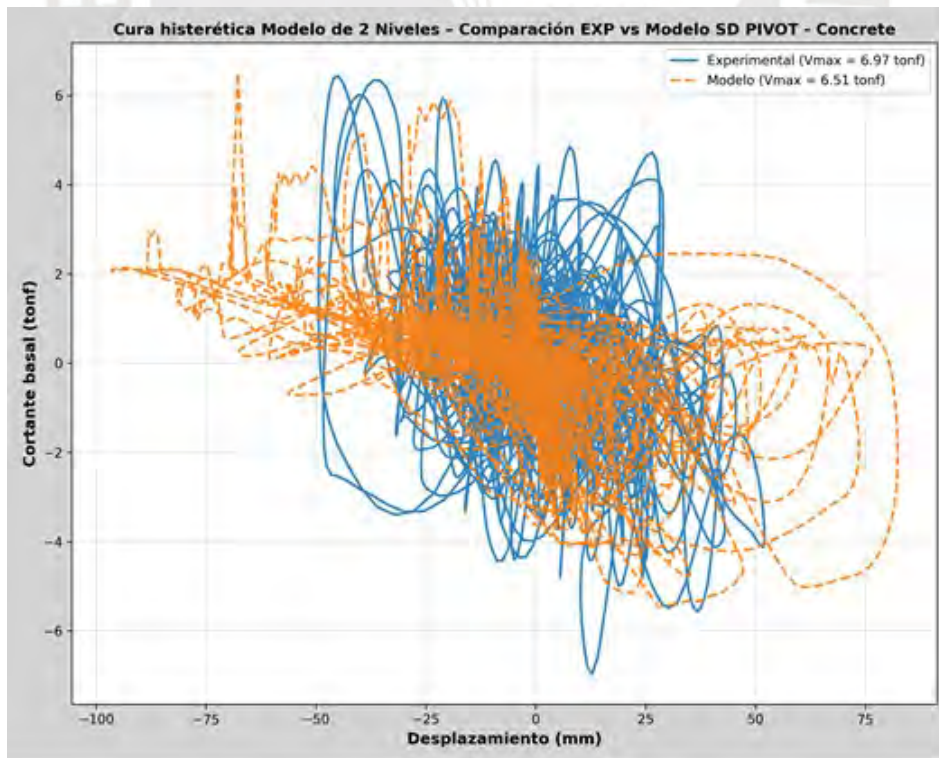


Figura 66:

Curva histerética tipo Takeda del edificio de 2 niveles – Modelo SD

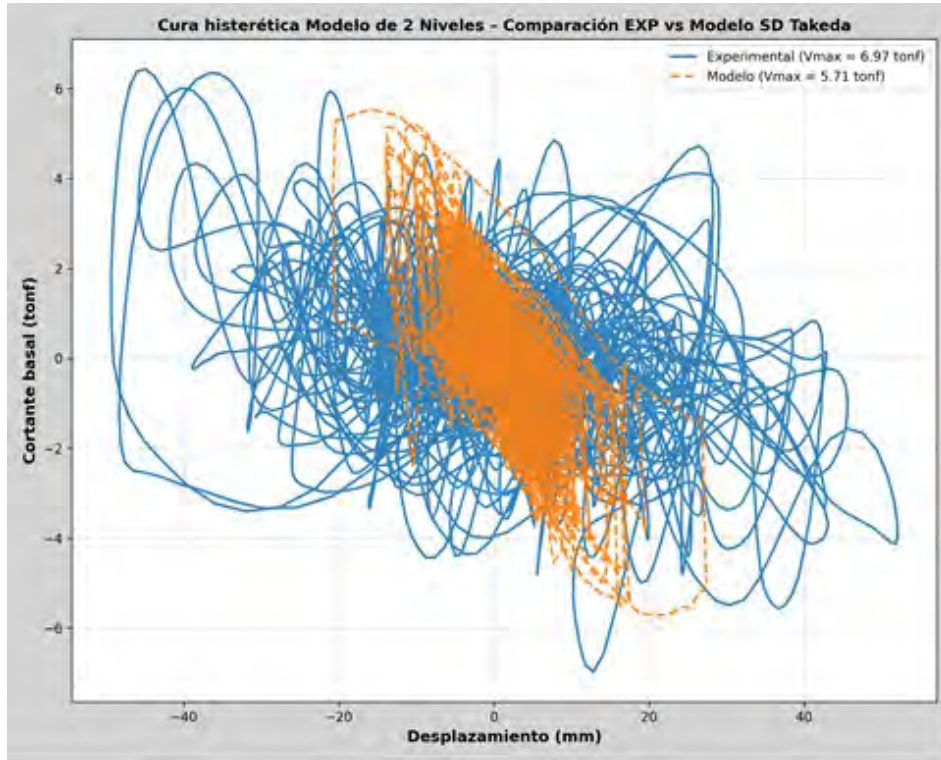


Figura 67:

Curva histerética Degrading del edificio de 2 niveles – Modelo SD

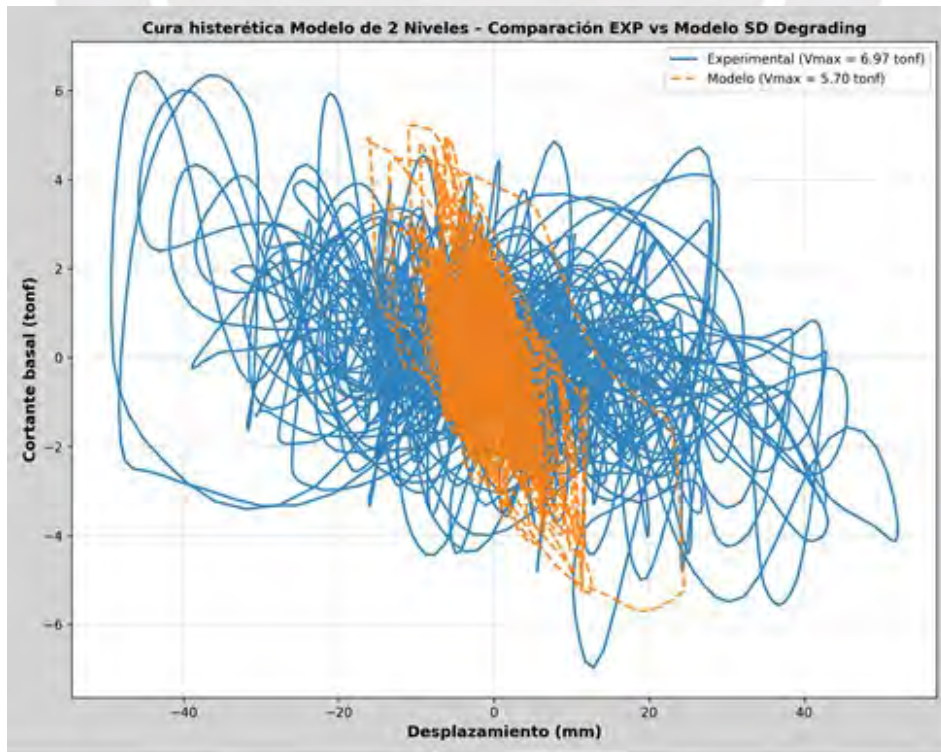


Figura 68:

Curva histerética tipo Concrete del edificio de 2 niveles – Modelo SD

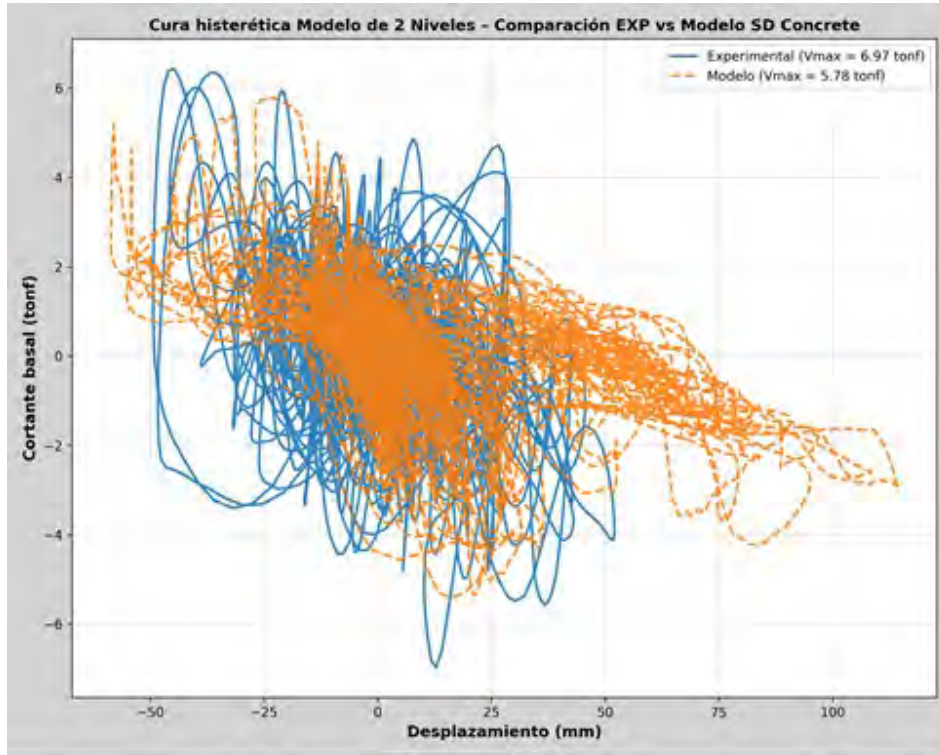


Figura 69:

Comparativa de curvas histeréticas del edificio de 2 niveles – Modelo SD

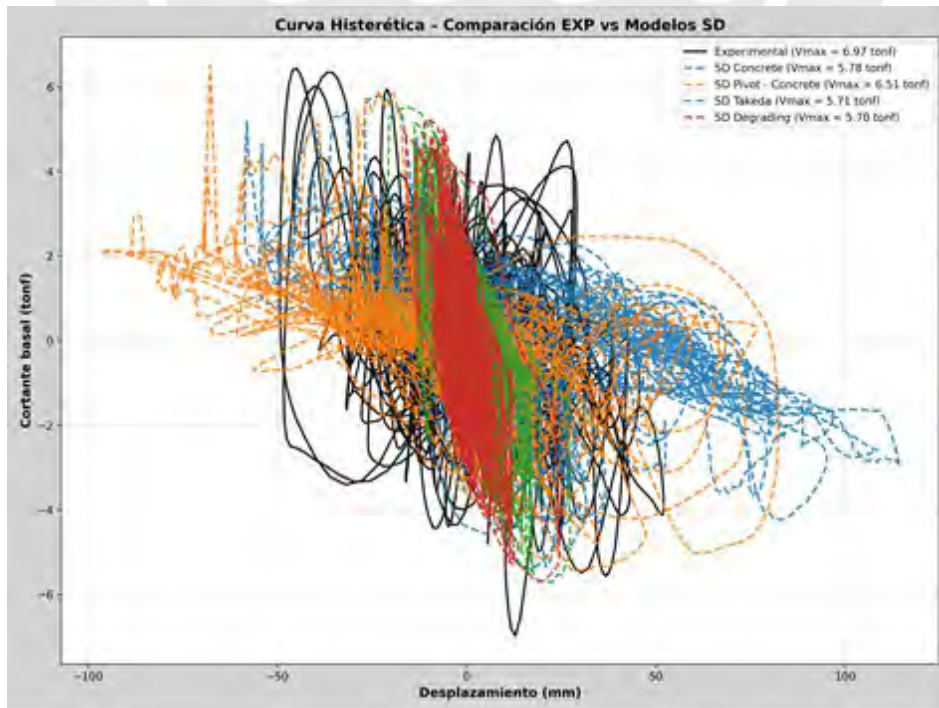
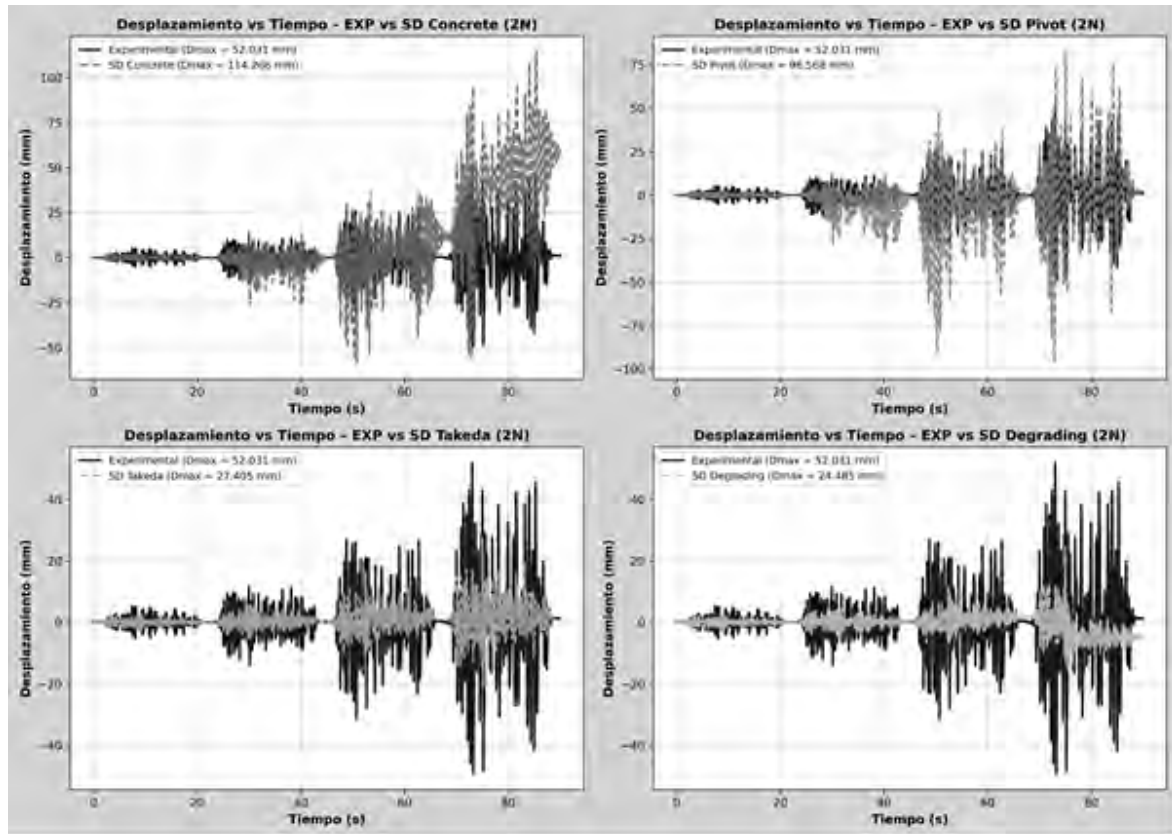


