

**Análisis del comportamiento no lineal en muros largos de mampostería confinada bajo
cargas laterales**

Jaider Cabrera Bolaños

Universidad del Cauca
Facultad de Ingeniería Civil
Popayán
2025

**Análisis del comportamiento no lineal en muros largos de mampostería confinada bajo
cargas laterales**

Jaider Cabrera Bolaños

Trabajo de investigación para optar por el título de Ingeniero Civil

Ing. Yessica M. Menza Calambas
Directora

Ing. Roger Ortega Caraballo
Codirector

Universidad del Cauca, Popayán
Facultad de Ingeniería Civil
Ingeniería Civil

2025

Nota de aceptación

Firma de la directora

Firma del codirector

Firma del jurado

Firma del jurado

Popayán, 15 de mayo de 2025

Dedicatoria

A mis padres, por ser el pilar fundamental en mi vida, por su esfuerzo incansable, su amor incondicional. Gracias por acompañarme en cada paso de este camino y por brindarme siempre su apoyo sin medida.

A mis hermanos, por estar presentes, por sus palabras de aliento, por su compañía constante y por hacer más llevadero este recorrido con su cariño y comprensión.

A mis compañeros, que con el tiempo se convirtieron en amigos entrañables. Gracias por compartir conmigo no solo conocimientos, sino también risas y momentos de felicidad. Sin duda, su presencia fue clave en esta etapa de mi vida.

A toda mi familia, por ser un respaldo firme y amoroso. Cada palabra de ánimo y cada gesto de apoyo me impulsaron a seguir adelante.

Agradecimientos

A Dios, por guiarme en cada paso de este camino, por ser una fuente de tranquilidad y confianza, y por permitirme alcanzar la finalización de esta etapa en mi vida.

A mis tutores y directores, la ingeniera Yessica M. Menza y el ingeniero Roger Ortega, por su invaluable orientación, por compartir sus conocimientos con paciencia, por su compromiso y por ser una guía constante en el desarrollo de este trabajo. Su acompañamiento fue esencial para llevar un proceso de aprendizaje y apropiación del conocimiento.

A los profesores que han dejado huella en mi formación profesional. Gracias por sus enseñanzas, exigencia y dedicación. Cada clase, consejo y experiencia compartida ha contribuido en mi vida profesional y personal.

A la Universidad del Cauca, por abrirme las puertas del conocimiento, por ser un espacio de crecimiento académico y personal, y por ofrecerme la oportunidad de formarme con calidad y compromiso.

A mis padres, hermanos y familia, por ser mi motor y mi refugio en todo momento. Su apoyo incondicional ha sido fundamental en este camino.

A todas las personas que, de alguna manera, me brindaron su apoyo, su tiempo o una palabra de aliento. Cada gesto cuenta, y cada uno quedó marcado en el corazón de este proceso.

Tabla de contenido

Resumen	15
Abstract	16
Introducción	17
1. Definición del problema	18
2. Justificación	20
3. Objetivos	21
3.1. Objetivo general	21
3.2. Objetivos específicos	21
4. Marco referencial	22
4.1. Marco conceptual	22
4.1.1. Generalidades sobre la mampostería	22
4.1.2. Mampostería confinada en ladrillo de arcilla	25
4.1.3. Propiedades mecánicas del ladrillo	27
4.1.4. Propiedades mecánicas del mortero	27
4.1.5. Propiedades mecánicas de la mampostería	28
4.1.6. Comportamiento sísmico de la mampostería confinada	30
4.1.7. Modos de falla de la mampostería en el plano	31
Falla por flexión	31
Falla por cortante	32
4.1.8. Modos de falla de los elementos de confinamiento	34
Falla por flexión	35
Falla por carga axial	36
Falla por cortante	37
4.2. Marco teórico	39

4.2.1.	Método de elementos finitos (MEF)	39
4.2.1.1.	Elementos finitos en Abaqus.....	40
	Mallado o discretización del modelo	40
	Funciones de forma	41
	Ecuaciones constitutivas de los materiales.....	42
	Condiciones de contorno	42
	Resolución de ecuaciones lineales	43
4.2.2.	Modelación numérica de la mampostería.....	44
	Micro-modelado:	44
	Macro-modelado:	44
4.2.2.1.	Micromodelación	45
	Micro modelación detallada	45
	Micro modelación simplificada.....	46
4.2.2.2.	Macromodelación.....	46
4.2.3.	Micro modelación simplificada.....	47
4.2.3.1.	Aspectos del comportamiento de ablandamiento.....	47
4.2.3.2.	Respuesta elástica de las interfaces	49
4.2.3.3.	Respuesta inelástica de las interfaces.....	50
	Falla en el modo I.....	51
	Falla en el modo II	52
	Ley de Benzeggagh-Kenane.....	53
4.2.3.4.	Concrete Damage Plasticity (CDP).....	53
4.2.3.5.	Comportamiento elástico de las unidades expandidas	56
4.2.4.	Análisis de la mampostería confinada.....	56
4.2.4.1.	Análisis elástico.....	57

4.2.4.2.	Análisis inelástico	57
4.2.4.3.	Análisis histerético	58
5.	Diseño metodológico	60
5.1.	Estructura de análisis	60
5.1.1.	Revisión de literatura	60
5.1.2.	Definición de propiedades de los materiales	60
5.1.3.	Desarrollo y calibración del modelo numérico	61
5.1.4.	Análisis de resultados	61
5.1.5.	Conclusiones y recomendaciones	61
6.	Micromodelación de muros largos	62
6.1.	Propiedades del muro M1 ($h/l=0.59$)	62
6.1.1.	Propiedades de la unidad de ladrillo de arcilla	63
6.1.2.	Resistencia a la compresión de la mampostería	65
6.1.3.	Compresión en el mortero	65
6.1.4.	Compresión en el concreto	66
6.1.5.	Definición de parámetros para Concrete Damage Plasticity (CDP)	67
6.1.5.1.	Curva esfuerzo-deformación del ladrillo	69
6.1.5.2.	Curva esfuerzo-deformación del concreto	71
6.1.6.	Propiedades elásticas e inelásticas para la micro modelación simplificada	72
6.1.7.	Modelo en Abaqus	75
6.1.7.1.	Módulo Parts	76
6.1.7.2.	Módulo Property	78
6.1.7.3.	Módulo Assembly	81
6.1.7.4.	Módulo Step	82
6.1.7.5.	Módulo Interaction	84

6.1.7.6.	Módulo Load	88
6.1.7.7.	Módulo Mesh	94
6.1.7.8.	Módulo Job.....	97
6.2.	Propiedades del muro M2 ($h/l= 0.41$) y del muro M3 ($h/l= 0.27$)	98
6.2.1.	Modelación en Abaqus.....	102
7.	Resultados y análisis de las simulaciones.....	106
7.1.	Resultados de la simulación del muro M1	106
7.1.1.	Curva de histéresis y envolvente	111
7.2.	Resultados de la simulación de los muros M2 y M3.....	115
7.2.1.	Curvas de histéresis y envolventes del muro M2 y M3	121
7.3.	Resumen de los principales parámetros de modelación utilizados en los muros estudiados	128
	Conclusiones	130
	Referencias bibliográficas	132
	Anexos.....	141

Lista de tablas

Tabla 1. Propiedades geométricas de una unidad de ladrillo	63
Tabla 2. Propiedades generales de las unidades en promedio	64
Tabla 3. Resultados experimentales de tres pilas de mampostería.....	65
Tabla 4. Ensayo experimental de cilindros de mortero	65
Tabla 5. Ensayos experimentales en cilindros de concreto para los diferentes elementos de confinamiento.....	67
Tabla 6. Valores usados para definir el comportamiento inelástico en CDP.	69
Tabla 7. Propiedades constitutivas de los elementos para la micromodelación simplificada	74
Tabla 8. Diferentes sistemas de unidades para la simulación de elementos estructurales en Abaqus.....	76
Tabla 9. Variables usadas en la calibración del comportamiento inelástico del ladrillo y el concreto.	79
Tabla 10. Propiedades de contacto en la interacción ladrillo-concreto.	85
Tabla 11. Valores por usar en el cálculo de la rigidez elástica (Ke)	91
Tabla 12. Desplazamiento aplicado en la simulación con base en la carga aplicada experimentalmente	93
Tabla 13. Incremento de tiempo analítico con escalado de masa aplicado.	96
Tabla 14. Propiedades para la calibración del muro M2 y M3	100
Tabla 15. Propiedades constitutivas de la interacción entre unidades de ladrillo expandido.....	102
Tabla 16. Interacción entre la superficie de contacto, viga-ladrillo y columna-ladrillo.....	103
Tabla 17. Valores asociados a los puntos críticos del análisis histerético del muro M1.....	114
Tabla 18. Tiempo de análisis en la simulación del muro M1.....	115
Tabla 19. Comparación de los resultados experimentales con respecto a la simulación numérica en el muro M2 y M3.....	125
Tabla 20. Tiempo de análisis en la simulación del muro M2 y M3	127

Tabla 21. Principales variables usadas en la micromodelación de los muros simulados.....	129
---	-----

Lista de figuras

Figura 1. Ruinas de la antigua Jericó	22
Figura 2. Ladrillo de barro en la biblia.....	23
Figura 3. Automatización en la fabricación de ladrillos en Haverstraw, Nueva York.....	24
Figura 4. Sistemas constructivos en América Latina	24
Figura 5. Sistema estructural de mampostería confinada en Popayán	26
Figura 6. Falla por flexión en el lecho del muro	32
Figura 7. Falla por corte diagonal en ensayo experimental.....	33
Figura 8. a) Falla por corte deslizante y b) Falla por corte diagonal.....	34
Figura 9. Falla por flexión en los elementos de confinamiento	36
Figura 10. Diferentes modos de falla por carga axial	37
Figura 11. Falla por cortante en columneta de confinamiento	38
Figura 12. Paso a paso en el MEF	39
Figura 13. Tipos de elementos según la geometría del problema	41
Figura 14. Funciones de forma con respecto a elementos y nodos	42
Figura 15. Desplazamiento en las diferentes direcciones en un elemento del mallado global	43
Figura 16. a) Mallado de un objeto para su análisis y b) resultado de esfuerzos globales en el objeto	43
Figura 17. Enfoques del modelado de elementos finitos : a) micromodelado detallado; b) micromodelo simplificado; c) macromodelo	44
Figura 18. Partes de la modelación detallada	45
Figura 19. Unidades de ladrillo expandido	46
Figura 20. Elementos individuales unidos como un material homogéneo compuesto	47

Figura 21. Mecanismos de falla de la mampostería: a) agrietamiento por tracción de las juntas; b) deslizamiento de las juntas; c) agrietamiento por tracción directa de las unidades; d) agrietamiento por tracción diagonal de las unidades; e) aplastamiento de la mampostería.....	48
Figura 22. Modos de falla de las uniones: a) agrietamiento por tracción; b) y c) deslizamiento por cizallamiento	50
Figura 23. Comportamiento de materiales cuasi frágiles bajo carga uniaxial: a) carga de tracción; b) carga de compresión.	52
Figura 24. Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzo cortante en el modo de energía II	53
Figura 25. Respuesta de materiales cuasi frágiles a carga, a) en tensión y b) compresión	54
Figura 26. Ciclo de carga uniaxial (tensión-compresión-tensión) con valores predeterminados	56
Figura 27. Métodos para el análisis inelástico en estructuras: a) análisis pushover; b) aplicación de cargas cíclicas	58
Figura 28. a) Comportamiento estructural ante la aplicación de cargas cíclicas y b) lazo de histéresis de un ciclo de carga aplicado	59
Figura 29. Metodología para la realización de la investigación.....	60
Figura 30. Propiedades geométricas y refuerzo en los elementos de confinamiento.....	62
Figura 31. Detalle del ladrillo de arcilla usado en las pruebas experimentales	63
Figura 32. Curva idealizada de esfuerzo-deformación a compresión para la unidad expandida.	70
Figura 33. Curva de esfuerzo-deformación a tensión para la unidad expandida	70
Figura 34. Curvas de esfuerzo-deformación de las unidades de ladrillo.	71
Figura 35. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto.....	72
Figura 36. Secuencia lógica para el análisis en el software Abaqus	75
Figura 37. Extrusión de diferentes partes (I) del muro M1	77
Figura 38. Extrusión de diferentes partes (II) del muro M1.....	77
Figura 39. Componentes del módulo Property en Abaqus CAE.....	80
Figura 40. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, grado 60.....	81
Figura 41. Muro M1 ensamblado y superficie creada llamada “DER-TODOS”	82

Figura 42. Pasos aplicados en el módulo step y escalado de masa en la carga cíclica creada.....	82
Figura 43. Salida de datos de la simulación realizada.....	83
Figura 44. Propiedades de contacto entre materiales, como la interacción entre ladrillos expandidos.....	85
Figura 45. Aplicación de restricción tipo coupling	86
Figura 46. Acero de refuerzo incrustado en el concreto	86
Figura 47. Contacto entre caras laterales de las unidades de ladrillo expandido.	87
Figura 48. Especificaciones de carga y restricción de movimiento.	88
Figura 49. Aplicación de la carga cíclica en la viga superior.	89
Figura 50. Protocolo de desplazamientos aplicado al muro ME5	90
Figura 51. Amplitud experimental con control de desplazamiento en la fase elástica	92
Figura 52. Protocolo de desplazamiento para la simulación del muro M1.	94
Figura 53. Mallado de los elementos de concreto y las unidades de ladrillo expandido.	95
Figura 54. Configuración de un elemento tipo C3D8R y mallado total del muro M1.....	97
Figura 55. Precisión del análisis explícito y numero de núcleos usados en la simulación.	98
Figura 56. Propiedades geométricas del muro M2 y M3 con dimensiones en milímetros.	99
Figura 57. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto en el muro M2.....	101
Figura 58. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto en el muro M3.....	101
Figura 59. Protocolo de desplazamiento para la simulación del muro M3.	104
Figura 60. Muro M2 y M3 en Abaqus CAE.	105
Figura 61. Presiones de contacto entre elementos antes de la carga cíclica.....	106
Figura 62. Esfuerzo principal máximo a lo largo de la simulación.....	107
Figura 63. Esfuerzo axial en los elementos de refuerzo.....	108
Figura 64. Comparación de la evolución del daño en el muro M1.	109
Figura 65. Evolución del daño en compresión y tensión en el muro M1.....	110
Figura 66. Transferencia de esfuerzos en el muro M1 por pérdida de capacidad estructural.	111

Figura 67. Curva de histéresis y envolventes experimentales del muro M1. 112

Figura 68. Esfuerzos máximos principales en el muro M2 y M3. 116

Figura 69. Esfuerzos en el muro M2 y M3 cerca de la falla. 117

Figura 70. Evolución del daño en el muro M2 a lo largo de la simulación en comparación al experimental. 118

Figura 71. Evolución del daño en el muro M3 a lo largo de la simulación en comparación al experimental. 120

Figura 72. Curva de histéresis y envolventes experimentales del muro M2. 122

Figura 73. Curva de histéresis y envolventes del muro M3. 123

Figura 74. Comparación de las envolventes experimentales y numéricas de los tres muros en estudio. 126

Resumen

En esta investigación se propone un modelo numérico basado en la micromodelación simplificada (sin incluir el mortero) para analizar el comportamiento sísmico de muros largos de mampostería confinada, con el fin de evaluar su desempeño estructural bajo cargas cíclicas laterales. Se utilizó el modelo Concrete Damage Plasticity (CDP), implementado en el software Abaqus, en combinación con superficies de contacto cohesivas para simular la interacción entre unidades de ladrillo y entre ladrillo y el confinamiento de concreto. La investigación se centra en el análisis histerético, involucrando la caracterización del daño, la disipación de energía y la evolución de la resistencia frente a ciclos de carga progresiva, comparando los resultados numéricos con ensayos experimentales obtenidos de la literatura.

Se modelaron tres muros de diferente geometría, replicando los parámetros de sus ensayos de carga cíclica. La metodología empleada incluyó la caracterización independiente de los materiales, la definición del contacto entre unidades mediante cohesión con ablandamiento, y la calibración detallada de los parámetros del modelo CDP. En cada parámetro se realizaron ajustes importantes para cada modelo, como la rigidez de recuperación en tracción y compresión, y los modos de falla I y II del contacto.

Los resultados mostraron que el modelo simula adecuadamente el comportamiento histerético de los muros, la degradación de rigidez y la formación progresiva del daño. Asimismo, se evidenció que el modo de falla por corte (GIIC) domina la respuesta estructural, y que su calibración influye directamente en la reducción de resistencia en ciclos posteriores. La micromodelación simplificada demostró ser una estrategia eficiente para el análisis detallado de elementos de mampostería, ofreciendo un balance adecuado entre precisión y tiempo de simulación.

Abstract

This research proposes a numerical model based on simplified micromodeling (excluding mortar) to analyze the seismic behavior of long confined masonry walls, with the aim of evaluating their structural performance under lateral cyclic loads. The Concrete Damage Plasticity (CDP) model, implemented in the Abaqus software, was used in combination with cohesive contact surfaces to simulate the interaction between brick units and between brick and concrete confinement. The study focuses on hysteretic analysis, involving the characterization of damage, energy dissipation, and the evolution of strength under progressive loading cycles, comparing the numerical results with experimental tests reported in the literature.

Three walls with different geometries were modeled, replicating the parameters from their cyclic load tests. The methodology included the independent characterization of materials, the definition of contact between units using cohesive behavior with softening, and the detailed calibration of CDP model parameters. Key adjustments were made for each model, such as the recovery stiffness in tension and compression, and the Mode I and Mode II failure parameters in the contact definition.

The results showed that the model accurately reproduces the hysteretic behavior of the walls, the stiffness degradation, and the progressive development of damage. Moreover, it was observed that shear failure (GIIC) governs the structural response, and its calibration directly influences the strength reduction in later cycles. Simplified micromodeling proved to be an efficient strategy for detailed analysis of masonry elements, offering an appropriate balance between accuracy and simulation time.

Introducción

Los muros en mampostería confinada desempeñan un papel fundamental en las construcciones de nuestro país y Latinoamérica, constituyendo la mayoría de las estructuras destinadas a fines residenciales en todas las ciudades de la región (Marinilli, 2018). Su importancia radica en la necesidad de un sistema estructural que tenga una relativa facilidad constructiva y que no requiera una inversión tan elevada. Sin embargo, en algunos casos el comportamiento de este sistema puede no ser el esperado ante fuerzas sísmicas de gran magnitud, debido a su ductilidad limitada. Debido a esta condición el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), limita el uso y regula el diseño de este sistema, especificando factores de seguridad conservadores respecto a otros sistemas estructurales más dúctiles.

Los muros largos de mampostería confinada, en particular, presentan una respuesta estructural que depende fuertemente de la geometría del sistema, la calidad de los materiales y el grado de confinamiento proporcionado por los elementos de borde. A diferencia de los muros cortos, estos elementos pueden desarrollar mecanismos de disipación de energía más distribuidos, aunque también pueden ser susceptibles a modos de falla súbitos si no se diseñan adecuadamente (Astroza & Schmidt, 2004).