Figura 70:

Tiempo-Desplazamiento de cada tipo histerético del edificio de 2 niveles con modelo tipo frame incluyendo columnas de confinamiento – Modelo SD



En el modelo SD de elementos frame que incluyen los elementos de confinamiento se observa un comportamiento más estable, evitando que los desplazamientos se eleven de manera excesiva y alcanzando valores mucho más próximos a los obtenidos en el ensayo experimental. Asimismo, se identifica un patrón de falla similar al del modelo anterior y consecuente con lo observado experimentalmente: en flexión perpendicular al plano, la primera falla ocurre en el segundo nivel, mientras que en corte se concentra una mayor demanda en los muros de 1.80 m en el plano.

En cuanto a los modelos histeréticos, el modelo Pivot es el que presenta una mayor similitud en términos de resistencia, alcanzando una cortante máxima de

6.51 tonf frente a las 6.97 tonf del ensayo experimental. Además, la orientación de la curva histerética de este modelo reproduce de forma adecuada la respuesta experimental y, aunque en los últimos lazos se observa un ligero incremento en los desplazamientos, estos no superan los 100 mm. Por su parte, el modelo tipo Concrete desarrolla desplazamientos considerablemente más altos en los últimos ciclos, alcanzando la falla. En contraste, los modelos Takeda y Degrading muestran desplazamientos y fuerzas menores, con menor disipación de energía y mayor rigidez, lo cual se aleja de la respuesta experimental tanto en forma como en magnitud.

Finalmente, no se ha considerado el modelo tipo Shell Layer debido a que esta configuración no permite representar de manera adecuada la falla fuera del plano. Dado que el objetivo del análisis es reflejar con fidelidad el comportamiento de la edificación de dos niveles, resulta indispensable capturar el mecanismo de falla observado experimentalmente en el segundo nivel del muro largo de 3.16 m, donde se evidenció de forma clara la rotura por flexión perpendicular al plano. La ausencia de esta capacidad en el modelo Shell Layer limitaría la representación del fenómeno crítico y, en consecuencia, no brindaría una aproximación confiable de la respuesta estructural real.

CAPÍTULO IX: CONCLUSIONES

Modelo I: Muro de adobe confinado como elemento tipo frame considerando la geometría total del muro y despreciando los elementos de confinamiento

Calibración en el plano

1. La comparación entre el ensayo experimental ($V_{max} = 3.75$ tonf) y el modelo frame en ETABS ($V_{max} = 3.74$ tonf) muestra una concordancia notable en la capacidad máxima, con una diferencia inferior al 0.3%, lo que valida la fiabilidad del modelo para reproducir la resistencia última del muro.

2. En rigidez elástica inicial, el ensayo experimental alcanzó 2.37 ton/mm, mientras que el modelo sin columnas reportó 1.75 ton/mm, equivalente al 74% de la rigidez experimental. Esta reducción confirma que la ausencia de elementos de confinamiento limita la capacidad del modelo para representar la respuesta inicial de la estructura.

3. La curva de capacidad obtenida evidencia que el modelo frame reproduce de manera adecuada la evolución de la resistencia, aunque presenta un descenso ligeramente más progresivo en la etapa post-pico en comparación con la respuesta experimental. Esto sugiere una representación adecuada de la capacidad, pero con limitaciones en la simulación de la degradación de rigidez.

4. En conjunto, el modelo frame sin confinamiento permite capturar tendencias globales de la respuesta en el plano y es útil para estudios comparativos. No obstante, se requiere la inclusión de elementos de confinamiento para aproximar de manera más fiel la rigidez inicial.

Calibración fuera del plano

1. La comparación fuerza-desplazamiento perpendicular entre el modelo experimental ($V_{max} = 1.10$ tonf) y el modelo ETABS ($V_{max} = 1.12$ tonf) refleja una excelente correspondencia, con una diferencia de solo 0.02 tonf (menos del 2%). Esto confirma que la calibración basada en la normativa Eurocódigo 6 logra reproducir con precisión la capacidad flexional del muro fuera del plano.

2. Para conseguir un ajuste satisfactorio en términos de rigidez, fue necesario aplicar un factor de amplificación de 3.5 sobre la inercia a flexión. Esta modificación se justifica por la ausencia explícita de los confinamientos en el modelo, los cuales aportan rigidez adicional en la realidad.

3. La comparación entre ETABS y DIANA FEA confirma la coherencia alcanzada: pese a las simplificaciones propias del modelo frame, la calibración adecuada permite reproducir no solo la resistencia máxima, sino también el patrón de rigidez y deformabilidad observado experimentalmente.