Todos estos aspectos confirman la necesidad de continuar con las investigaciones en este sistema estructural, para las condiciones locales, con el propósito de mejorar su desempeño sísmico. Una de las claves para este análisis reside en el comportamiento hysterético, el cual proporciona una representación gráfica de la capacidad estructural cuando este se somete a cargas cíclicas laterales reversibles como las cargas inducidas por sismos.

En este contexto, el uso de herramientas de simulación numérica se convierte en una estrategia fundamental para comprender su desempeño estructural, prever su respuesta frente a sismos y proponer mejoras en su diseño. Al ampliar el conocimiento que se tiene sobre el comportamiento no lineal de los muros de mampostería confinada, se podrán desarrollar estrategias de diseño que maximicen su capacidad de resistir eventos sísmicos, contribuyendo así a la reducción del riesgo y la protección de vidas.

1. Definición del problema

La mampostería confinada, como sistema estructural predominante en la construcción residencial, ha sido durante mucho tiempo la elección preferida debido a su facilidad constructiva y costos relativamente bajos. Este sistema ha permitido a las comunidades en países como Colombia y gran parte de América Latina desarrollar viviendas accesibles a diferentes contextos socioeconómicos. Sin embargo, su capacidad para resistir cargas laterales generadas por eventos sísmicos ha sido un tema primordial en la investigación de su comportamiento, ya que no se tiene con certeza su capacidad para soportar estas cargas.

El principal problema radica en que se desconoce con exactitud el comportamiento inelástico de estos muros ante cargas sísmicas. Esto se debe a la variación de los resultados experimentales en el rango inelástico, particularmente en las fases cercanas a la falla estructural. Esta incertidumbre está directamente relacionada con la interacción de múltiples variables, tales como las propiedades mecánicas y geométricas de los materiales, la calidad del mortero, los refuerzos de confinamiento, las dimensiones específicas del muro y el carácter artesanal que suele predominar en su proceso constructivo. Además, la naturaleza rígida y la limitada ductilidad de este sistema aumenta estas dificultades en su correcto análisis.

Flores y Alcocer (2001) en su investigación caracterizan la variabilidad de comportamiento con diferentes pruebas experimentales en colaboración con el Centro de Prevención de Desastres (CENAPRED). Al caracterizar el comportamiento de la mampostería confinada se obtiene una curva idealizada, sin embargo, esta presenta muchas carencias en su parte final pues no ha sido posible obtener una precisión significativa en su parte inelástica, es decir, cuando el sistema debe absorber las deformaciones excesivas que sufre por un sismo de gran magnitud.

Lo anterior, ha llevado a no tener certeza del comportamiento que va a tener la estructura después de la falla incluyendo procesos de redistribución de cargas y la capacidad de carga residual de la misma (Zúñiga et al., 2008). Este comportamiento ha llevado a que las normas sismo resistentes en diferentes países impongan restricciones estrictas para el uso de mampostería confinada. Por ejemplo, la NSR-10 limita su aplicación a edificaciones de uso residencial de hasta dos pisos en zonas de amenaza sísmica alta, imponiendo factores de seguridad conservadores. Estas restricciones son especialmente relevantes en Colombia, un país ubicado sobre el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la convergencia de las placas tectónicas Suramericana, Nazca y del

Caribe genera una alta incidencia de movimientos sísmicos. Según datos del Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), aproximadamente el 87% de la población colombiana vive en regiones clasificadas como de amenaza sísmica alta e intermedia. Esta realidad refuerza la necesidad de desarrollar investigaciones que optimicen la seguridad estructural de los sistemas de mampostería confinada.

Con el objetivo de hacer un buen uso del sistema estructural de muros confinados, se ha buscado tener resultados más precisos de la resistencia sísmica de las estructuras de mampostería confinada. En este contexto, surge la pregunta: ¿Cómo se comportan, desde una perspectiva inelástica, los muros largos de mampostería confinada bajo la acción de cargas laterales cíclicas?

2. Justificación

Existe una necesidad urgente de profundizar en la comprensión del comportamiento no lineal y mejorar las capacidades de diseño de las estructuras de mampostería confinada. El objetivo principal es garantizar la seguridad de las personas que residen en estas construcciones, con el propósito de mantener este sistema estructural como una opción prevalente en la construcción residencial. Esto cobra especial relevancia para aquellas personas con recursos económicos limitados, quienes no tienen la posibilidad de optar por sistemas estructurales más sofisticados que sean adecuados para enfrentar la sismicidad de la región. Para aquellos sectores de la población con ingresos bajos y medianos, la confianza en la capacidad de resistencia de sus viviendas ante cargas sísmicas es esencial, pero en ocasiones, desconocida. En este contexto, donde la igualdad económica es un desafío especialmente en países como Colombia, es imperativo proporcionar seguridad en las alternativas constructivas utilizadas, como es el caso de la mampostería confinada. Por lo tanto, realizar un análisis detallado del comportamiento de este sistema estructural se convierte en una prioridad para elevar la calidad de vida de la población, solucionar el déficit de vivienda y asegurar que las viviendas sean resistentes, incluso frente a eventos sísmicos imprevistos, sin dejar de ser viables económicamente (Hollander 2021).

En la actualidad, las investigaciones suelen enfocarse en el estudio y mejoramiento de materiales reconocidos por su buen comportamiento, como el acero y el concreto, subestimando en varios aspectos a la mampostería confinada. Sin embargo, en nuestra región el sistema de muros confinados es uno de los más usados, por lo cual, profundizar en el estudio del comportamiento estructural proporciona bases para mejorar este sistema estructural. Con esta investigación se busca contribuir al conocimiento de este sistema, estudiando específicamente el comportamiento de muros confinados largos mediante simulaciones numéricas que ofrezcan resultados cercanos a la realidad de su comportamiento inelástico y capacidad de soportar daños por diversos eventos naturales.

3. Objetivos

3.1. Objetivo general

Analizar el comportamiento no lineal de muros largos de mampostería confinada bajo cargas laterales, utilizando modelos numéricos calibrados en Abaqus.

3.2. Objetivos específicos

- Proponer un modelo numérico para la simulación del comportamiento no lineal de muros largos de mampostería confinada.
- Formular recomendaciones sobre la modelación numérica y el uso adecuado de parámetros establecidos en el análisis de un muro largo en mampostería confinada.
- Validar los resultados de las simulaciones numéricas de acuerdo con resultados experimentales.

4. Marco referencial

4.1. Marco conceptual

4.1.1. Generalidades sobre la mampostería

La evolución de la humanidad está estrechamente ligada a la construcción de pueblos y ciudades, espacios que han sido pilares para el desarrollo económico y social a lo largo de la historia. Hace aproximadamente diez mil años, con el surgimiento de la primera civilización conocida, también emergió la mampostería como técnica de construcción. En la **Figura 1** se muestra la antigua ciudad de Jericó, cerca del lago Huleh, allí se han encontrado vestigios de mampostería de piedra, incluyendo chozas circulares y semicirculares de piedra seca, con diámetros que oscilan entre 3 y 9 metros. Según Masó (2023) este descubrimiento es uno de los primeros indicios del uso de mampostería en la historia de la humanidad. Posteriormente, culturas como la egipcia, la romana y la griega adoptaron y perfeccionaron esta técnica, dejando un legado arquitectónico que aún asombra por su complejidad y durabilidad.

Figura 1. Ruinas de la antigua Jericó

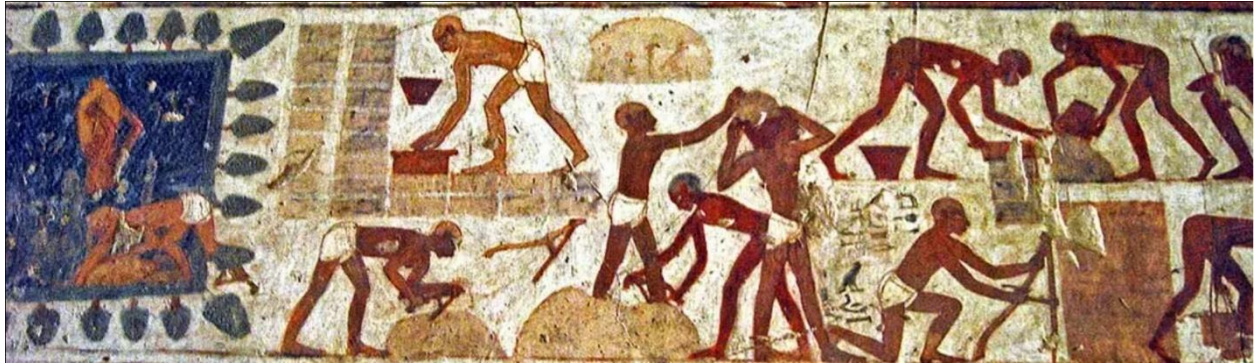


Nota. Adaptado de *Jericó, la primera ciudad fortificada de la historia*, Historia National Geographic, 2023.

A lo largo del tiempo, el material principal utilizado en mampostería ha evolucionado. La piedra, aunque resistente, es un material pesado y difícil de manejar, lo que ha llevado a su progresivo desuso en favor de alternativas más eficientes. En este contexto, el ladrillo se convirtió en una solución revolucionaria. La gran disponibilidad de arcilla, el clima cálido y la escasez de madera en algunas regiones impulsaron el desarrollo de ladrillos secados al sol. Este material ofrecía múltiples ventajas: era más liviano que la piedra, fácil de moldear, resistente al fuego y capaz de formar paredes duraderas cuando se unía con mortero. En el antiguo Egipto, como se ilustra en la **Figura 2**, el uso del ladrillo fue fundamental en la construcción de su civilización,

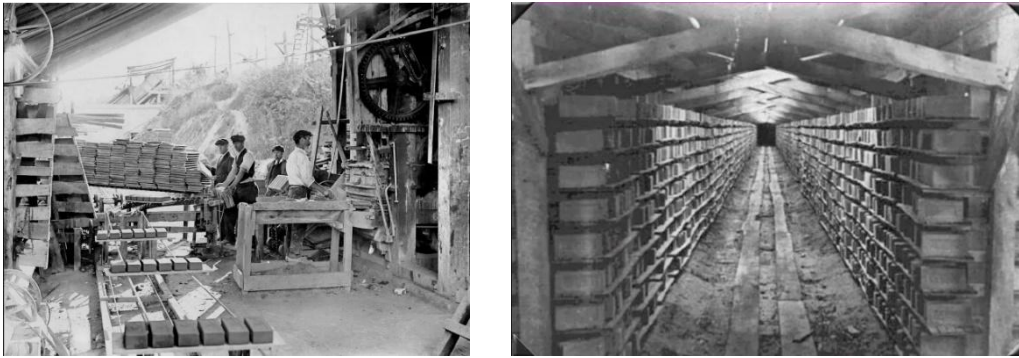
siendo un elemento esencial en sus estructuras, tal como se evidencia en los murales que muestran el proceso de fabricación de ladrillos (Manor, 2021).

Figura 2. Ladrillo de barro en la biblia



Nota. Adaptado de *Mudbricks Give Clues to Understanding the Bible*, Patterns of Evidence, Manor, 2021.

Durante el dominio del Imperio Romano, el ladrillo cocido adquirió mayor relevancia. En su esfuerzo por homogenizar la arquitectura en el vasto territorio bajo su control, los romanos estandarizaron el tamaño de los ladrillos y promovieron su uso en toda su civilización. Este avance marcó un punto de inflexión en la historia de la mampostería, estableciendo un precedente para su aplicación sistemática en la construcción. Posteriormente, con la llegada de la Revolución Industrial, se produjo otro hito significativo. Según Elliot (1992), la expansión de la actividad industrial permitió la sustitución de los procesos manuales por máquinas, observado en la **Figura 3**, lo que resultó en la creación de industrias altamente eficientes en la fabricación de ladrillos. Este desarrollo no solo incrementó la producción, sino que también mejoró la calidad y estandarización del material.

Figura 3. Automatización en la fabricación de ladrillos en Haverstraw, Nueva York

Nota. Adaptado de *Inside the Long-Lost Brickyards That Built N.Y.C.*, The New York Times, Lev-Tov, 2022.

En la actualidad, la mampostería ha perdido protagonismo en los países desarrollados, donde los sistemas estructurales basados en pórticos de concreto reforzado y estructuras de acero dominan el panorama de la construcción. Sin embargo, en países en desarrollo, como los de América Latina, la mampostería sigue siendo el sistema estructural predominante en viviendas de interés social, en la **Figura 4** se muestra su predominancia sobre otros sistemas estructurales. Su bajo costo, facilidad constructiva y disponibilidad de materiales locales lo convierten en la opción preferida para satisfacer la creciente demanda de viviendas económicas. No obstante, esta prevalencia también ha resultado en altos índices de muertes y daños materiales durante eventos sísmicos. La fragilidad inherente de la mampostería, caracterizada por su comportamiento rígido y su poca capacidad para disipar energía, provoca colapsos súbitos en presencia de cargas laterales. Los principales factores que contribuyen a su falla incluyen la deficiente conexión entre muros, el uso de materiales de baja calidad y la inadecuada ejecución de diafragmas (López, 2016).

Figura 4. Sistemas constructivos en América Latina

Nota. Adaptado de *Vivienda de interés social en américa latina. Una guía para sistemas constructivos sismorresistentes*, Crisafulli et al., 2020.

En respuesta a estos desafíos, en los últimos años se han desarrollado múltiples investigaciones orientadas al reforzamiento de este sistema estructural. El objetivo principal de estas investigaciones es reducir el daño causado por sismos y mejorar la seguridad de las construcciones de mampostería. Como resultado, se han implementado diversas estrategias de diseño y construcción que incorporan técnicas de reforzamiento. Países como México, Colombia, Perú y Ecuador han establecido códigos de diseño que contemplan diferentes métodos de mejora para la mampostería. Entre ellos destaca la mampostería confinada, que utiliza elementos de concreto reforzado para encerrar los muros y mejorar su resistencia y ductilidad. Otro ejemplo es la mampostería reforzada con barras de acero embebidas en el paño de los muros. Estas técnicas, parametrizadas en manuales y normativas de diseño, han permitido avanzar en el desempeño sísmico de las edificaciones, promoviendo construcciones más seguras y resilientes.

4.1.2. Mampostería confinada en ladrillo de arcilla

Este sistema estructural derivado de la mampostería, indicado en la **Figura 5**, se constituye por muros de ladrillo de arcilla realizados para soportar las fuerzas horizontales actuantes, unidos uno a otro por mortero de pega y confinados en todos los extremos por columnetas y viguetas de concreto reforzado fundidas tras la realización del muro. Los muros de mampostería son estructuras verticales encargados de transferir el peso de los pisos hacia la cimentación. Además, actúan como diafragmas verticales, ofreciendo resistencia frente a fuerzas laterales, como las generadas por sismos. Por su parte, los elementos de confinamiento compuestos por columnetas y viguetas que rodean los muros proporcionan restricciones y condiciones de borde. Estas estructuras, reforzadas con acero, son responsables de resistir tanto cargas verticales como laterales, garantizando la estabilidad de la mampostería Treviño et al., (2006). Otros componentes clave incluyen las vigas de amarre, que transmiten las cargas de los muros a la cimentación y reducen los riesgos de asentamientos diferenciales, así como los pisos y cubiertas, que distribuyen las cargas hacia los elementos confinantes.

Figura 5. *Sistema estructural de mampostería confinada en Popayán*

Uno de los materiales más representativos de este sistema es el ladrillo de arcilla, que ha sido ampliamente adoptado debido a sus propiedades mecánicas y estructurales. Fabricado principalmente a partir de arcilla, este material contiene minerales como la illita y la caolinita, que le confieren resistencia y durabilidad. El ladrillo presenta múltiples ventajas: bajo costo, facilidad de transporte, buen comportamiento térmico y acústico, resistencia a la humedad y alta durabilidad. Estas cualidades lo han convertido en la opción predominante en la construcción de muros en diferentes regiones.

La evolución de las técnicas de fabricación del ladrillo a lo largo de la historia ha tenido un impacto significativo en sus propiedades mecánicas. Según Arias y Durán (1992), la mejora continua en los procesos de producción ha permitido ajustar las características estructurales del ladrillo para optimizar su desempeño en sistemas de mampostería confinada reforzada. De igual manera, estudios como los de Neira y Ojeda (1992) han analizado las propiedades de elementos, mientras que investigaciones más recientes, como las de Zalamea (2012), han explorado alternativas innovadoras como la mampostería postensada. Estos avances subrayan la importancia de la investigación continua en el desarrollo de materiales y sistemas constructivos más eficientes y seguros.

En el sistema de mampostería confinada, el mortero juega un papel crucial como elemento aglutinante. Esta mezcla de consistencia plástica está compuesta por materiales cementantes, agregados finos, agua y, en ocasiones, aditivos que mejoran sus propiedades. Su correcta proporción es esencial para garantizar la estabilidad y durabilidad de los muros, ya que cada ladrillo debe estar asentado con una cantidad adecuada de mortero para asegurar la transferencia de cargas y evitar fallas en la estructura.

4.1.3. Propiedades mecánicas del ladrillo

La resistencia a la compresión es una de las propiedades mecánicas más importantes y estudiadas en los materiales de construcción, especialmente en el caso del ladrillo de arcilla. Este parámetro se evalúa mediante ensayos directos en los que se somete al espécimen a esfuerzos de compresión, determinando su capacidad para resistir cargas aplicadas sobre una sección transversal. Según Parro (2015), la resistencia a la compresión es la relación directa entre la carga aplicada y el área de sección, siendo una propiedad clave en la evaluación de la calidad estructural del ladrillo.

De acuerdo con Gallegos (1978), la resistencia a la compresión constituye la principal propiedad mecánica del ladrillo. Valores altos de resistencia indican unidades de buena calidad para propósitos estructurales y durabilidad frente a factores ambientales. En cambio, valores bajos reflejan una calidad deficiente, resultando en estructuras poco resistentes y de corta vida útil. Según Ruiz (2015), esta propiedad depende de la naturaleza del material y del contenido adecuado de elementos desgrasantes, como la cal y el cuarzo presentes en la arcilla. Sin embargo, medir la resistencia a la compresión de manera precisa puede ser complicado debido a la diversidad en las formas y dimensiones de los ladrillos, lo que dificulta relacionar los resultados del ensayo con la resistencia real del material. La resistencia a la compresión del ladrillo depende del proceso de fabricación, incluyendo la dosificación de materiales, temperatura y tiempo de horneado. La perfección geométrica del ladrillo influye en la distribución uniforme de cargas.