Edificio de adobe en mesa vibradora

1. La falla por flexión se concentra en el segundo nivel del muro, lo cual coincide con lo observado en el ensayo experimental, confirmando la validez del modelo para representar este tipo de mecanismo de daño. En contraste, en el primer nivel no se presenta un mecanismo de falla por flexión, lo que refuerza la coherencia entre la simulación y la prueba física.

2. Las rótulas por corte se concentran en los muros cortos del primer nivel, comportamiento que reproduce de manera adecuada la demanda identificada en

el ensayo experimental y que pone en evidencia la vulnerabilidad localizada de estos elementos.

3. En relación con los modelos histeréticos, se aprecia que Pivot y Concrete tienden a sobreestimar los desplazamientos respecto al ensayo experimental, alcanzando valores hasta casi tres veces mayores, lo cual indica una pérdida de rigidez más acentuada.

4. El modelo Takeda reproduce con mayor aproximación la resistencia, alcanzando 5.71 tonf frente a 6.97 tonf del ensayo, aunque subestima los desplazamientos máximos (40 mm frente a 55 mm). Esto sugiere que representa de manera adecuada la rigidez inicial, pero con menor capacidad de deformación.

5. El modelo Degrading resulta el más compatible en términos de fuerza máxima, alcanzando 6.71 tonf frente a 6.97 tonf experimental, aunque sus desplazamientos (30 mm) son menores al valor reportado en la prueba. Este comportamiento refleja un modelo con buena capacidad de representar la resistencia, pero con limitaciones en la deformabilidad.

6. Los resultados muestran que cada modelo histerético tiene fortalezas y limitaciones: algunos reproducen mejor la resistencia, otros la disipación de energía o los desplazamientos. En consecuencia, la elección del modelo dependerá del objetivo del análisis y del nivel de ajuste que se requiera con la respuesta experimental.

Modelo II: Muro de adobe confinado como elemento tipo frame considerando el muro adobe y los confinamientos de concreto (método de columna ancha)

Calibración en el plano

1. La comparación entre el ensayo experimental ($V_{max} = 3.75$ tonf) y el modelo con columnas confinadas en ETABS ($V_{max} = 3.76$ tonf) muestra una concordancia prácticamente perfecta, con una diferencia de solo 0.01 tonf, equivalente al 0.3%. Esto confirma que la inclusión de confinamientos mejora significativamente la aproximación del modelo a la respuesta real.

2. En rigidez elástica inicial, el ensayo experimental alcanzó 2.37 ton/mm, mientras que el modelo con columnas confinadas presentó 2.20 ton/mm, es decir, el 93% de la rigidez experimental. Este resultado representa una mejora frente al modelo sin columnas, que solo alcanzaba el 74% de la rigidez, mostrando que los confinamientos aportan la rigidez necesaria para acercar la respuesta inicial a la experimental.

3. La curva de capacidad obtenida evidencia que el modelo con confinamiento reproduce de manera casi idéntica la pendiente inicial de la respuesta experimental, reflejando un mejor control de deformaciones en el rango elástico.

4. En la etapa no lineal, la curva de capacidad muestra que el modelo con confinamiento mantiene la tendencia global del ensayo, alcanzando valores de resistencia máxima prácticamente iguales y una degradación post-pico más coherente con la experimental en comparación al modelo sin confinamiento.

Calibración fuera del plano

1. La comparación fuerza–desplazamiento perpendicular entre el modelo experimental ($V_{max} = 1.10$ tonf) y el modelo ETABS-SD con confinamientos ($V_{max} = 1.11$ tonf) muestra una diferencia mínima de 0.01 tonf (menos del 1%), lo que confirma que la inclusión de los elementos de confinamiento permite reproducir con gran precisión la capacidad flexional del muro fuera del plano.

2. A diferencia del modelo sin confinamientos, en este caso no fue necesario aplicar factores adicionales de amplificación de rigidez. La rigidez inicial se obtuvo de manera directa a través del Section Designer, logrando un valor prácticamente coincidente con la referencia experimental. Esto demuestra que los confinamientos de concreto aportan la rigidez suficiente para representar adecuadamente la respuesta estructural.

3. La curva fuerza–desplazamiento obtenido en ETABS-SD reproduce de manera satisfactoria tanto la fuerza máxima como el desplazamiento último, además de la rigidez post-fluencia. Esta coherencia con la respuesta experimental y con el modelo de referencia en DIANA FEA valida el procedimiento de calibración adoptado.

4. Finalmente, el comportamiento del modelo con confinamientos refleja de forma consistente la evolución hasta la falla, incluyendo la pérdida abrupta de resistencia observada experimentalmente. Esto confirma que el método de calibración en ETABS-SD con columnas confinadas es adecuado y confiable para representar muros de albañilería confinada sometidos a cargas fuera del plano.

Edificio de adobe en mesa vibradora

1. El patrón de falla identificado es consistente con el observado en los ensayos, ya que en flexión perpendicular al plano la primera rotura se localiza en el segundo nivel, mientras que las demandas por corte se concentran en los muros de 1.80 m en el plano, reproduciendo el mecanismo crítico de la prueba física.