4.1.4. Propiedades mecánicas del mortero

El mortero es una mezcla plástica compuesta por materiales cementantes, agregado fino y agua, que al endurecer se convierte en un material resistente y durable. En la construcción, el mortero de pega se utiliza para adherir las unidades de mampostería, como ladrillos o bloques de concreto, elementos caracterizados por su estabilidad dimensional y propiedades pétreas (Salazar, 2000). Este material desempeña un papel fundamental en obra, ya que no solo une las unidades de mampostería, sino que también regula el asentamiento entre ellas, asegura una distribución uniforme de las cargas y facilita la transmisión de cargas laterales hacia la cimentación. Además, actúa como barrera para evitar la libre entrada de agua entre los bloques.

Las propiedades mecánicas del mortero influyen significativamente en su comportamiento dentro del sistema mampostería. Entre estas propiedades destacan su deformabilidad, la cual depende de las deformaciones totales del mortero y de las unidades de ladrillo, la resistencia frente a cargas gravitacionales y la adherencia con las unidades de mampostería (Félix & Flores Ballesteros, 2006). Estas características determinan cómo el mortero soporta esfuerzos de compresión y su capacidad para transmitir y distribuir cargas. Es importante señalar que la resistencia a compresión del mortero de pega puede variar según el tipo de mampostería, debido a las diferencias en características geométricas y mecánicas entre los sistemas constructivos.

El proceso de ensayo para determinar la resistencia a compresión del mortero requiere el uso de especímenes tipo cubos o prismas, los cuales se moldean con parámetros controlados. Según la NSR-10, en su capítulo D, la resistencia a compresión del mortero (f_m) se evalúa mediante pruebas normalizadas en prismas de 40x40x160 mm, previamente utilizados para ensayos de flexión. Aunque los valores obtenidos en laboratorio no representan con exactitud la resistencia real del mortero en la obra, estos proporcionan una referencia de la calidad del material.

Como lo mencionó Canchado (2002), en condiciones reales, el mortero se ve sometido a un estado de tensiones triaxial que dificulta su caracterización. Aunque actualmente se están realizando investigaciones utilizando discos de mortero extraídos de las juntas de mampostería para caracterizar su comportamiento, todavía existe un desconocimiento significativo sobre su desempeño bajo esfuerzos uniaxiales de tracción y compresión.

El peso específico de los morteros de cal varía entre 15 y 20 kN/m³, mientras que su resistencia a compresión oscila entre 0.5 y 1.0 MPa. Los morteros suelen clasificarse en función de su resistencia a compresión, designada por la letra M seguida del valor de resistencia en MPa. Estas características hacen del mortero un componente crucial para garantizar la estabilidad y durabilidad de los sistemas constructivos, siendo fundamental su control de calidad para asegurar un desempeño óptimo en la obra de fábrica (Benedito, 2019).

4.1.5. Propiedades mecánicas de la mampostería

La resistencia a compresión de los muros de mampostería es una propiedad fundamental para evaluar su capacidad estructural. Existen diversas metodologías para determinar esta resistencia, entre las cuales destacan:

- Ensayos experimentales en laboratorio: Estos incluyen pruebas como el ensayo de compresión diagonal, que permite evaluar la resistencia al corte de los muros de mampostería. Este método es ampliamente utilizado para caracterizar las propiedades mecánicas de la mampostería (Zalamea, 2012).
- Modelación numérica mediante el Método de Elementos Finitos (FEM): Esta técnica permite simular el comportamiento estructural de los muros bajo diversas condiciones de carga, proporcionando una comprensión detallada de su respuesta mecánica (Baqueiro et al., 2009).
- Formulaciones empíricas: Basadas en las propiedades de los materiales constitutivos y la geometría de los muros, estas fórmulas permiten estimar la resistencia a compresión de la mampostería de manera aproximada. Por ejemplo, la Norma Sismo Resistente de Colombia (NSR-10) en el capítulo D, establece ecuaciones para determinar la resistencia a compresión de la mampostería en función de las características de los materiales utilizados.

$$Rm = \left(\frac{2h}{75 + 3h} \right) f'cu + \left(\frac{50k_p}{75 + 3h} \right) f'cp \leq 0.8 f'cu \quad (1)$$

$$f'm = 0.75Rm \quad (2)$$

Con:

$f'm$ = resistencia a la compresión de la mampostería en Mpa.

h = altura de la unidad de mampostería en mm.

$f'cu$ = resistencia a la compresión de la unidad en MPa.

$f'cp$ = resistencia a la compresión del mortero en Mpa.

k_p = factor de corrección por absorción de la unidad.

Rm = Resistencia nominal a la compresión de la mampostería

Por otro lado, el módulo de elasticidad (E_m) es otro parámetro crucial que describe el comportamiento elástico de la mampostería. Para determinar este módulo, la NSR-10 en el capítulo

D recomienda la realización de ensayos en laboratorio utilizando muretes fabricados y ensayados específicamente para este propósito. En ausencia de datos experimentales, la norma sugiere valores aproximados basados en la resistencia a compresión de la mampostería ($f'm$).

Para mampostería de concreto, se propone:

$$E_m = 900 f'm \leq 20,000 \text{ Mpa} \quad (3)$$

Y para mampostería de arcilla,

$$E_m = 750 f'm \leq 20,000 \text{ MPa}. \quad (4)$$

El coeficiente de Poisson, que relaciona las deformaciones longitudinales y transversales en un material sometido a carga, varía en la mampostería entre 0.07 y 0.24. Según estudios experimentales este valor puede incrementarse hasta 0.35 cuando el muro se aproxima a su estado de falla (Hendry, 1998). Estos parámetros son esenciales para modelar con precisión el comportamiento de los muros de mampostería bajo cargas.

4.1.6. Comportamiento sísmico de la mampostería confinada

Comúnmente las estructuras de mampostería se diseñan según códigos locales, como la NSR-10 en su Capítulo D, los cuales están basados en normativas internacionales como las del ACI (2019) y el EUROCODE 6 (2011). Estas normativas adoptan diseños fundamentados en criterios de resistencia que se establecieron a partir de estudios realizados en la década de los 2000 o incluso en años anteriores. Sin embargo, en los últimos años, se han desarrollado estudios analíticos y experimentales que permiten predecir de una buena forma el comportamiento de las estructuras de mampostería, complementando y actualizando las metodologías tradicionales que aparecen en las normativas.

La mampostería presenta propiedades anisotrópicas, es decir, que sus características mecánicas varían dependiendo de la orientación de las juntas de mortero. Estas juntas representan planos de debilidad en la estructura y, en muchos casos, son el origen de las fallas estructurales

debido al desarrollo masivo de fisuración. Estudios como los de Raijmakers et al., (1993) destacan que la orientación de las juntas de mortero y las cargas aplicadas influyen directamente en los complejos estados tensionales de las estructuras de mampostería. Este comportamiento anisotrópico convierte a las juntas de mortero en un factor limitante para la capacidad resistente final del material, ya que la falla estructural generalmente inicia en estos planos.

En condiciones sísmicas, las estructuras de mampostería pueden experimentar daños significativos que pueden llevar al colapso total o parcial. Estos daños están determinados por dos principales mecanismos de falla. Los modos de falla locales están relacionados con la pérdida de estabilidad de componentes individuales, como desprendimientos parciales o fisuras localizadas en elementos específicos de la estructura. Por otro lado, los modos de falla globales están asociados con el comportamiento de los muros de mampostería en su plano, incluyendo deslizamientos o vuelcos totales de los muros. Investigaciones como las de Celano et al. (2021) analizan cómo estos mecanismos están influenciados por la calidad de los ladrillos, las características del mortero y la orientación de las juntas de mortero, aspectos que son críticos para el diseño estructural ante eventos sísmicos.

Además de las normativas existentes, las herramientas analíticas y experimentales han permitido una mejor comprensión del comportamiento de la mampostería. La modelación numérica mediante el método de elementos finitos (FEM) facilita la simulación de escenarios sísmicos, permitiendo evaluar el desempeño estructural y determinar zonas críticas en los muros de mampostería. Por su parte, los ensayos experimentales realizados en muros a escala real han sido clave para identificar su resistencia frente a cargas laterales y su comportamiento bajo condiciones cíclicas (Flores & Pérez, 2008). Estas metodologías modernas no solo complementan las disposiciones normativas tradicionales, sino que también ofrecen un enfoque más preciso para evaluar y diseñar estructuras de mampostería resistentes y seguras frente a las exigencias actuales.

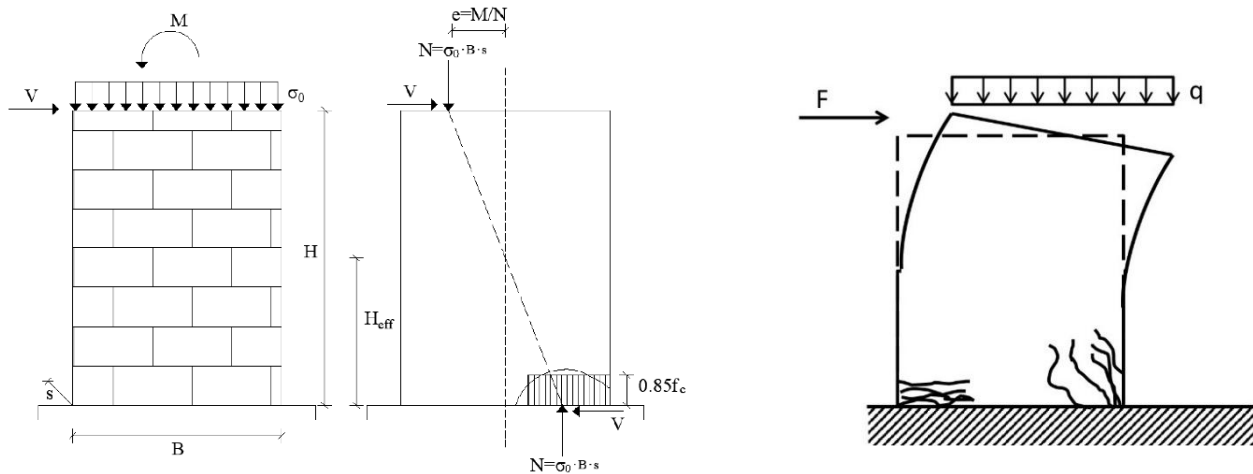
4.1.7. Modos de falla de la mampostería en el plano

Falla por flexión

La falla por flexión en los muros de mampostería se caracteriza por la flexión del muro al superar su resistencia a la flexión, pudiendo ocurrir tanto de forma paralela como perpendicular a las juntas del lecho del muro, como se indica en la **Figura 6**. Esto depende de la dirección de la carga y las condiciones de contorno del muro, la resistencia a la flexión de la mampostería presenta

una marcada variación entre planos, siendo aproximadamente tres veces mayor en el plano perpendicular a la junta del lecho que en el paralelo (Celano et al., 2021).

Figura 6. Falla por flexión en el lecho del muro



Nota. Adaptado de *Literature Review of the In-Plane Behavior of Masonry Walls: Theoretical vs. Experimental Results*, Celano et al., 2021.

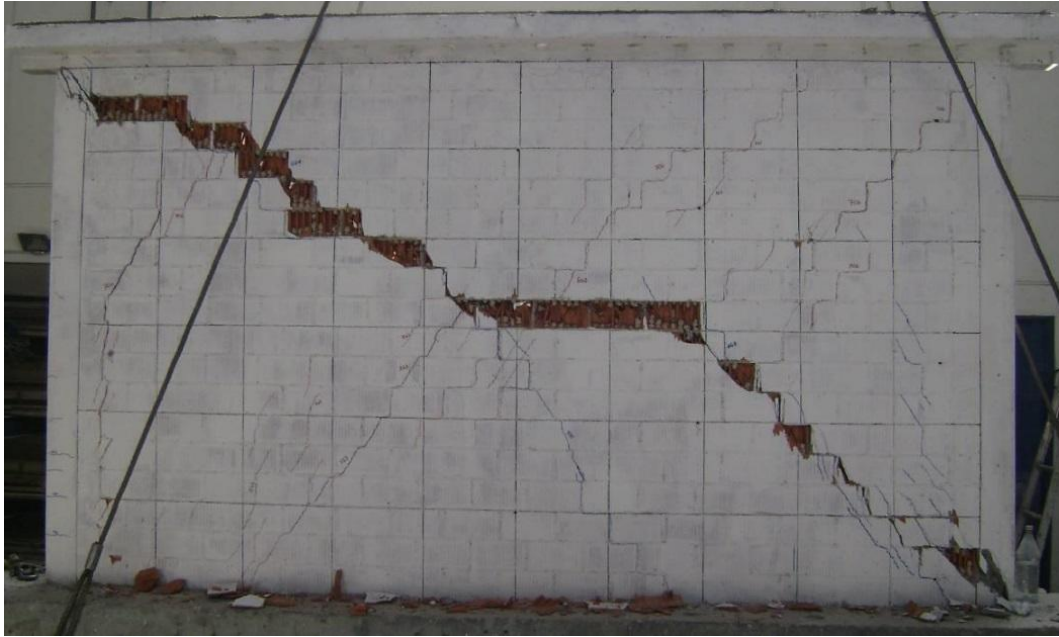
El mecanismo de falla por flexión es uno de los más dúctiles en la mampostería y suele estudiarse mediante la distribución de tensiones normales en la base del muro, considerando tanto cargas horizontales como verticales. La capacidad a flexión depende del equilibrio global y local del muro, así como de las características de las secciones transversales. Tomazevic y Lutman (1988) propusieron un modelo teórico basado en un análisis de equilibrio interno y externo del muro, considerando la esbeltez en el plano y condiciones de restricción en los extremos. Este modelo demostró una alta concordancia con resultados experimentales obtenidos por los mismos autores. Por su parte, Abrams (2001) desarrolló una formulación basada en las directrices de FEMA-273, con un enfoque más conservador al considerar una resistencia a compresión reducida.

Falla por cortante

La falla por corte en los muros de mampostería ocurre cuando las fuerzas de corte que actúan sobre el muro exceden su capacidad resistente, lo que lleva al desarrollo de grietas horizontales y, en casos más críticos, al deslizamiento o inclinación de los segmentos del muro, en la **Figura 7** se ilustra una falla por corte diagonal. Ahora bien, este tipo de falla puede manifestarse tanto en el plano como fuera del plano del muro. La falla fuera del plano es más común en paredes

que soportan elementos elevados, como postes de antena, debido a las fuerzas de extracción generadas por los anclajes (Calderini et al., 2010).

Figura 7. *Falla por corte diagonal en ensayo experimental*



Nota. Adaptado de *Ensayo de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

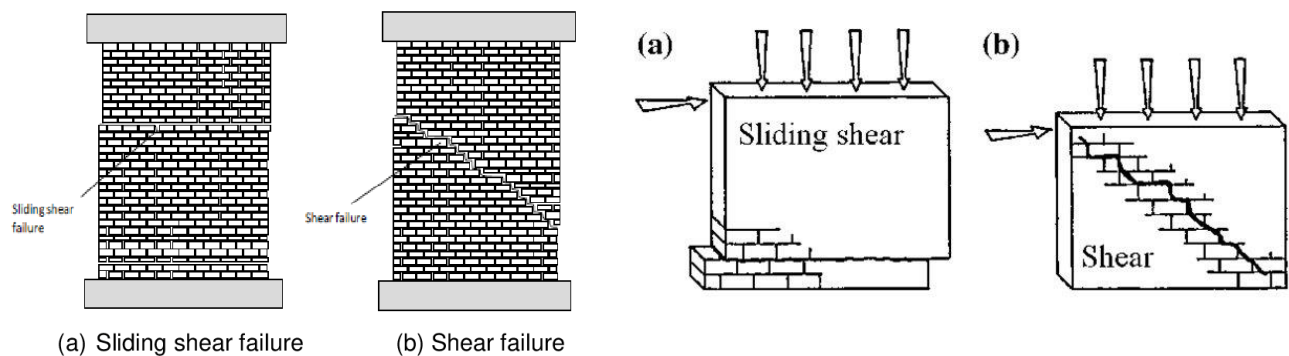
La falla por corte es un mecanismo más frágil que el de flexión, aunque puede presentar cierto grado de ductilidad en casos donde se desarrolla un mecanismo deslizante a lo largo de las juntas de mortero. Según Celano et al., (2021) este tipo de falla suele acompañarse de la propagación de grietas bien orientadas, que se generan predominantemente en elementos sometidos a cargas axiales altas y con una relación de esbeltez baja, es decir, en elementos más compactos donde las tensiones de flexión son menores. Las grietas pueden extenderse tanto a través del mortero como de las unidades de mampostería, dependiendo de la resistencia relativa de estos materiales y de la anisotropía inherente del sistema.

Existen principalmente dos modos de falla por corte: la falla por corte deslizante y la falla por corte diagonal por tensión, evidenciadas en la **Figura 8**. La falla por corte deslizante se da en muros sometidos a cargas axiales bajas o moderadas, está relacionada con la pérdida de adherencia en la interfaz entre el mortero y la mampostería. Este modo de falla es predominante cuando la relación entre las resistencias al corte del mortero y las unidades es mayor que 1, es decir, en sistemas con unidades fuertes y mortero débil, y cuando el nivel de compresión aplicado es bajo

(Augenti et al., 2011). En estas condiciones, la baja cohesión del mortero puede facilitar el desarrollo de un mecanismo de deslizamiento. Este comportamiento puede analizarse mediante el criterio de Mohr-Coulomb, el cual define la resistencia al corte (τ) en función de la cohesión (c), el ángulo de fricción interna (ϕ) y el nivel de compresión normal (σ) aplicado al muro.

$$\tau = c + \tan\phi * \sigma \quad (5)$$

Figura 8. a) Falla por corte deslizante y b) Falla por corte diagonal



Nota. Adaptado de *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press, Tomazevic, 2000.

Por otro lado, la falla por corte diagonal por tensión como lo menciona Betti et al., (2011) puede ocurrir bajo cargas axiales más elevadas. Este modo de falla se asocia principalmente con la resistencia a tracción de las unidades de mampostería, lo que provoca la formación de grietas diagonales que se propagan a través de las juntas de mortero y las unidades. La aparición de este tipo de falla depende de la relación entre la cohesión de las juntas y la resistencia a tracción de las unidades, y es común en sistemas donde el mortero tiene mayor resistencia en comparación con las unidades.

4.1.8. Modos de falla de los elementos de confinamiento

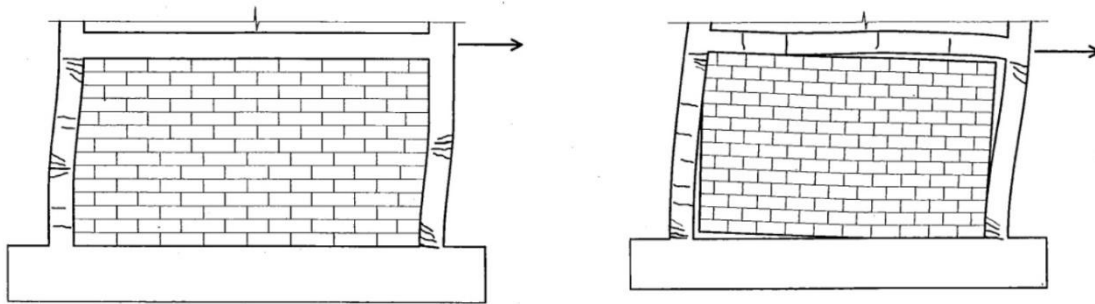
Cuando se comenzó a utilizar la mampostería como sistema estructural, este no poseía elementos de confinamiento, es decir, no generaba resistencia a grandes fuerzas laterales aplicadas. Sin embargo, este comportamiento ha cambiado conforme reciben mayor exigencia con respecto a las cargas soportadas, dado que el muro intenta deformarse por corte mientras que los elementos

de confinamiento experimentan deformaciones de tipo flexional. Conforme se generan grietas en el muro, las columnas de confinamiento comienzan a soportar esfuerzos adicionales debido al efecto de empuje provocado por el reacomodo de las tensiones internas. Esto genera tanto esfuerzos de tensión como de compresión en las columnas, muchas veces excediendo las capacidades para las cuales fueron diseñadas (Paulay et al., 1992).

La interacción entre los muros de mampostería y los elementos de confinamiento puede inducir fallas en estos últimos, dependiendo de las propiedades mecánicas de los materiales y las características de dicha interacción. Entre los posibles modos de daño en los elementos de confinamiento se incluyen la formación de rótulas plásticas, grietas inducidas por esfuerzos cortantes, cedencia del refuerzo longitudinal por esfuerzos axiales, falla por compresión del concreto, o combinaciones de estas fallas (Crisafulli, 1997).

Falla por flexión

Los mecanismos de falla por flexión en los elementos de confinamiento de estructuras de mampostería se caracterizan por la formación de rótulas plásticas a flexión, que suelen desarrollarse en los extremos o a lo largo de los miembros confinantes, como se ilustra en la **Figura 9**. Este tipo de mecanismo ocurre principalmente después del colapso del panel de mampostería y rara vez se observa la aparición de rótulas plásticas en las vigas. En casos donde el panel de mampostería falla por cortante deslizante, el diagrama de momento flector se modifica, lo que puede llevar al desarrollo de un mecanismo de colapso por flexión distinto. Para garantizar una respuesta estructural dúctil, es crucial que las regiones donde se forman las rótulas plásticas en los miembros confinantes tengan una capacidad de rotación adecuada (Crisafulli, 1997).

Figura 9. *Falla por flexión en los elementos de confinamiento*

Nota. Adaptado de *Behavior and analysis of masonry-infilled reinforced concrete frames subjected to lateral load*, Earthquake Resistant Engineering Structures VII, Farshidnia, 2009.

Paulay y Priestley (1992) evidenciaron que la demanda de ductilidad por desplazamiento en el primer piso de una estructura aumenta proporcionalmente al número de pisos, lo que implica que en edificios de mayor altura se pueden esperar grandes deformaciones plásticas en las articulaciones a flexión. Además, señalaron que las fuerzas cortantes inducidas en las columnas incrementan a medida que disminuye la distancia entre las rótulas plásticas, lo cual demanda un diseño más cuidadoso de los elementos de confinamiento para mitigar el riesgo de colapso.

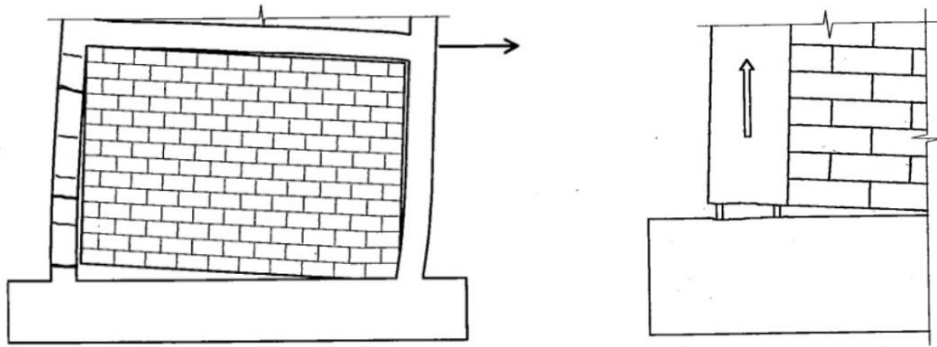
Falla por carga axial

En condiciones de ausencia de cargas sísmicas, los elementos de confinamiento y el muro de mampostería actúan conjuntamente como un sistema estructural sometido predominantemente a esfuerzos axiales. En este sistema las columnas de confinamiento trabajan tanto a compresión como a tracción, mientras que las vigas de confinamiento operan exclusivamente a tracción. Sin embargo, bajo la acción de cargas cíclicas significativas, pueden presentarse fallas en los elementos confinantes, como el pandeo del refuerzo longitudinal inducido por la compresión del concreto y su posterior colapso (Crisafulli, 1997).

Por otro lado, las fuerzas axiales de tracción generan grietas en los elementos de concreto reforzado y, cuando las fuerzas laterales aumentan, pueden provocar la fluencia de los elementos sometidos a tracción. Estas condiciones dan lugar a dos principales mecanismos de falla en los elementos confinantes debido a las fuerzas axiales: la falla por fluencia del refuerzo longitudinal y la falla en el anclaje de la barra de refuerzo, como se muestra en la **Figura 10**. La falla por fluencia del refuerzo longitudinal suele observarse en pórticos rellenos con alta relación de aspecto, típicos de estructuras de varios pisos. En estos casos, las grietas horizontales se forman a lo largo de las

columnas debido a las deformaciones por tensión. A medida que aumenta el desplazamiento lateral, estas deformaciones pueden convertirse en deformaciones plásticas, provocando un alargamiento del elemento confinante. Además, dado que la mampostería tiende a girar dentro del marco estructural, es común la aparición de grietas significativas en la base del muro.

Figura 10. *Diferentes modos de falla por carga axial*

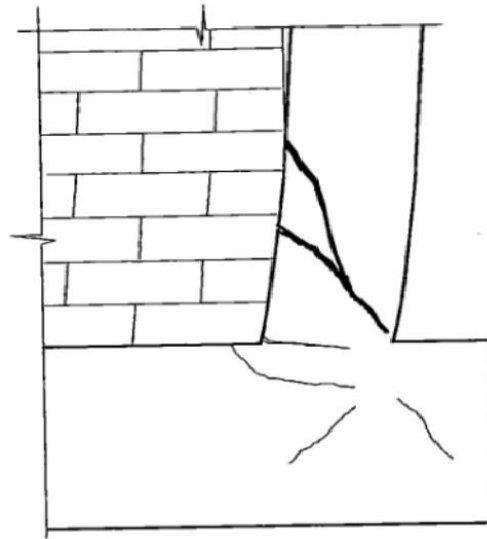


Nota. Adaptado de *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*, Crisafulli, 1997.

Por su parte, la falla en el anclaje de la varilla de refuerzo ocurre cuando el refuerzo longitudinal de la columna se desliza dentro del elemento confinante. Este tipo de falla puede prevenirse mediante el diseño y la provisión de una longitud de desarrollo adecuada para el refuerzo longitudinal, asegurando así la transferencia efectiva de esfuerzos y reduciendo el riesgo de deslizamiento del refuerzo bajo condiciones de carga extremas.

Falla por cortante

Los castillos de confinamiento pueden experimentar fallas por corte debido a las fuerzas generadas por la interacción compuesta con la mampostería. Estas fuerzas de corte alcanzan su valor máximo en las esquinas cargadas de los elementos confinantes, indicado en la **Figura 11**, donde se desarrollan grietas diagonales que atraviesan toda la sección de la columna. Este tipo de falla compromete la integridad estructural y suele manifestarse en situaciones de carga extrema, como durante eventos sísmicos o bajo fuerzas cíclicas significativas.

Figura 11. *Falla por cortante en columneta de confinamiento*

Nota. Adaptado de *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*, Crisafulli, 1997.

La resistencia al corte de los castillos de confinamiento está influenciada principalmente por dos factores: la cantidad de refuerzo transversal y la capacidad resistente del concreto frente a esfuerzos de corte. Un refuerzo transversal insuficiente puede limitar la capacidad de la columna para soportar las tensiones inducidas, mientras que el concreto, dependiendo de su calidad y propiedades mecánicas, proporciona un soporte complementario que puede verse superado cuando las tensiones alcanzan niveles críticos.

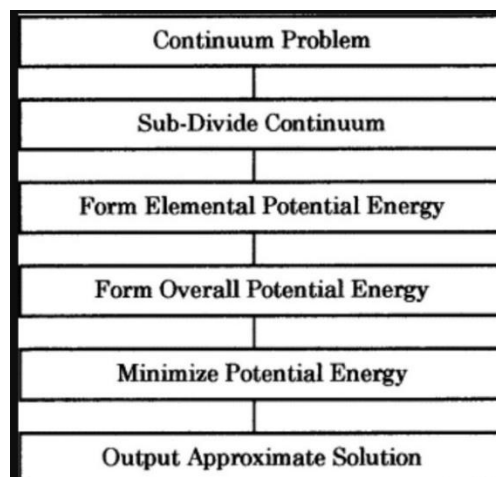
4.2.Marco teórico

4.2.1. Método de elementos finitos (MEF)

El método de elementos finitos (MEF) se basa en representar un sistema continuo como un conjunto de elementos discretos que aproximan la energía potencial del problema original. Una vez que se formula la expresión de energía potencial para este sistema discreto, se minimiza para obtener una solución aproximada (Dow, 1999). La **Figura 12** presenta un esquema del paso a paso mencionado por los investigadores en la solución de problemas asociados al uso del método de elementos finitos.

Este método es considerado una técnica de solución variacional porque trabaja directamente minimizando la energía potencial asociada al problema. Para ilustrar cómo funciona, Morita (2021) divide el problema continuo en varias subregiones finitas conectadas entre sí, lo que constituye una representación discreta del problema físico. La energía potencial de este modelo se calcula sumando las energías potenciales individuales de cada elemento, proceso que constituye la base teórica principal del MEF. Posteriormente, estas energías se ensamblan en un modelo global aplicando la compatibilidad nodal, es decir, garantizando que los desplazamientos en los nodos comunes sean consistentes.

Figura 12. *Paso a paso en el MEF*



Nota. Adaptado de *A Unified Approach to the Finite Element Method and Error Analysis Procedures*, Dow, 1999.

El modelo global resultante produce un conjunto de ecuaciones algebraicas que se minimizan para encontrar una solución aproximada a la ecuación diferencial que describe el sistema continuo. El análisis de errores es esencial en este método, ya que permite evaluar qué tan bien la solución obtenida cumple con las ecuaciones de equilibrio y las condiciones de contorno del problema original. Resolviendo estas ecuaciones, se determinan los desplazamientos nodales, los cuales se utilizan para calcular las deformaciones y tensiones en los puntos de integración. Esto es posible porque la matriz de rigidez de cada elemento se integra numéricamente.

4.2.1.1. Elementos finitos en Abaqus

Abaqus es un software comercial ampliamente utilizado para análisis por el método de elementos finitos (MEF). Este método utiliza aproximaciones numéricas para resolver ecuaciones diferenciales parciales mediante el uso de formatos de diferencias finitas en las derivadas temporales. En el caso de la mecánica de sólidos, el principal objetivo es determinar las deformaciones o desplazamientos de una estructura sometida a cargas externas. Dado que estas soluciones son difíciles de obtener analíticamente, el MEF segmenta el objeto continuo en múltiples regiones pequeñas, denominadas elementos finitos, y, utilizando las ecuaciones lineales junto con interpolaciones polinómicas, calcula los desplazamientos en cada elemento (Huttonz, 2004). A continuación, se describen los procedimientos principales según Wangli (2007) en el método de elementos finitos:

Mallado o discretización del modelo

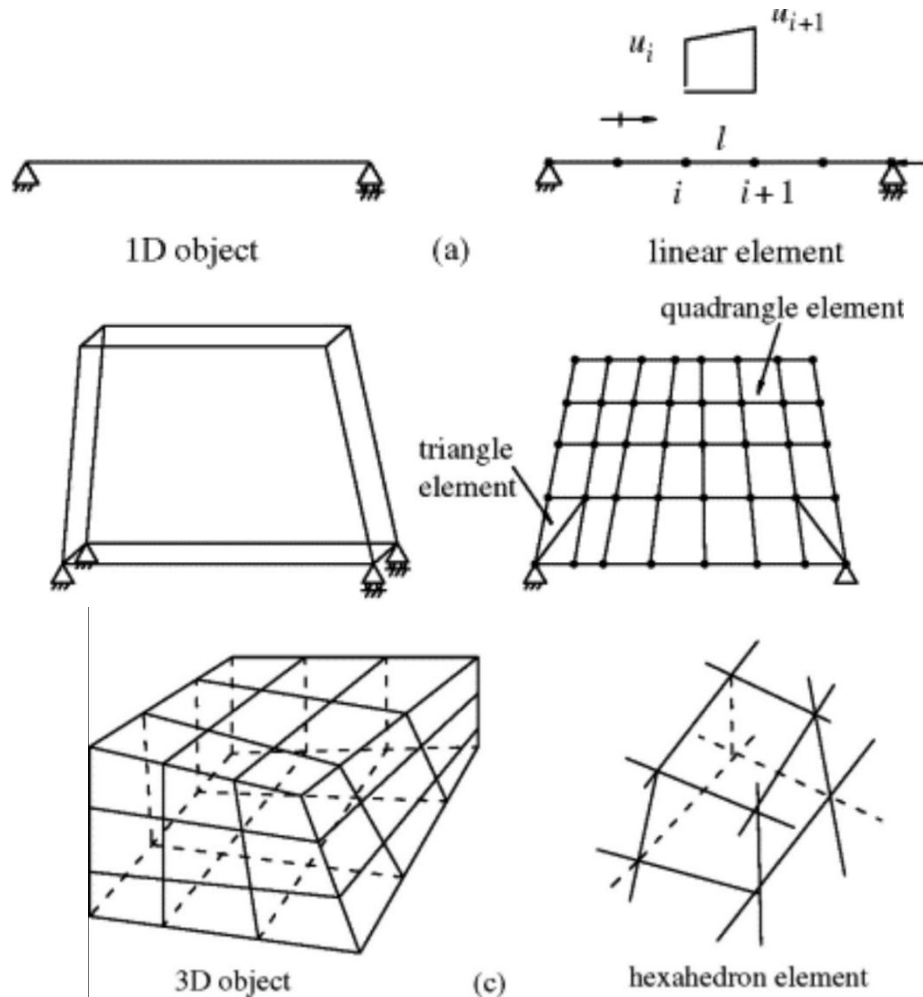
El primer paso consiste en dividir el objeto en muchos elementos pequeños conectados en puntos específicos denominados nodos. Aunque el tamaño de los elementos no tiene un límite específico, un mallado adecuado debe equilibrar la capacidad computacional y la precisión requerida. Algunos aspectos clave para un buen mallado son:

- Cada vértice de un elemento debe coincidir con el vértice de su vecino.
- Se deben evitar elementos con lados demasiado grandes.
- Regiones con desplazamientos altos requieren mallas más finas, mientras que áreas con desplazamientos bajos pueden tener elementos más grandes.
- Dependiendo de la geometría del problema, se selecciona el tipo de elemento adecuado: La

Figura 13 enseña las geometrías para el análisis, siendo para problemas 1D elementos de línea con

dos nodos, para problemas 2D se aplican elementos triangulares (tres nodos) o cuadrangulares (cuatro nodos) y para problemas 3D se adoptan elementos hexaédricos (ocho nodos).

Figura 13. Tipos de elementos según la geometría del problema



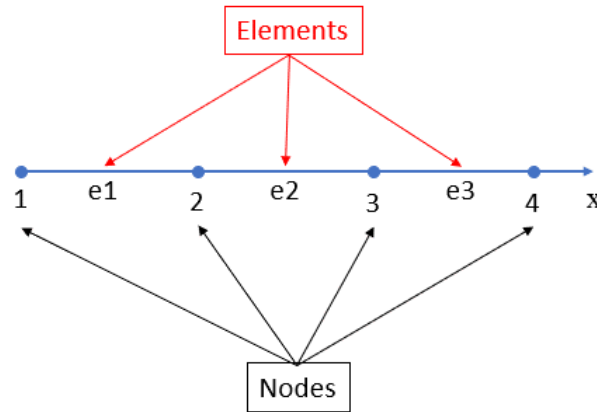
Nota. Adaptado de *Commonly used element families*, Abaqus documentation, 2021.

Funciones de forma

Las variables dependientes, como los desplazamientos, generalmente se asumen como lineales dentro de cada elemento. Esto significa que su distribución se aproxima mediante interpolación lineal por partes. Estas funciones, denominadas funciones de forma, permiten representar la distribución de las variables desconocidas en cada elemento utilizando solo los

valores nodales. Este proceso convierte el problema continuo en un problema algebraico con grados de libertad finitos, ilustrado en la **Figura 14**.

Figura 14. Funciones de forma con respecto a elementos y nodos



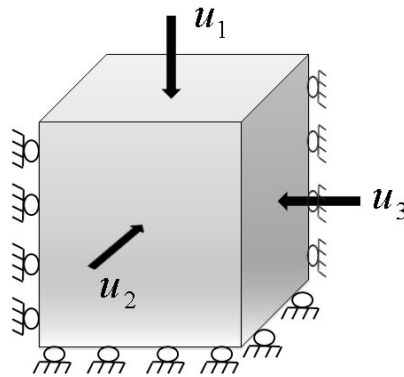
Nota. Adaptado de *Derivation of Shape Functions*, Abaqus documentation, 2021.

Ecuaciones constitutivas de los materiales

Las ecuaciones constitutivas de los materiales son esenciales en los análisis por elementos finitos. Estas se derivan de experimentos y teorías mecánicas, y deben cumplir con ciertos requisitos según el problema a resolver, como: la independencia del sistema de coordenadas, una representación no lineal geométrica para grandes deformaciones, la representación no lineal física para comportamientos complejos del material, también en problemas dinámicos, es fundamental considerar la dependencia de las propiedades materiales con respecto a los parámetros de entrada.

Condiciones de contorno

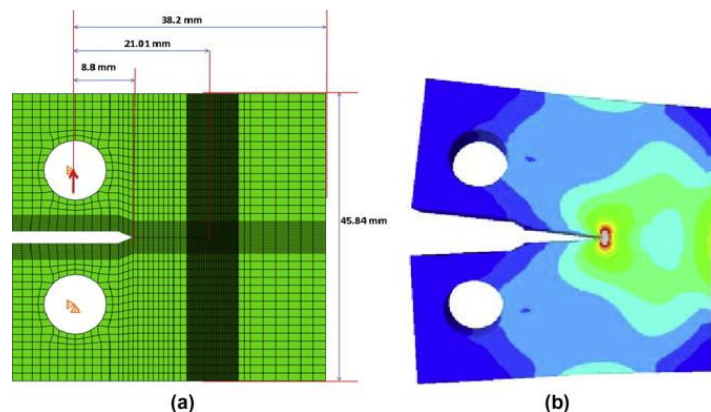
Para garantizar la continuidad del objeto, el desplazamiento en los nodos debe ser continuo. A modo de ejemplo, en la **Figura 15** se muestran diferentes direcciones en un elemento, de él se obtienen las ecuaciones específicas, considerando las condiciones de contorno y las fuerzas externas, lo que da lugar a un sistema general de ecuaciones que representa el comportamiento global del modelo.