2. Entre los modelos histeréticos analizados, el Pivot presenta la mejor correspondencia en términos de resistencia, alcanzando 6.51 tonf frente a las 6.97 tonf experimentales. Además, la orientación de su curva histerética refleja adecuadamente la forma experimental, con desplazamientos que, aunque crecen en los últimos ciclos, no sobrepasan los 100 mm, lo que representa un ajuste razonable en rigidez y deformabilidad.

3. El modelo Concrete evidencia un comportamiento con desplazamientos significativamente mayores en los últimos ciclos hasta alcanzar la falla.

4. Los modelos Takeda y Degrading presentan fuerzas y desplazamientos más bajos, con mayor rigidez y menor disipación de energía, alejándose de los resultados experimentales tanto en forma como en magnitud, lo que reduce su capacidad de ajuste frente al fenómeno observado.

5. En conjunto, el modelo SD confirma que la inclusión de elementos de confinamiento permite una aproximación más fiel al comportamiento experimental, mientras que la elección del modelo histerético sigue siendo determinante para definir el nivel de similitud en términos de resistencia, rigidez, desplazamiento y disipación de energía.

Modelo III: Muro de adobe y elementos de confinamiento como elemento tipo Shell Layer

Calibración en el plano

1. La comparación entre el ensayo experimental ($V_{max} = 3.75$ tonf) y el modelo Shell Layer ($V_{max} = 3.62$ tonf) muestra una diferencia de 0.13 tonf, equivalente al 3.5%. Aunque el modelo reproduce una resistencia máxima cercana, se observa que entra en degradación mucho antes que el ensayo experimental, reflejando una pérdida de rigidez prematura.

2. En términos de rigidez elástica, el ensayo experimental alcanzó 2.37 ton/mm, mientras que el modelo Shell Layer presentó apenas 0.75 ton/mm, es decir, el 32% de la rigidez experimental. Este bajo porcentaje evidencia que la modificación del criterio de falla —reemplazando la resistencia a compresión por la de tracción— redujo considerablemente la capacidad de representar el tramo inicial de la curva.

3. La curva de capacidad del modelo Shell Layer confirma que, aunque se aproxima en la resistencia máxima alcanzada, su desempeño estructural se distancia en la etapa no lineal: pierde resistencia de manera abrupta y no logra sostener deformaciones significativas, a diferencia de lo observado en la prueba física.

4. En la comparación con los demás modelos, el Shell Layer es el que presenta la mayor discrepancia. Mientras que el modelo SD alcanzó el 93% de la rigidez experimental y el modelo frame sin columnas el 74%, el Shell Layer apenas

logra el 32%. Esta diferencia sustancial limita su utilidad práctica para representar la respuesta histerética de muros confinados.

5. A pesar de su capacidad para modelar la geometría con mayor detalle, el Shell Layer muestra un comportamiento estructural menos realista en la etapa de daño. Esto se traduce en una representación poco confiable de la rigidez inicial, la deformabilidad y la disipación de energía, lo que lo convierte en una herramienta inadecuada para capturar la respuesta integral del muro frente a cargas cíclicas.

Calibración fuera del plano

1. La comparación fuerza–desplazamiento perpendicular entre el modelo experimental ($V_{max} = 1.10$ tonf) y el modelo ETABS-Shell Layer ($V_{max} = 31.93$ tonf) muestra una diferencia extremadamente alta, superior al 2800%. Este resultado evidencia que la formulación empleada en el Shell Layer no es adecuada para representar la capacidad flexional del muro fuera del plano.

2. A diferencia de los modelos tipo frame o Section Designer, en el Shell Layer la plasticidad no se define mediante rótulas concentradas, sino de manera implícita en el material. Sin embargo, esta formulación no contempla mecanismos de daño fuera del plano, lo que conduce a una respuesta estrictamente lineal y completamente alejada de la experimental.

3. La curva fuerza–desplazamiento obtenido en ETABS-Shell Layer no logra reproducir ni la resistencia máxima, ni el desplazamiento último, ni la rigidez post-fluencia observada en el ensayo experimental. El modelo muestra un incremento exagerado de la resistencia sin reflejar la degradación ni el colapso progresivo, lo cual invalida su uso en este tipo de análisis.

Edificio de adobe en mesa vibradora

1.El modelo Shell Layer presenta limitaciones significativas, ya que su formulación no contempla mecanismos explícitos para reproducir la plasticidad fuera del plano. En consecuencia, la respuesta obtenida es estrictamente lineal y no logra representar la falla por flexión observada experimentalmente en el segundo nivel del muro largo de 3.16 m. Esta incapacidad para reflejar el mecanismo de colapso fuera del plano hace que el modelo carezca de utilidad en edificaciones de dos niveles, resultando poco confiable para evaluar la respuesta integral de muros de albañilería o adobe frente a cargas sísmicas.