Figura 15. Desplazamiento en las diferentes direcciones en un elemento del mallado global

Nota. Adaptado de *Finite Element Simulation of Behaviour of Granular Materials under Low-Cyclic Loading*, Kuznecova & Gouskov, 2014.

Resolución de ecuaciones lineales

Una vez ensambladas las ecuaciones, se resuelven para obtener los desplazamientos nodales. Con esta información, se calculan las deformaciones, tensiones, velocidades de partículas y otros parámetros relevantes en cada punto de integración; como en la **Figura 16**, donde se hace una análisis de un elemento tipo placa, con el objetivo de predecir el crecimiento de grietas por fatiga y la vida útil de la estructura metálica.

Figura 16. a) Mallado de un objeto para su análisis y b) resultado de esfuerzos globales en el objeto

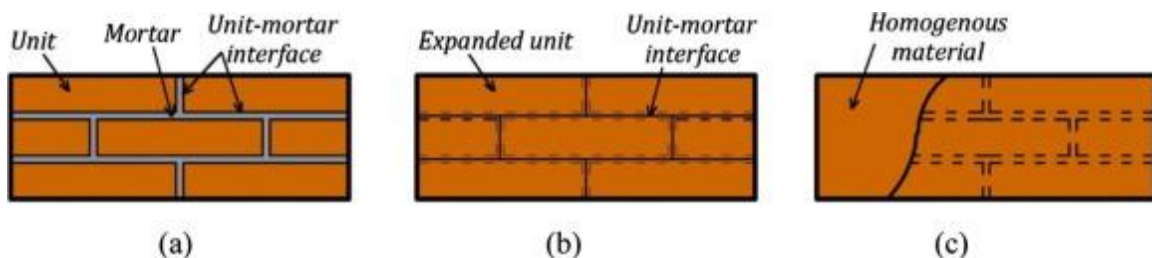
Nota. Adaptado de *Abaqus implementation of extended finite element method using a level set representation for three-dimensional fatigue crack growth and life predictions*, Engineering Fracture Mechanics, Shi et al., 2010.

4.2.2. Modelación numérica de la mampostería

La mampostería es un material cuya resistencia y comportamiento varían significativamente según la orientación de las juntas de mortero, ya que estas actúan como planos de debilidad en la estructura. Las fallas en estructuras de mampostería suelen estar asociadas a un desarrollo masivo de fisuras en dichas juntas, lo que limita la capacidad resistente final del material. Los ladrillos presentan un comportamiento característico elasto-frágil, pero sus propiedades no son completamente homogéneas ni isotrópicas. Por otro lado, el mortero muestra un comportamiento no lineal en términos de tensión y deformación, lo que genera deformaciones inelásticas considerables en la estructura (Rots, 1991).

A pesar de los avances en la comprensión del comportamiento mecánico de la mampostería, no todos los mecanismos de falla de sus componentes están completamente definidos, y los criterios de fisuración aún no han sido desarrollados en su totalidad. Por esta razón, se suelen aplicar criterios de plasticidad comunes en geo materiales, como los modelos de Mohr-Coulomb (1882) o Drucker-Prager (1952) para representar las condiciones de falla del material.

Figura 17. Enfoques del modelado de elementos finitos : a) micromodelado detallado; b) micromodelo simplificado; c) macromodelo



Nota. Adaptado de *Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach*, Engineering Structures Volume 151, Abdulla et al., 2017.

En los últimos años, el método de elementos finitos (FEM) se ha convertido en una herramienta predominante para el análisis numérico de estructuras de mampostería. Este método, mostrado en la **Figura 17**, se basa en dos enfoques principales de modelado:

Micro-modelado: Este enfoque detalla y discretiza por separado los componentes individuales de la mampostería, como ladrillos y juntas.

Macro-modelado: Este enfoque trata la mampostería como un material compuesto, representando globalmente sus propiedades mecánicas sin descomponerla en sus componentes individuales.

4.2.2.1. Micromodelación

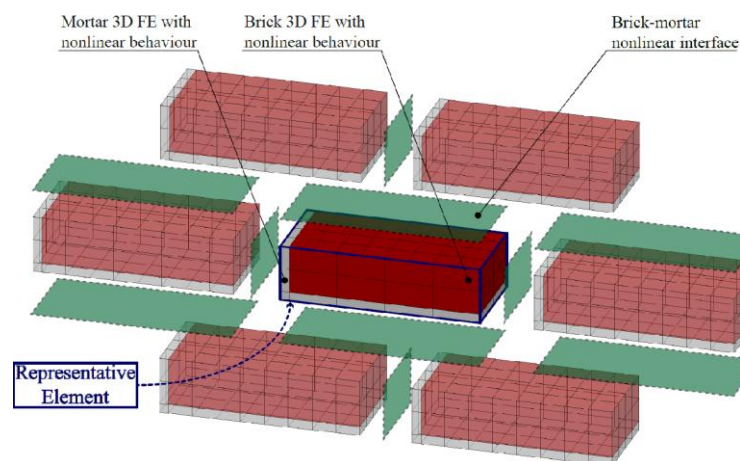
El micro-modelado es fundamental para comprender el comportamiento local de las estructuras de mampostería, especialmente en detalles estructurales y en sistemas de construcción modernos. Para estudiar el comportamiento elastoplástico, así como la iniciación y evolución del daño en los materiales constitutivos de la mampostería, es esencial analizar detalladamente las propiedades mecánicas de sus componentes. Esto incluye tanto los elementos continuos como el ladrillo y el mortero, así como los discontinuos, es decir, la interfaz. A través del enfoque micromodelado, se representa a la mampostería como un ensamblaje discontinuo de unidades individuales, unidas mediante juntas de mortero bajo condiciones reales (Laurenço, 1996).

Dentro del micromodelado, se distinguen dos principales enfoques de estudio, los cuales permiten profundizar en los mecanismos de deformación y daño a nivel local en este tipo de estructuras.

Micro modelación detallada

En el micromodelado, las unidades y el mortero de las juntas se representan mediante elementos continuos, mientras que la interfaz entre la unidad y el mortero se modela como un elemento discontinuo. Este enfoque considera propiedades clave como el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y, en algunos casos, características inelásticas tanto de las unidades como del mortero (Laurenço, 1996). En la **Figura 18** se diferencian las partes que componen el modelado.

Figura 18. Partes de la modelación detallada

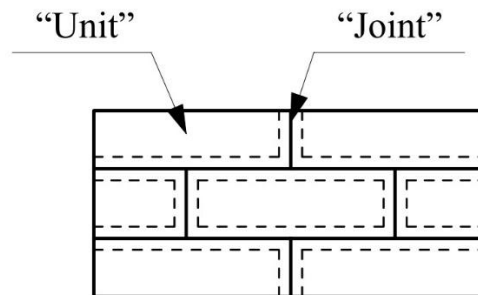


Nota. Adaptado de *A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels*, Computers & Structures Volume 206, D'Altri et al., 2018.

Micro modelación simplificada

En el enfoque de micromodelado simplificado, las unidades se representan como elementos continuos expandidos al incorporar el espesor del mortero como en la **Figura 19**, mientras que el comportamiento de las juntas de mortero y la interfaz unidad-mortero se agrupa en elementos discontinuos. Este modelo simplificado considera cada junta como una interfaz sin espesor, pero presente que combina las propiedades del mortero y de las dos interfaces unidad-mortero, manteniendo la geometría global sin alteraciones (Laurenço, 1996)

Figura 19. Unidades de ladrillo expandido

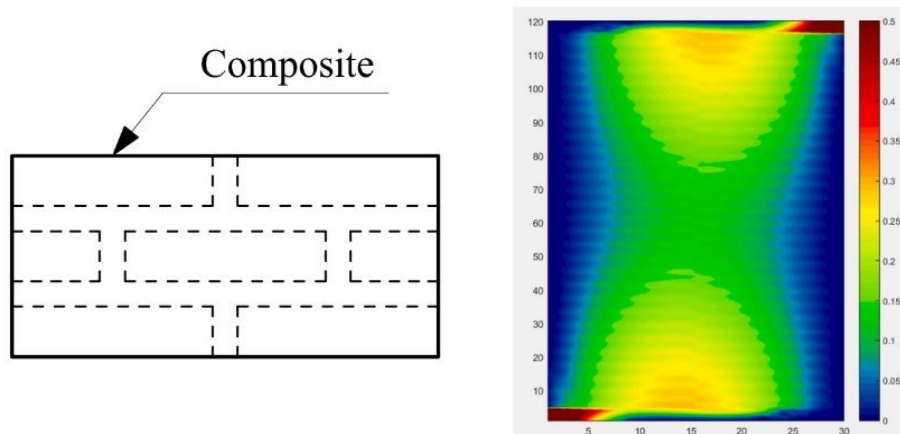


Nota. Adaptado de *Computational Strategy for Masonry Structures*, Computers & Structures, Laurenço, 1996.

Como resultado, la mampostería se conceptualiza como un conjunto de bloques elásticos conectados mediante líneas que representan planos de fractura o deslizamiento potencial en las juntas. Sin embargo, esta simplificación implica una pérdida de precisión, ya que no se incluye el coeficiente de Poisson del mortero, sin embargo, se logra un equilibrio entre detalle y eficiencia computacional.

4.2.2.2. Macromodelación

En la **Figura 20** se tiene el enfoque macro-modelado, donde la mampostería se trata como un material homogéneo y continuo, sin distinguir entre las unidades individuales, el mortero y la interfaz unidad-mortero. Las propiedades del material se definen a partir de los valores promedio de los componentes que conforman la mampostería, lo que permite simplificar su representación como un conjunto de elementos continuos.

Figura 20. Elementos individuales unidos como un material homogéneo compuesto

Nota. Adaptado de *Computational Strategy for Masonry Structures*, Computers & Structures, Laurenço, 1996.

Este enfoque resulta adecuado para el análisis de estructuras de mampostería de gran escala y geometría compleja, donde el interés principal radica en su comportamiento global. Sin embargo, esta simplificación limita su capacidad para capturar detalles locales, como modos específicos de falla o interacción entre componentes, ya que no considera explícitamente las discontinuidades entre unidades y juntas. Por ello, su uso es más común en estudios donde la precisión a nivel microscópico no es crítica, pero sí lo es evaluar el desempeño general de la estructura.

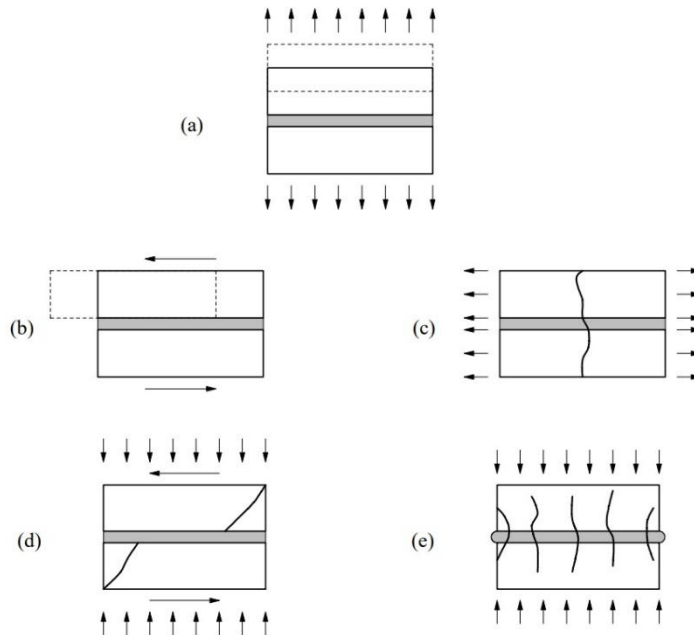
4.2.3. Micro modelación simplificada

4.2.3.1. Aspectos del comportamiento de ablandamiento

El ablandamiento es la reducción gradual de la resistencia mecánica de un material cuando se somete a una deformación progresiva. Es una característica típica de materiales cuasi frágiles como ladrillos de arcilla, mortero, cerámica, roca y hormigón, los cuales fallan debido al crecimiento progresivo de grietas internas. Este comportamiento está directamente relacionado con la heterogeneidad del material, resultado de los defectos como fisuras y huecos (Van Mier, 1984).

En el caso del mortero, las micro fisuras suelen estar presentes incluso antes de la carga, debido a la contracción durante el proceso de curado y la interacción con el agregado. En el ladrillo de arcilla, estas micro fisuras e inclusiones aparecen durante la contracción que ocurre en el proceso de cocción. Estas irregularidades iniciales generan tensiones internas y variaciones de rigidez que promueven el crecimiento progresivo de las grietas bajo una deformación continua (Vonk, 1992).

Figura 21. Mecanismos de falla de la mampostería: a) agrietamiento por tracción de las juntas; b) deslizamiento de las juntas; c) agrietamiento por tracción directa de las unidades; d) agrietamiento por tracción diagonal de las unidades; e) aplastamiento de la mampostería



Nota. Adaptado de *Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling*, Laurenço, 1996.

Un micro modelo preciso debe ser capaz de capturar todos los mecanismos fundamentales de falla que caracterizan el comportamiento de la mampostería, entre ellos el agrietamiento de las juntas, el deslizamiento a lo largo de las juntas bajo bajas tensiones normales, el agrietamiento de las unidades por tracción directa, el agrietamiento por tracción diagonal de las unidades cuando las tensiones normales son lo suficientemente altas como para generar fricción en las juntas, y el aplastamiento de la mampostería, generalmente asociado con la división de las unidades debido a la dilatación del mortero bajo altas tensiones normales, comportamientos mostrados en la **Figura 21**.

De estos mecanismos, los primeros dos están relacionados con las juntas, el tercero es un mecanismo de unidades, y los últimos dos son mecanismos combinados que involucran tanto unidades como juntas (Laurenço, 2008).

4.2.3.2. Respuesta elástica de las interfaces

La respuesta inicial de las interfaces de las juntas se describe mediante una relación lineal de separación por tracción previa al daño. Este comportamiento lineal se representa mediante una matriz de rigidez elástica, que relaciona el vector de tracción nominal $\mathbf{t}$ con el vector de separación correspondiente $\boldsymbol{\delta}$ de las interfaces de las juntas. Relación expresada de forma matricial como se muestra en la Ecuación 6, donde la matriz de rigidez elástica $\mathbf{K}$ define las propiedades mecánicas iniciales de la interfaz antes de que se produzca cualquier daño o deterioro en la junta (Laurenço, 1996).

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & K_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K} * \boldsymbol{\delta} \quad (6)$$

La matriz de rigidez $\mathbf{K}$ para las interfaces de juntas en un micro modelo simplificado de mampostería, representando las interfaces entre unidades de mampostería expandidas, debe ser consistente con la rigidez de las juntas originales, es decir, la unión ladrillo-mortero bajo condiciones de contorno idénticas. Esto implica que la rigidez equivalente de las interfaces simplificadas debe ser una función directa de los módulos de elasticidad del mortero y de la unidad, así como del espesor del mortero. De esta manera, el modelo asegura que el comportamiento mecánico global de las interfaces simplificadas represente adecuadamente la interacción entre los componentes reales de la mampostería.

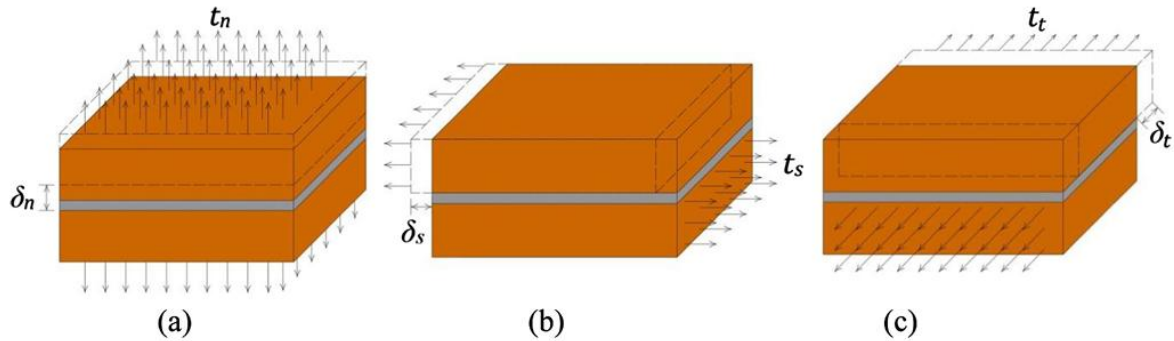
$$K_{nn} = \frac{E_u E_m}{h_m (E_u - E_m)} \quad (7)$$

$$K_{ss} \text{ y } K_{tt} = \frac{G_u G_m}{h_m (G_u - G_m)} \quad (8)$$

Donde E_u y E_m son los módulos de elasticidad, G_u y G_m son los módulos de cortante, respectivamente, para la de la unidad de ladrillo y del mortero. h_m es el espesor real de la junta. El valor de rigidez K_{nn} , está asociado a las juntas de mampostería en la dirección normal. K_{ss} y K_{tt} representa la rigidez en la primera y segunda dirección de corte, respectivamente. La **Figura 22**

representa estas propiedades de una manera más ilustrativa. Planos en donde actúa el esfuerzo de tracción normal t_n , el esfuerzo de tracción cortante en la primera dirección de corte t_s y la segunda dirección de corte t_t .

Figura 22. Modos de falla de las uniones: a) agrietamiento por tracción; b) y c) deslizamiento por cizallamiento



Nota. Adaptado de *Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach*, Engineering Structures Volume 151, Abdulla et al., 2017.