En conclusión, los resultados obtenidos en el presente estudio demuestran que los modelos numéricos desarrollados en ETABS permiten reproducir con buena precisión la respuesta estructural de muros y edificaciones de adobe confinado, tanto bajo ensayos estáticos como dinámicos. En general, se verificó que la calibración adecuada de las propiedades mecánicas y la representación de los elementos de confinamiento son determinantes para lograr una respuesta numérica coherente con la experimental.

En los ensayos estáticos en el plano, el modelo tipo frame con confinamientos (método de columna ancha) alcanzó el mejor nivel de ajuste, reproduciendo más del 90% de la rigidez inicial y prácticamente la misma capacidad máxima observada experimentalmente, y en su etapa no lineal, mantiene la tendencia global del ensayo, alcanzando valores de resistencia similares y una degradación post-pico más coherente con la experimental. En cambio, el modelo sin confinamientos, aunque útil para análisis comparativos, subestima la rigidez y la degradación post-pico. El modelo Shell Layer, pese a su mayor detalle

geométrico, mostró limitaciones significativas en la representación del comportamiento no lineal, evidenciando pérdidas prematuras de rigidez y una pobre correlación con la respuesta experimental.

En los ensayos fuera del plano, la inclusión explícita de los elementos de confinamiento resultó nuevamente esencial para alcanzar una correspondencia precisa en rigidez y capacidad flexional. Los modelos calibrados mediante Section Designer reprodujeron satisfactoriamente tanto la resistencia como la secuencia de degradación, mientras que el enfoque Shell Layer presentó un comportamiento irreal, excesivamente rígido y alejado del colapso experimental.

En los ensayos dinámicos en mesa vibradora, los modelos numéricos lograron identificar adecuadamente los mecanismos de falla observados experimentalmente, especialmente las roturas por flexión en el segundo nivel y los daños por corte en los muros cortos del primer piso. Entre los modelos histeréticos, el Pivot y el Degrading mostraron el mejor equilibrio entre rigidez, resistencia y deformabilidad, mientras que el Takeda y el Concrete tendieron a subestimar o sobrestimar la disipación de energía.

En conjunto, los resultados confirman que los modelos numéricos desarrollados tienen capacidad predictiva adecuada para representar la respuesta global y los modos de daño en estructuras de adobe confinado, siempre que se incluyan los efectos de confinamiento y se seleccione apropiadamente el modelo histerético según el objetivo del análisis.

Como líneas futuras de investigación, se recomienda:

- Implementar modelos con interacción suelo–estructura, a fin de evaluar la influencia de la base flexible en la respuesta sísmica.
- Explorar modelos constitutivos avanzados para el adobe, que incorporen daño anisotrópico, fisuración progresiva y degradación cíclica del material.
- Ampliar los estudios numéricos a estructuras de mayor altura o configuración irregular, verificando la aplicabilidad de las metodologías de calibración en contextos más complejos.
- Integrar análisis numérico–experimental con técnicas de monitoreo estructural o digital twins, que permitan validar en tiempo real el desempeño sísmico de edificaciones patrimoniales o rurales.

De esta manera, el trabajo establece una base sólida para la modelación numérica del adobe confinado, demostrando su potencial como herramienta de predicción estructural y su relevancia para el diseño y la conservación sísmica de edificaciones tradicionales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alday, P. (2014). *Efecto de los estabilizadores en las propiedades físicas del adobe: adobes utilizados para la reconstrucción* [Tesis de Licenciatura, Universidad Andrés Bello]. Repositorio Institucional Académico Universidad Andrés Bello. (<http://repositorio.unab.cl/xmlui/handle/ria/1727>)
- Angelillo, M., Lourenço, P. B., & Milani, G. (2014). *Masonry behavior and modeling*. Mechanics of masonry structures, 1-26.
- Applied Technology Council (ATC). (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Report No. ATC-40, Redwood City, CA.
- ASCE/SEI. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Bardales, H. (2014). *Conservación de puentes de piedra en el Perú: criterios para su intervención estructural* [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/5268>)
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica De Cataluña]. Repositorio Universidad Politécnica de Cataluña. (<http://hdl.handle.net/2117/93542>)
- Cevallos, E. (2022). *Evaluación probabilística del riesgo sísmico en edificios patrimoniales para reforzamiento con estructuras metálicas en la ciudad de Ambato* [Tesis de Maestría, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio

Computers & Structures, Inc. (CSI). (2017). Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers & Structures, Berkeley, California, USA.

Delgado, E. (2011). *Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe de Dos Pisos con Refuerzo Horizontal y Confinamientos de Concreto Armado* [Tesis de Licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/145>)

Echeverry, C., & Carreño, A. (2018). *Caracterización del comportamiento de la curva histerética para la madera chuzque* [Tesis de Licenciatura, Universidad Militar Nueva Granada]. Repositorio Institucional UMNG. (<http://hdl.handle.net/10654/20645>.)