4.2.3.3. Respuesta inelástica de las interfaces

La respuesta inicial lineal de las juntas de mampostería es seguida por la propagación de grietas una vez que se alcanza el criterio de iniciación del daño. Este criterio se basa en las tracciones máximas definidas para las interfaces de mampostería, es decir, la resistencia a la tracción y al corte de las juntas. El agrietamiento comienza a propagarse cuando se satisface el criterio de tensión cuadrática, el cual establece que el daño se inicia cuando la suma de las razones cuadráticas de las tensiones en las interfaces alcanza un valor igual a uno. Este enfoque es ampliamente adoptado, ya que permite predecir con precisión la iniciación del daño en juntas sujetas a cargas de modo mixto, lo cual es característico de las interfaces de mampostería. Es bien sabido que estas interfaces experimentan tensiones de tracción en la dirección normal y tensiones de corte en ambas direcciones. El criterio de tensión cuadrática se define mediante una expresión que integra estas tensiones y determina el momento exacto en que se inicia el daño en las juntas (Campilho, 2008).

$$\left(\frac{t_n}{t_n^{max}}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^{max}}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^{max}}\right)^2 \quad (9)$$

El agrietamiento por tracción en las juntas de mampostería está determinado por la resistencia a la tracción específica de estas juntas. La tensión cortante crítica previa a la falla se describe mediante la ecuación de falla de Mohr-Coulomb, la cual permite calcular la resistencia al corte considerando factores como la cohesión c , el coeficiente de fricción μ y la tensión de compresión normal. De este modo, la resistencia al corte de las juntas, representada como $\tau_{critico}$, se define con base en estos parámetros, específicamente en las resistencias máximas al corte t_s^{max} y t_t^{max} . Además, el modelo cohesivo basado en superficies incorpora la mejora previa a la falla en el comportamiento de corte que resulta de la resistencia a la fricción, lo cual se incluye en el criterio de iniciación del agrietamiento en las juntas de mampostería. Este enfoque proporciona una representación precisa del comportamiento mecánico de las juntas bajo cargas combinadas de tracción y corte.

$$\tau_{critico} = c + \mu\sigma_n \quad (10)$$

Además, se establece el coeficiente de fricción de las juntas de mampostería para representar el comportamiento de deslizamiento por cizallamiento posterior a la falla, también conocido como comportamiento tangencial. La tensión de cizallamiento deslizante crítica τ_{desliz} se determina mediante la ley de fricción, expresada en la Ecuación 11, la cual define una relación lineal entre el coeficiente de fricción y la tensión de compresión normal. Esta formulación describe el deslizamiento de las unidades de mampostería cuando la tensión cortante presente en las juntas falladas excede la tensión de cizallamiento deslizante crítica τ_{desliz} .

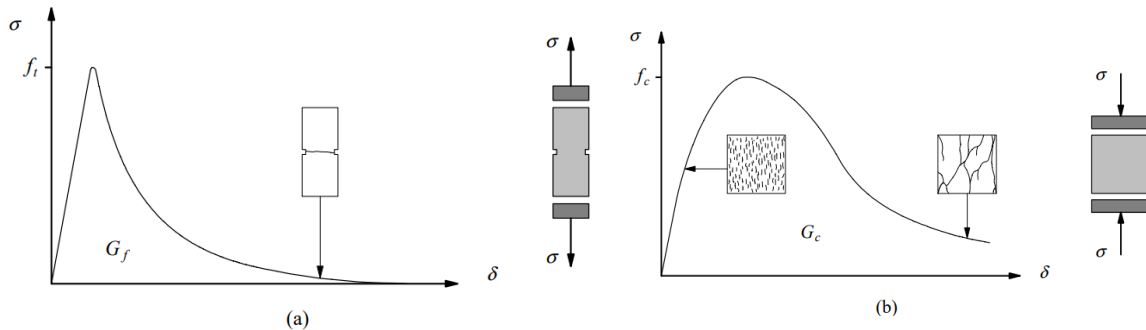
$$\tau_{desliz} = \mu\sigma_n \quad (11)$$

Falla en el modo I

La **Figura 23** muestra diagramas característicos de tensión (σ) - desplazamiento (δ) para materiales cuasi frágiles en tracción y compresión uniaxial. Como se menciona anteriormente en el comportamiento inelástico tanto en tensión como en compresión, su comportamiento puede describirse mediante la integral del diagrama tensión (σ) - desplazamiento (δ) (Vonk 1992). De tal forma se aplica la teoría de Vonk, donde en el modo I el área bajo la curva se representa como la

energía de fractura G_f para el comportamiento a tracción y energía de fractura compresiva G_{IC} en el comportamiento a compresión. Con este enfoque basado en la energía, el ablandamiento por tracción y compresión puede describirse dentro del mismo contexto aceptable porque los mecanismos de falla consecuentes son idénticos, es decir, se da el crecimiento continuo de grietas a nivel micro en el conjunto ladrillo-mortero.

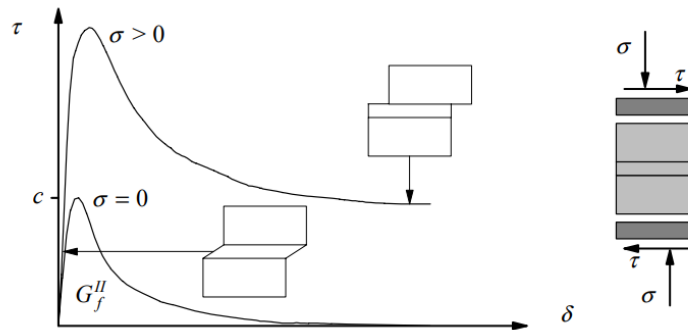
Figura 23. Comportamiento de materiales cuasi frágiles bajo carga uniaxial: a) carga de tracción; b) carga de compresión.



Nota. Adaptado de *Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto*, Lizárraga & Pérez, 2016.

Falla en el modo II

También en el estudio de Vonk (1992) y posteriormente de Laurenço (1996), se dejó en evidencia que la mampostería presenta otro tipo de mecanismo de falla, generalmente identificado como modo II. Este consiste en el deslizamiento de la interfaz unidad-mortero bajo carga de corte, la **Figura 24** muestra dicho mecanismo de falla. Este comportamiento inelástico en corte puede describirse mediante la energía de fractura de modo II (G_{IIC}), definida por la integral del diagrama corte (τ) - desplazamiento (δ) pero en ausencia de carga de confinamiento normal. La falla por corte es una característica destacada del comportamiento de la mampostería que va a ser estudiada en un análisis numérico por micro modelación (Laurenço, 1996).

Figura 24. Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzo cortante en el modo de energía II

Nota. Adaptado de *Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto*, Lizárraga & Pérez, 2016.

Por otro lado, la energía crítica de fractura en modo mixto, G_{TC} se obtiene a partir de la ley de Benzeggagh-Kenane (BK) ya que es la más adecuada cuando las energías críticas de fractura de ambas direcciones de corte (modo II y modo III) son las mismas, lo cual es el caso en juntas de mampostería. El exponente η , en la ley BK se establece como 2 suponiendo un comportamiento frágil en las juntas de mampostería (Abdulla et al., 2017).

Ley de Benzeggagh-Kenane

En 1996 Benzeggagh y Kenane desarrollaron una ley asociada al comportamiento de fractura en materiales compuestos, en especial cuando los materiales tienen modos de fractura mixtos. En su ley se establece una energía de fractura efectiva G_f para una combinación de modos mixtos de fractura asociado a los modos de falla presentes en los materiales (G_{IC} , G_{IIC}). De este modo, los autores buscaron una predicción de fallas en materiales compuestos, así como en sus interfaces de unión (Benzeggagh y Kenane, 1996).

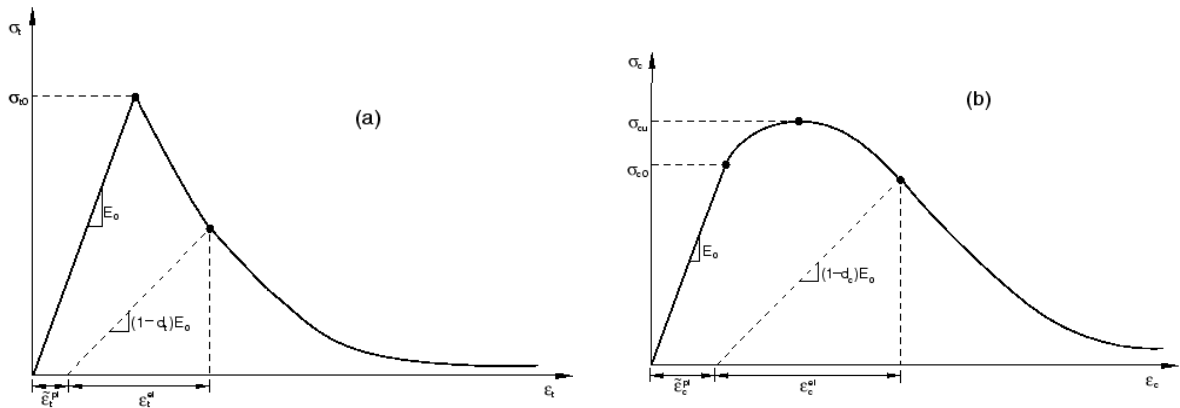
4.2.3.4. Concrete Damage Plasticity (CDP)

De manera general, es un modelo de daño continuo basado en la plasticidad de materiales como el concreto y otros materiales cuasi frágiles en cualquier tipo de estructura. En el método se supone que los mecanismos de falla principales son el agrietamiento por tensión y el aplastamiento por compresión del material, por este motivo la superficie de fluencia o falla está controlada por dos variables de endurecimiento ε_t^{pl} y ε_c^{pl} , vinculadas a los mecanismos de falla por tensión y por

compresión respectivamente. Las variables ε_t^{pl} y ε_c^{pl} se definen como las deformaciones plásticas equivalentes en tensión y compresión (Abaqus documentation, 2021).

Bajo tensión uniaxial, en el inicio se sigue una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación hasta que se alcanza el valor de tensión de falla o de rotura (σ_{to}), indicado en la **Figura 25**. Cuando se alcanza este punto comienzan las microfisuras en el material frágil, es decir, a partir de este momento se produce un ablandamiento en la curva de tensión-deformación que lleva a que se produzcan deformaciones en la estructura. De igual manera bajo compresión uniaxial, la respuesta es lineal hasta el valor de fluencia inicial (σ_{c0}), seguido se da un comportamiento de endurecimiento, ya en comportamiento plástico, seguido de un ablandamiento por deformación cuando se excede la resistencia máxima (σ_{cu}).

Figura 25. Respuesta de materiales cuasi frágiles a carga, a) en tensión y b) compresión



Nota. Adaptado de *Concrete damaged plasticity*, Abaqus documentation, 2021.

En la **Figura 25**, cuando se da una descarga del material en estudio, se presenta un ablandamiento por la deformación presentada al ejercer una carga sobre el mismo, por este motivo, la respuesta se debilita, con la rigidez elástica del material perdiéndose a medida que se aumentan los ciclos de carga y la deformación del elemento compuesto del material cuasi frágil, mostrando un daño o degradación. Para caracterizar este comportamiento en el material se usan dos variables de daño: d_t y d_c , funciones de las deformaciones plásticas y las variables en uso. Estas variables pueden tomar valores desde cero (0), que representa el material no dañado, hasta el valor de uno (1), que indica la pérdida total de resistencia.

Para calcular estas variables se utiliza el módulo de elasticidad inicial E_0 , donde el material no presenta daños, con esta variable se definen de igual forma las relaciones esfuerzo-deformación bajo tensión y compresión.

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0 \quad (12)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0 \quad (13)$$

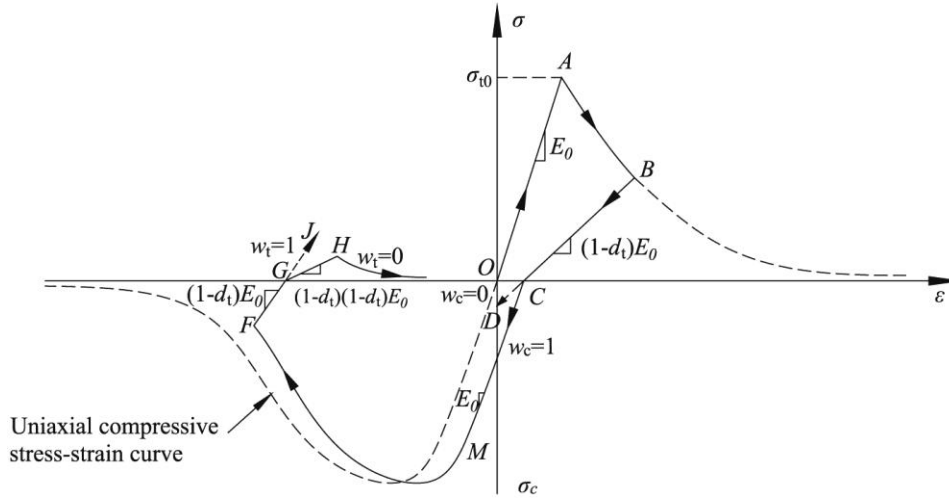
De aquí se define las ecuaciones para determinar el daño presente en el material con base en su resistencia a la compresión y tensión, involucrando la resistencia máxima en compresión σ_{cu} y tensión σ_{tu} , además de las curvas de esfuerzo-deformación.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{tu}} \quad (14)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} \quad (15)$$

Bajo condiciones de carga uniaxial, hay complejidad con respecto a los mecanismos de degradación, debido a que se involucran la apertura y cierre de microfisuras anteriormente formadas, experimentalmente se observa cierta recuperación de rigidez elástica a medida que la carga cambia en su parte negativa de desplazamiento en cargas cíclicas. Por este motivo, Abaqus permite la definición de este parámetro, donde se especifica directamente los factores de recuperación de rigidez w_t y w_c (Abaqus documentation, 2021).

En la mayoría de los materiales cuasi frágiles, la rigidez a compresión se recupera cuando se cierra la grieta, a medida que la carga cambia de tensión a compresión. De forma contraria la rigidez en tensión no se recupera al cambiar la carga de compresión a tensión, una vez que se han presentado microfisuras por aplastamiento. Todo esto Abaqus lo define en variables de $w_t = 0$ y $w_c = 1$, como valor predeterminado en ciclos de carga uniaxial. Finalmente la **Figura 26** da un ejemplo de este comportamiento.

Figura 26. Ciclo de carga uniaxial (tensión-compresión-tensión) con valores predeterminados

Nota. Adaptado de *Concrete damaged plasticity*, Abaqus documentation, 2021.

4.2.3.5. Comportamiento elástico de las unidades expandidas

En la investigación de Abdulla et al., (2016), se menciona un criterio para el análisis preciso de la mampostería por el método de micro modelación simplificada, este se basa en el ajuste del módulo de elasticidad de los materiales en contacto. Debido a que la unidad de ladrillo se expande, abarcando el espesor del mortero, la interfaz en el paño va a estar dada por el módulo de elasticidad de un único material expandido. Este valor se debe determinar teniendo en cuenta los módulos de elasticidad de la unidad de ladrillo original y del mortero. Para dicho propósito el autor propone la Ecuación 16 basada en una unión de apilamiento entre unidades y una distribución uniforme de tensiones.

$$E_{adj} = \frac{HE_u E_m}{nh_u E_m + (n-1)h_m E_u} \quad (16)$$

4.2.4. Análisis de la mampostería confinada

El comportamiento de la mampostería confinada presenta distintas formas de análisis, al ser un elemento compuesto de diferentes materiales, se caracteriza por su fragilidad alrededor de ciertos planos estructurales. Orduña (2001) menciona la importancia de analizar el estado de daño

de la mampostería, debido a que, a partir de cierto nivel de deformación, el daño se propaga a todos los elementos estructurales del muro. Esto hace que el comportamiento de las unidades y el mortero presente similitudes con el del concreto que conforma los elementos de confinamiento, aunque sus propiedades mecánicas tanto lineales como no lineales pueden diferir entre cada uno de los elementos. Además, la interfaz mortero- ladrillo determina el comportamiento global de la estructura, ya que el agrietamiento por tensión o el deslizamiento por esfuerzos tangenciales están directamente influenciados por esta interacción.

La importancia del análisis de este sistema estructural radica en comprender la interacción entre cada material que conforma a la mampostería confinada, de esta manera una evaluación a detalle de los estados elásticos e inelásticos bajo diversas condiciones de carga implica una evaluación integral de su comportamiento estructural.

4.2.4.1. Análisis elástico

Se asocia a la etapa inicial de la evaluación del comportamiento estructural, y su enfoque se da en la respuesta del sistema estructural bajo cargas que no superan los límites elásticos de los materiales. Con este enfoque se pretende conocer la rigidez elástica de la estructura, su distribución de esfuerzos y la capacidad de la estructura bajo cargas gravitacionales y laterales de baja intensidad. Este análisis se basa en la suposición de que tanto la mampostería como los elementos de confinamiento se comportan de manera lineal, es decir, los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones, además, se considera que no hay deformaciones permanentes en la estructura (Calvo, 2019). Aunque el análisis elástico no considera fallas o daños, si permite identificar zonas de la estructura donde se concentran los esfuerzos, como la intersección entre el paño y los elementos de confinamiento.

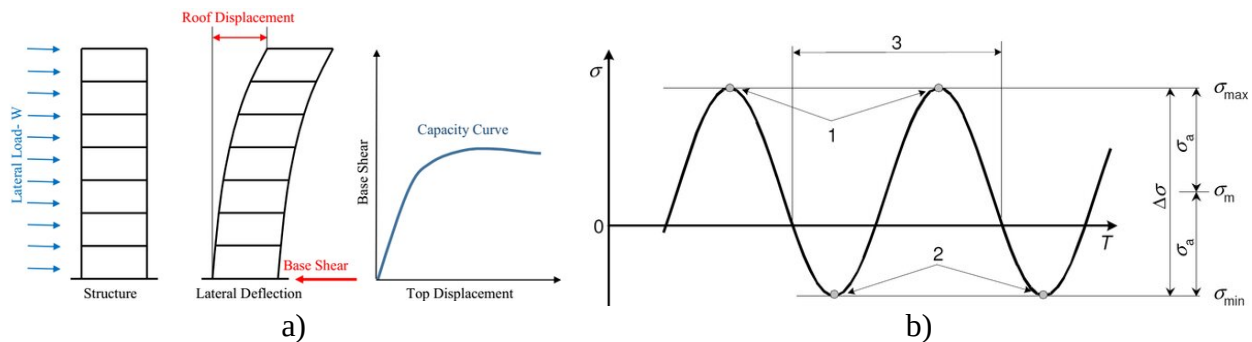
4.2.4.2. Análisis inelástico

La etapa siguiente del análisis de una estructura se presenta aquí, este comportamiento se da inducido por cargas de sismo severas, donde se considera el comportamiento no lineal de los materiales, que incluyen el agrietamiento, la fluencia y la degradación de rigidez. Su enfoque es esencial para comprender como el sistema estructural responde a cargas extremas, disipando la energía recibida. Como lo menciona Borah et al., (2019) el análisis inelástico de las estructuras permite identificar mecanismos de falla como el agrietamiento diagonal en los muros de mampostería, la fluencia del acero de refuerzo en los elementos de confinamiento o el

aplastamiento por la carga axial que recibe. Además, se pueden estudiar criterios de daño, que posteriormente se evalúan, para conocer el estado de la estructura bajo diferentes niveles de carga.

Para determinar la capacidad de la estructura para resistir cargas extremas, así como su ductilidad, como lo indica la **Figura 27**, se pueden realizar mediante diferentes métodos: estos pueden ser estáticos como el análisis Pushover; método está basado en la comparación de los espectros de requerimientos y los espectros de diseño, la intersección entre ellos determina el rendimiento estructural; de esta manera es posible analizar el daño probable que puede ocurrir en las estructuras. En este método se somete la estructura a una serie de fuerzas laterales incrementales, explorando su comportamiento en el rango inelástico. La conclusión del procedimiento se alcanza al llegar al límite del muro o cuando se produce el colapso, generando así la curva de capacidad del sistema (Torre 2019).

Figura 27. Métodos para el análisis inelástico en estructuras: a) análisis pushover; b) aplicación de cargas cíclicas



Nota. Adaptado de *Behaviour of Multi-Storey RC Building Under Seismic Load Using Pushover Analysis*, Abdullah & Kulkarni, 2021.

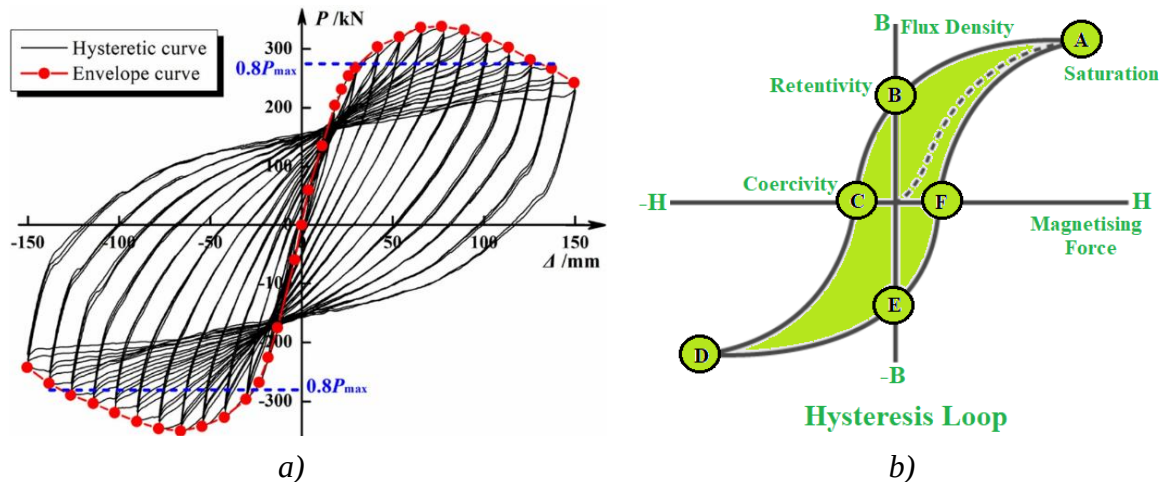
Por otro lado, otro método de estudio de una estructura es la aplicación de cargas cíclicas, como la que generan los sismos en una estructuras. La carga cíclica es una idealización de las cargas que se aplican a las estructuras, esta carga puede ser una tensión o deformación periódica con una frecuencia determinada y una amplitud definida (Silitonga et al., 2013).

4.2.4.3. Análisis histerético

Es un método que estudia el comportamiento no lineal de materiales y estructuras sometidas a cargas cíclicas o dinámicas. Este análisis relaciona la fuerza y el desplazamiento bajo una carga repetitiva, curva que refleja la capacidad de disipación de energía a través de ciclos de carga y descarga. Estas curvas representan la fuerza-deformación o momento-curvatura, conocidos como

bucles histeréticos. La **Figura 28** ilustra la disminución de rigidez y resistencia de la estructura a medida que se aumentan los desplazamientos. También permiten obtener la ductilidad definida como la capacidad de una estructura de resistir ciclos en ambas direcciones que generan deformaciones inelásticas sin una degradación alta de la resistencia (Mughrabi, 2001).

Figura 28. a) Comportamiento estructural ante la aplicación de cargas cíclicas y b) lazo de histéresis de un ciclo de carga aplicado



Nota. Adaptado de *Seismic Behavior of Steel Reinforced Ultra-High Strength Concrete Composite Frame: Experimental and Numerical Study*, Zhang et al., 2024.

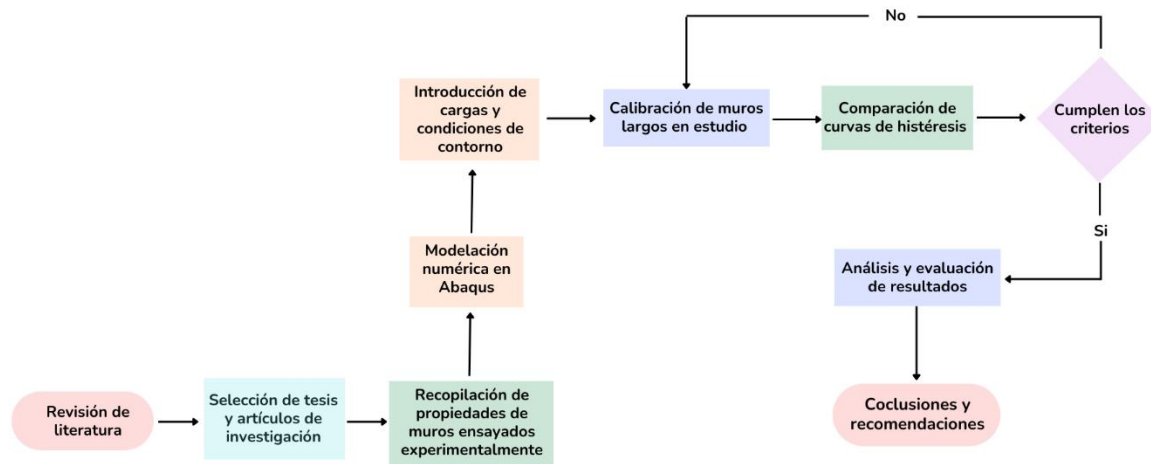
Los bucles de histéresis representan la cantidad de energía de deformación producida por la estructura debido a la aplicación de una carga cíclica. El área encerrada por el bucle, también llamado lazo histerético, es una medida de la densidad de energía de deformación plástica (Albinmoussa et al., 2022). La rigidez inicial es la pendiente de la curva fuerza-deformación en el rango elástico, valor que se va degradando con el aumento del número de ciclos debido al daño acumulado en la microestructura del material. La resistencia máxima representa el punto máximo de carga que puede soportar la estructura antes de la falla, mientras que la disipación de energía se mide a partir del área encerrada por el bucle histerético.

5. Diseño metodológico

5.1. Estructura de análisis

Con el propósito de cumplir con los objetivos planteados en esta investigación, se siguieron una serie de pasos como se muestra en la **Figura 29**.

Figura 29. Metodología para la realización de la investigación



5.1.1. Revisión de literatura

Dado el enfoque numérico de esta investigación, se realizó una recopilación y un análisis detallado de la literatura existente sobre muros largos de mampostería confinada. Los muros tienen relación $h/l < 1$ y dos de ellos presentan más de dos columnas de confinamiento debido a su extensión. El análisis incluyó una revisión de su comportamiento inelástico, el uso del método de elementos finitos para su modelación y la implementación de estos modelos estructurales en el software Abaqus. Por tal motivo, se consultaron artículos científicos, libros de ingeniería, tesis académicas y normas técnicas pertinentes.

5.1.2. Definición de propiedades de los materiales

Una vez fueron seleccionados los muros a modelar en este estudio, se recopilaron las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la mampostería y sus elementos de confinamiento. Esto incluyó características como la resistencia y rigidez de los materiales

(mampostería y concreto), reportadas en la investigación. Adicionalmente, fue necesario definir las propiedades específicas requeridas para una micro modelación simplificada. Por este motivo, se recurrió tanto a ecuaciones propuestas por distintos autores en la literatura especializada como a experiencias previas de modelaciones numéricas que han mostrado buenos resultados en la simulación del comportamiento estructural.

5.1.3. Desarrollo y calibración del modelo numérico

Una vez definidas las propiedades de los materiales, se llevaron a cabo diversas simulaciones con el objetivo de analizar y evaluar el impacto de estas propiedades en los resultados obtenidos. Esta etapa de la investigación fue importante, debido a que, permitió afinar la parametrización del modelo, logrando una buena aproximación entre los resultados numéricos y los valores experimentales reportados en la literatura de los diferentes muros analizados.

5.1.4. Análisis de resultados

Para el análisis de los resultados obtenidos, se realizó una comparación entre los ciclos de histéresis generados mediante la simulación y los resultados experimentales. También, se compararon las curvas envolventes correspondientes a cada muro modelado. Posteriormente, se estudiaron los esfuerzos principales, presiones entre elementos, desplazamientos laterales y deformaciones plásticas generados en cada uno de los muros. Finalmente, se identificaron y describieron los mecanismos de falla presentes en cada simulación.

5.1.5. Conclusiones y recomendaciones

En esta sección se establecieron las conclusiones derivadas de la comparación entre los resultados numéricos obtenidos y las respuestas experimentales reportadas de los muros largos de mampostería confinada. Además, se proponen algunas recomendaciones orientadas a la correcta modelación de este tipo de muros en el software Abaqus, con el fin de facilitar su aplicación y optimización en investigaciones futuras.

6. Micromodelación de muros largos

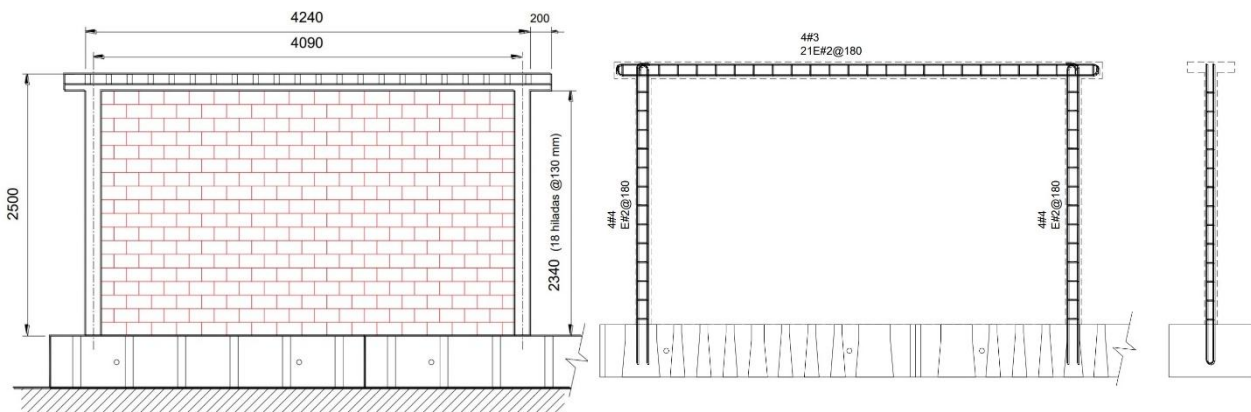
6.1. Propiedades del muro M1 ($h/l=0.59$)

Para el desarrollo de esta investigación, se utilizaron las propiedades geométricas y mecánicas de muros ya ensayados experimentalmente. En particular, se tomó como referencia el trabajo realizado por los ingenieros Leonardo Flores y Juan José Pérez Gavilán en el año 2008. En el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), llevaron a cabo una serie de ensayos experimentales de muros de mampostería confinada con el objetivo de estudiar su comportamiento elástico, sus mecanismos de falla, patrones de agrietamiento y etapas avanzadas de daño.

Al ser una continuación de una investigación previa, su enfoque se basa en el análisis de muros construidos con ladrillos de arcilla extruida multiperforada, siendo objeto de estudio un total de seis muros con diferente relación de aspecto h/l . Para esta investigación se usaron tres de estos muros con relación $h/l < 1$. Debido a que los tres muros se construyeron con las mismas unidades de arcilla se describen inicialmente las propiedades geométricas de las unidades, así como sus propiedades mecánicas.

El primer muro en analizar es el muro llamado ME5 de la investigación experimental de Flores & Gavilán (2008). El modelo tiene una altura de 2.5m donde se incluyen 10 cm de losa y castillos de 120x150 mm con el acero de refuerzo indicado en la **Figura 30**.

Figura 30. *Propiedades geométricas y refuerzo en los elementos de confinamiento*

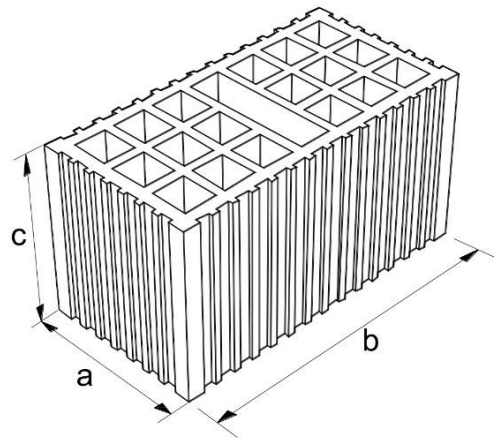


Nota. Adaptado de *Ensayo de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

6.1.1. Propiedades de la unidad de ladrillo de arcilla

Se hicieron pruebas en un total de 20 especímenes de ladrillos de arcilla multiperforados, para obtener un promedio de sus dimensiones por cara, cada unidad contenía estrías en las caras laterales para mejorar su adherencia. La **Figura 31** indica las secciones y composición del material, además la **Tabla 1** presenta el promedio de las dimensiones del elemento.

Figura 31. Detalle del ladrillo de arcilla usado en las pruebas experimentales



Nota. Adaptado de *Ensaye de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

Tabla 1. Propiedades geométricas de una unidad de ladrillo

No.	Peso (kg)	Dimensiones en mm		
		a	b	c
Prom	2.58	11.8	22.6	11.9

Nota. Adaptado de *Ensaye de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

El peso volumétrico de las unidades depende de la forma de análisis, ya que, si se considera como un área neta toda la unidad, esta tiene un valor aproximado de $P_{bruto} = 1850 \text{ kg/m}^3$. Sin embargo, considerando solo el área bruta generada sin incluir las perforaciones su valor es de $P_{neto} = 816 \text{ kg/m}^3$.

Posteriormente, se tiene el ensayo a compresión de las unidades de arcilla con el fin de obtener la resistencia a la compresión de las unidades (f'_{cu}). Flores & Gavilán (2008) mencionan que se seleccionaron 20 unidades aleatorias del total usado en la construcción de los especímenes. El procedimiento siguió los lineamientos de la norma técnica mexicana (NTCM-2004). La **Tabla 2** resume los valores promedios de los ensayos.

Tabla 2. *Propiedades generales de las unidades en promedio*

Unidad	Dimensiones (cm)			Carga	Área	Esfuerzo
	a	b	c	kg	cm ²	Kg/cm ²
Prom	11.8	22.6	11.9	50770	266.5	190.6

Nota. Adaptado de *Ensayo de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

El esfuerzo promedio es $f'cu_{prom} = 190.6 \text{ Kg/cm}^2 = 18.7 \text{ MPa}$. La relación de poisson se estableció de acuerdo con lo establecido en los ensayos experimentales, $\nu = 0.15$.

Respecto de los módulos de elasticidad y de cortante, se emplearon las ecuaciones del Capítulo D, del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), que permite estimar estos valores, en función de la resistencia a la compresión del material.

$$E_u = 750 * f'cu_{prom} = 14025 \text{ MPa} \quad (17)$$

$$G_u = 0.4 * E_u = 5610 \text{ MPa} \quad (18)$$

Para la micro modelación simplificada, la unidad de ladrillo de la **Figura 31** presentó dificultades en el mallado debido a su configuración. Como lo explica Borah et al., (2019) una malla regular de los elementos genera resultados acertados y un menor esfuerzo computacional, debido a la disminución en el tiempo de análisis. Más adelante se explica la importancia de estos puntos en el software de análisis. En esta instancia solo se realizó una homogenización del ladrillo, de tal forma que fuera posible modelarlo como un ladrillo macizo, sin perder sus propiedades mecánicas, ni aumentar su capacidad estructural.

De acuerdo con la investigación de Lizárraga (2011) se utilizó las dimensiones de la **Tabla 2** para la geometría de las unidades modeladas, sin embargo, para definir su peso volumétrico se usó el valor de su peso neto, de tal forma que su capacidad estructural no se vea significativamente aumentada por el cambio de configuración del ladrillo.

6.1.2. Resistencia a la compresión de la mampostería

Los autores aplicaron las ecuaciones recomendadas en la norma mexicana para calcular la resistencia a compresión, además del módulo de elasticidad de la mampostería; la **Tabla 3** resume estos valores.

Tabla 3. Resultados experimentales de tres pilas de mampostería

Ensayo	Área bruta cm ²	Carga Kg	Esfuerzo bruto, f_{mam} (Kg/cm ²)	Esfuerzo diseño, f'_{mam} (MPa)	Módulo de elasticidad E_{mam} (Mpa)	Deformación unitaria ϵ_{fmam}
M1-P1	267.9	27900	104.16			0.0032
M1-P2	266.8	33600	125.96	7.9	4397	0.0030
M1-P3	258.7	27600	106.70			0.0023

Nota. Adaptado de *Ensaye de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

6.1.3. Compresión en el mortero

En la **Tabla 4** se resumen los resultados obtenidos por los autores para estimar la resistencia a la compresión del mortero.

Tabla 4. Ensayo experimental de cilindros de mortero

Ensayo N°	Peso vol t/m^3	Esfuerzo f_m , kg/cm^2	Esfuerzo prom f'_m , MPa
M1-1	1.73	116.8	
M1-2	1.75	162.2	13.35
M1-3	1.73	144.4	
M1-4	1.90	120.6	

Nota. Adaptado de *Ensaye de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

Además, usando la Ecuación 20 se calculó el módulo de elasticidad del mortero, al no encontrar datos de ensayos experimentales. Esta ecuación empírica es formulada en la investigación de Lizárraga (2011), donde también buscan caracterizar el comportamiento del mortero, motivo por el que formula una relación entre los ensayos de las unidades de arcilla y las pilas de mampostería a compresión.

$$E_m = \frac{L_m(3k_e k_t)}{A_m(k_t - 4k_e)} \quad (19)$$

$$k_t = \frac{A_t E_t}{L_t} \quad (20)$$

$$k_e = \frac{A_p E_p}{L_p} \quad (21)$$

Con:

A_t : Área efectiva de la unidad.

E_t : Módulo de elasticidad de la unidad.

L_t : Altura de la unidad.

k_t : Rigidez axial de la unidad.

A_p : Área bruta de la mampostería.

E_p : Módulo de elasticidad de la mampostería.

L_p : Altura de la mampostería.

k_e : Rigidez equivalente.

L_m : Espesor del mortero.

A_m : Área del mortero.

E_m : Módulo de elasticidad del mortero.

Finalmente aplicando la Ecuación 20 se obtiene un módulo de elasticidad del mortero de $E_m = 1685 \text{ MPa}$; además, el módulo de cortante se define como el 40% del módulo de elasticidad como lo recomiendan diferentes códigos de diseño, entre ellos la NSR-10 o la NTCM-2017, siendo igual a $G_m = 674 \text{ MPa}$.

6.1.4. Compresión en el concreto

La **Tabla 5** resume los resultados de las principales propiedades como la resistencia a la compresión del concreto, el módulo de elasticidad y la relación de poisson.