Goitia, F. (2023). *Evaluación probabilística del riesgo sísmico en la ciudad de Buenos Aires* [Tesis de Maestría, Universidad Politécnica De Cataluña]. Repositorio Digital Universidad Politécnica de Cataluña. (<http://hdl.handle.net/2117/388690>)

Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). (2017). *Resultados definitivos de los Censos Nacionales 2017*.

Li, S., & Xu, S. (2021). Nonlinear fiber-based modeling strategies for reinforced concrete members under cyclic loading. *Engineering Structures*, 244, 112755.

- Matos, G., Quiun, D., & San Bartolomé, A. (1997). *Ensayo de simulación sísmica en un módulo de adobe confinado por elementos de concreto armado* [Sesión de Congreso]. XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Trujillo. (<http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/617/2009/12/Adobe-Confinado-Modulo-1-piso.pdf>)
- Martínez, S. (2014). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica urbana basada en tipologías constructivas y disposición urbana de la edificación. Aplicación en la ciudad de Lorca, región de Murcia* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. Archivo Digital UPM. (<https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.30447>)
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: SENCICO.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). *Norma E.070 Albañilería*. Lima, Perú: SENCICO.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2017). *Norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada*. Lima, Perú: SENCICO.
- Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). *Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal*. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-74. (<https://revistas.udem.edu.co/index.php/ingenierias/article/view/234/221>)
- Rosario, A., Penna, A., & Beyer, K. (2021). *Modelling strategies for confined masonry and adobe-like walls under seismic actions*. *Engineering Structures*, 235, 112053.

- Rodríguez, Á., & Fonseca, L. (2003). *Comportamiento sísmico y alternativas de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibratoria* [Tesis de Maestría, Universidad de los Andes]. Repositorio Institucional Séneca. (<http://hdl.handle.net/1992/10732>)
- Rodríguez, L., & Luna, E. (2023). *Análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura* [Tesis de Licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/26018>)
- Salas, J. (2016). *Propuesta de un sistema constructivo para vivienda social para las zonas andinas de Colombia* [Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Cataluña]. Trabajos Académicos UPC. (<http://hdl.handle.net/2117/102623>)
- San Bartolomé, A., & Pehovaz, R. (2005). *Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de adobe confinados* [Sesión de Congreso]. XV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Colegio de Ingenieros del Perú. (<http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/617/2007/04/Adobe-Confinado.pdf>)
- San Bartolomé, Á., Quiun, D. (2011). *Investigaciones experimentales y propuesta de diseño sísmico para la mampostería de adobe confinado*. Revista Internacional de Ingeniería y estructuras, 16(2), 139–150. (<http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/4546>)

- San Bartolomé, Á. (2013). *Investigaciones en Adobe, Tapial y Piedra*. [Figuras].
(<http://blog.pucp.edu.pe/blog/adobetapial/>)
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería*. (2a ed). Fondo Editorial PUCP.
(<http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/170319>)
- Sánchez, E., & Fiallos, J. (2022). *Diseño y análisis del parqueadero central de la ciudad de Ambato de hormigón armado y estructura metálica con el uso de elastómeros en la cimentación* [Tesis de Maestría, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio Digital UTA.
(<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/36974>)
- Sandoval, C. E. (2011). *Estudio experimental y numérico del fallo por inestabilidad de muros de obra de fábrica* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica De Cataluña]. Repositorio Digital Universidad Politécnica De Cataluña.
(<http://hdl.handle.net/2117/94770>)
- Silva, W., San Bartolomé, Á., & Ramírez, V. (2008). *Cartilla de Construcción en Adobe Confinado*. (<http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/617/2008/08/Cartilla-Adobe-Confinado.pdf>)
- Sobreira, E. (2014). *La cuestión de la vivienda social en Brasil: una propuesta de implementación urbana y de producción en serie de unidades residenciales unifamiliares para el nordeste brasileño* [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. E.T.S. Arquitectura (UPM).
(<https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.40078>)

- Sordo, E., Gomez-Bernal, A., Juárez, H., Gama, A., Guinto, E., Whitney, R., Vera, R., Mendoza, E., Alonso, G., Álvarez, S., Barrios, T., & Sugia, J. (1995). *The September 14, 1995, Ometepec, Mexico, Earthquake*. (https://www.researchgate.net/publication/262372731_The_September_14_1995_Ometepec_Mexico_Earthquake)
- Torres, A. (2012). *Comportamiento sísmico del adobe confinado. Variable: refuerzo horizontal* [Tesis de Licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/1252>)
- Trujillo, C. (2023). *Riesgo socioambiental en el Perú: Propuesta metodológica para su identificación y categorización en el ámbito distrital* [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/25934>)
- Valdivia, J. (2016). *Factibilidad de implementación del material suelo cemento como material de construcción para viviendas de bajo costo en el Perú* [Tesis de Licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/7401>)
- Yucra, M. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú* [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. (<http://hdl.handle.net/20.500.12404/11891>)
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. & Zhu, J. Z. (2020). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Elsevier.