Tabla 5. *Ensayos experimentales en cilindros de concreto para los diferentes elementos de confinamiento*

Ensayo	Descripción	Peso Vol <i>kg/m³</i>	Edad días	Carga kg	Esfuerzo <i>f'c</i> <i>kg/cm²</i>	<i>E_c</i> <i>MPa</i>	<i>ν</i>	<i>f'c prom</i> <i>MPa</i>
M1-1-1	Castillos	2042	36	40600	231.8	11301	0.15	22.2
M1-1-2		2024	36	40000	225.2	10754	0.10	
M1-1-3		2036	36	41800	236.7	11986	0.15	
M1-2-1	Vigueta y losa	2107	27	44000	249.0	11038	0.14	23.3
M1-2-2		2087	27	39400	223.7	11516	0.14	
M1-2-3		2081	27	38600	218.3	12490	0.17	
Promedio		2065			232	11497	0.14	22.7

Nota. Adaptado de *Ensaye de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

6.1.5. Definición de parámetros para Concrete Damage Plasticity (CDP)

Este criterio, cómo ya se mencionó, permite simular el comportamiento no lineal basado en la plasticidad, buscando el endurecimiento y ablandamiento isotrópico de los materiales bajo aplastamiento por compresión y fisuración por tensión. Para analizar este comportamiento, en Abaqus, se requiere definir diferentes ensayos y criterios de falla del material, en este caso mampostería y concreto.

Para definir las curvas de esfuerzo-deformación de los materiales, primero se deben conocer algunos parámetros que definen el flujo plástico potencial no asociado y la función de rendimiento. El flujo potencial no asociado (G), se usa para garantizar que la dirección del flujo este definida de forma única. En contextos donde se aplican cargas cíclicas, modelos constitutivos como Drucker-Prager permiten presentar una plasticidad perfecta, así como el comportamiento de un endurecimiento isótropo de materiales granulares. El endurecimiento isótropo se considera por los investigadores como un modelo adecuado para resolver problemas en los que las deformaciones plásticas superan la fluencia. Si las formas de las curvas de esfuerzo-deformación difieren a distintas velocidades de deformación, estos valores se introducen como un límite elástico frente a la deformación plástica equivalente (Abaqus documentation, 2021).

La función hiperbólica de la Ecuación 23, es una aproximación al potencial del flujo lineal de Drucker-Prager, que se define como un criterio de fluencia en el plano meridional que relaciona

el flujo inelástico a ángulos de dilatación y fricción separados, proporcionando flexibilidad para ajustar valores experimentales del material en tensión y compresión.

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi \quad (22)$$

Donde,

ψ , es el ángulo de dilatación medido en el plano $p - q$ a alta presión de confinamiento;

σ_{t0} , es la tensión de tracción uniaxial en el momento de la falla, tomada de la curva de esfuerzo-deformación;

ϵ , es un parámetro denominado excentricidad, que define la velocidad a la que la función se aproxima a la asíntota.

La excentricidad potencial del flujo predeterminada es $\epsilon = 0.1$, implicando que el material tiene casi el mismo ángulo de dilatación en un amplio rango de valores de tensión de presión de confinamiento. Aumentar este valor proporciona más curvatura al potencial de flujo, lo que implica que el ángulo de dilatación aumenta más rápidamente a medida que disminuye la presión de confinamiento. El ángulo de dilatación para materiales granulares como el concreto o la arcilla tiene un rango de valores de 30° a 40° , siendo este valor mayor en la arcilla con respecto al concreto, por su capacidad de deformación volumétrica un poco superior al concreto. La definición de estos parámetros es indispensable para que el criterio CDP sea aplicado a cabalidad en el material granular en estudio.

Por otro lado, la función de rendimiento propuesta por Lubliner et al., (1989) y posteriormente modificada por Lee & Fenves (1998) describe una falla plástica del material que tiene en cuenta la evolución de la resistencia en tensión y compresión. Esta evolución está controlada por variables de endurecimiento ϵ_t^{pl} y ϵ_c^{pl} en términos de tensiones efectivas. De aquí se derivan dos parámetros a definir en el comportamiento de los materiales en CDP.

f_{b0}/f_{c0} , es la relación entre la tensión de fluencia por compresión equibiaxial inicial y la tensión de fluencia por compresión uniaxial inicial. Abaqus define un valor de 1.16 como predeterminado.

K , es la relación entre el segundo invariante de tensión en el meridiano de tracción, este valor debe estar dentro de una condición de no ser mayor a 1 y menor o igual a 0.5. Por tal motivo se recomienda valores de $2/3$ para las simulaciones.

Finalmente, se define la regularización viscoplástica, criterio que se presenta en materiales con comportamiento de ablandamiento y con degradación de rigidez. Dichos materiales normalmente presentan problemas de convergencia en análisis explícitos para el software Abaqus. Su principal función es regular el comportamiento viscoplástico haciendo que la rigidez tangente constante del material ablandado se vuelva positiva para incrementos de tiempo suficientemente pequeños. El uso de valores superiores a cero ayuda a mejorar la tasa de convergencia, sin embargo, la aproximación de este valor a 1 puede afectar la precisión en los resultados.

A continuación, en la **Tabla 6** se hace un resumen de los parámetros mencionados para cada material (ladrillo y concreto), al que se le asignó comportamiento inelástico con el criterio CDP.

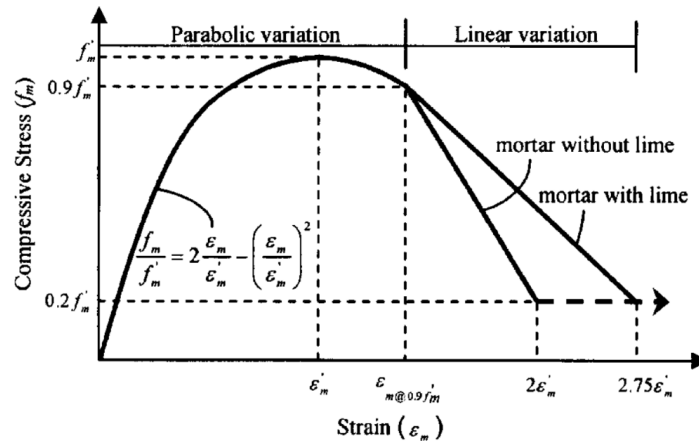
Tabla 6. Valores usados para definir el comportamiento inelástico en CDP.

Plasticidad en el concreto para CDP		Plasticidad en el ladrillo para CDP	
ψ	31	ψ	34
ϵ	0.1	ϵ	0.1
f_{b0}/f_{c0}	1.16	f_{b0}/f_{c0}	1.16
K	2/3	K	2/3
Parámetro de viscosidad	0.0001	Parámetro de viscosidad	0.0001

Para determinar las propiedades mecánicas de cada material se usaron los resultados experimentales mencionadas por los autores en su investigación, además de utilizar algunos modelos propuestos por diferentes autores.

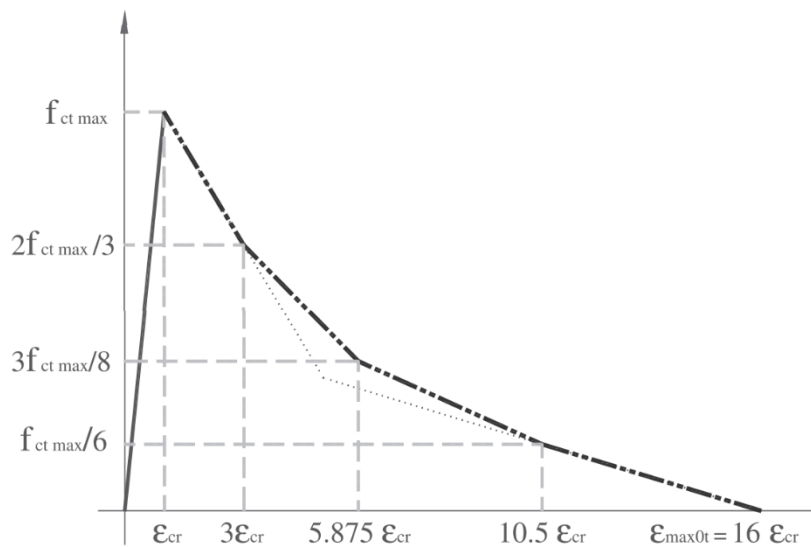
6.1.5.1. Curva esfuerzo-deformación del ladrillo

A partir de los valores de resistencia a compresión del ladrillo y del mortero, se empleó el modelo analítico desarrollado por Kaushik et al., (2007), para construir la curva constitutiva de la unidad expandida, como se muestra en la **Figura 32**. Este modelo analítico ha sido usado en diversas investigaciones y teniendo buenos resultados como en la realizada por Dawood et al., (2020).

Figura 32. Curva idealizada de esfuerzo-deformación a compresión para la unidad expandida.

Nota. Adaptado de *Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression*, Kaushik et al., 2007.

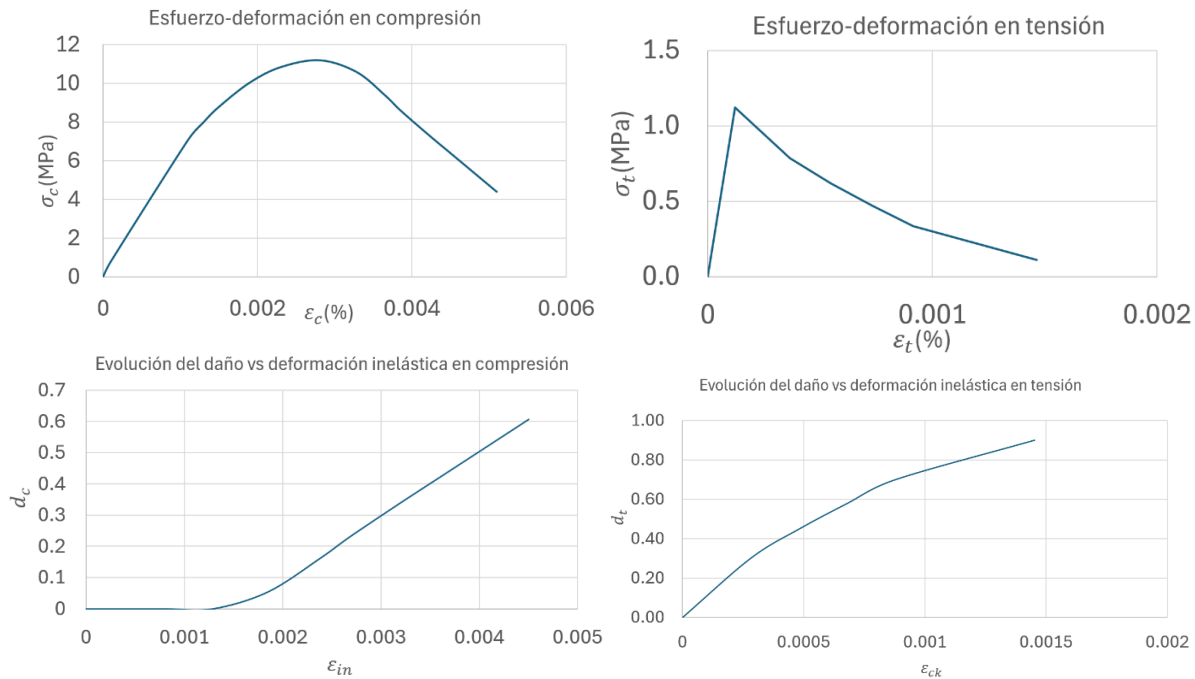
Ahora, para determinar el comportamiento en tensión de la unidad, se utilizó el modelo propuesto por Kent & Park (1971) y posteriormente mejorado por Allam et al., (2013). Además, para determinar el valor de la resistencia máxima en tensión de las unidades como lo recomienda Dawood et al., (2020) se asocia a aproximadamente el 10% de la resistencia a compresión de las unidades de ladrillo, la **Figura 33** ilustra el modelo utilizado.

Figura 33. Curva de esfuerzo-deformación a tensión para la unidad expandida

Nota. Adaptado de *Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members*, Alexandria Engineering Journal Volume 52, Allam et al., 2013.

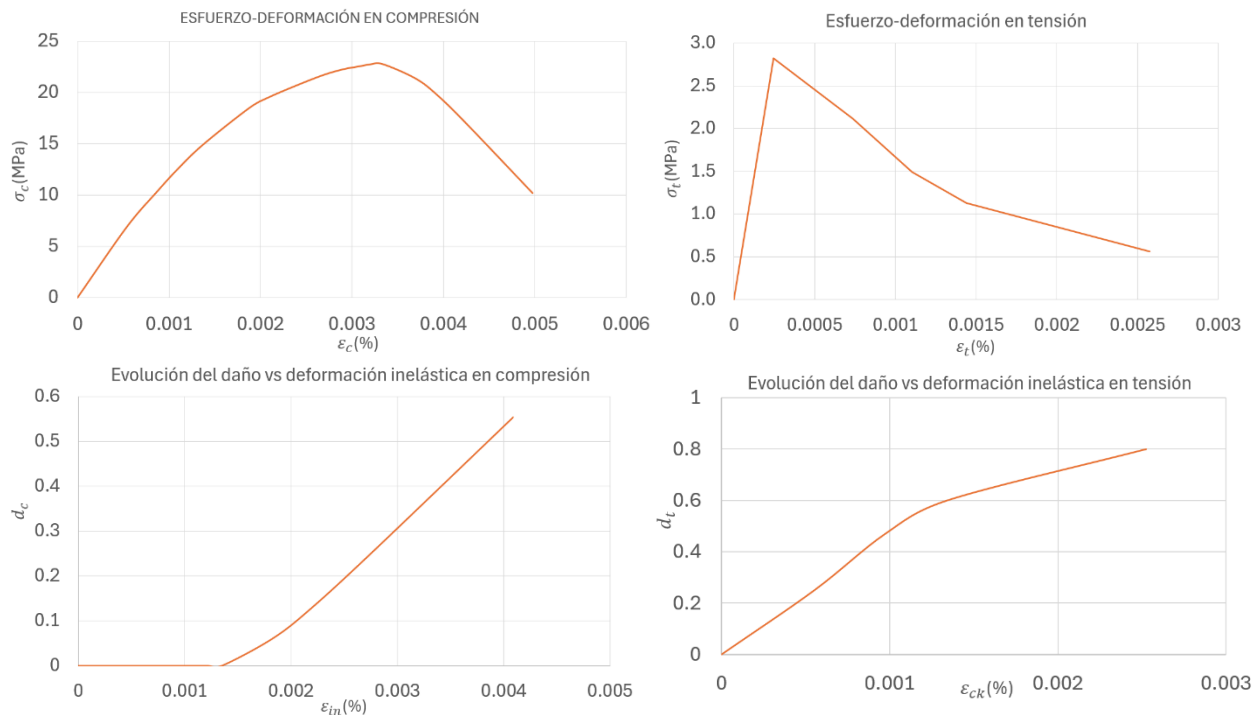
Con las curvas a usar definidas, el siguiente paso fue realizar las gráficas necesarias para definir el comportamiento plástico en el modelo CDP de las unidades. La **Figura 34** presenta el comportamiento en compresión y tensión de las unidades.

Figura 34. Curvas de esfuerzo-deformación de las unidades de ladrillo.



6.1.5.2. Curva esfuerzo-deformación del concreto

Para el concreto, de los ensayos experimentales se tiene la curva de esfuerzo-deformación en compresión. Con la resistencia a la compresión del concreto de $f'_c = 22.79 \text{ MPa}$ y las recomendaciones de algunos códigos de diseño como el American Concrete Institute o ACI 363 (2010), se obtuvo la máxima resistencia a la tensión. En la **Figura 35** se presenta la curva constitutiva en tensión del concreto, usando nuevamente el modelo mejorado por Allam et al., (2013).

Figura 35. Curvas de esfuerzo-deformación del concreto.

6.1.6. Propiedades elásticas e inelásticas para la micro modelación simplificada

Una vez definidas las propiedades de los materiales del muro en estudio, se determinaron los demás parámetros adicionales requeridos para la micro modelación simplificada.

En primer lugar, se calculó el módulo de elasticidad de las unidades de ladrillo expandido, usando la Ecuación 16, formula que considera los módulos de elasticidad del ladrillo y del mortero. Según Abdulla (2017) esta relación se basa en una supuesta unión de apilamiento entre unidades y una distribución uniforme de tensiones. Con los siguientes datos se obtiene:

$H = 2340 \text{ mm}$, altura del muro de mampostería.

$n = 18$, número de hiladas de ladrillo.

$h_u = 120 \text{ mm}$, altura del ladrillo.

$h_m = 10 \text{ mm}$, espesor del mortero.

$E_m = 1685 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad del mortero.

$E_u = 14025 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad de la unidad de ladrillo.

$$E_{adj} = 9180 \text{ MPa}$$

Para obtener la respuesta elástica de las interfaces de las juntas se utilizaron las ecuaciones 7 y 8. Los parámetros de cada ecuación se obtuvieron con base en la dirección en la que se simula el modo de falla de las unidades, es decir, la falla por tracción y el deslizamiento por corte.

$$K_{nn} = 191.5 \text{ N/mm}^3$$

$$K_{ss} \text{ y } K_{tt} = 76.6 \text{ N/mm}^3$$

Para la resistencia de unión a la tracción de las unidades (t_n^{max}) se recomienda un tercio de la resistencia a la flexión del sistema de mampostería, sin embargo, este valor no se obtiene con los ensayos experimentales de los materiales. Por otro lado, Laurenço (1998), Gooch et al., (2023), Noletto et al.,(2021) mencionan la importancia de utilizar rangos adecuados para una correcta simulación de la resistencia a tensión en la dirección normal y de corte en las uniones de mortero-ladrillo. Dependiendo de la combinación unidad-mortero y de la relación cemento-cal-arena utilizada en el mortero de pega se pueden tomar valores entre 0.3 a 0.9 MPa. Un valor bajo puede generar fallas prematuras en las interfaces, presentándose fallas por corte diagonal antes de llegar a la capacidad máxima de la estructura.

Respecto a la falla en el modo I (GIC), Laurenço (1999) define la energía de fractura como un valor que depende de la resistencia de unión a tracción de las unidades, estableciendo un rango de valores entre 0.005 a 0.02 para valores de t_n^{max} entre 0.3-0.9 Mpa. Por su parte, en un estudio más reciente, Angelillo y Laurenço (2014), señalan que este valor depende del espesor de mortero entre las unidades, recomendando un valor de 0.012 N/mm en ausencia de información. Sin embargo, si el muro presenta un comportamiento estructural limitado, es decir, con baja capacidad de resistencia previa al agrietamiento, se puede aumentar progresivamente este valor con el fin de ajustar la respuesta numérica a la realidad física del sistema.

La falla en el modo II (G_{IIC}) tiene un rango de valores amplio, debido a la diferencia en los resultados de los ensayos realizados a los materiales. Según Laurenço (1999), este parámetro tiene valores entre 0.01-0.25 N/mm. Por otro lado, Lizárraga (2016) en su investigación menciona que un valor típico en mampostería confinada puede ser 0.4 N/mm, debido al aumento en su resistencia por los elementos de confinamiento.

La cohesión (c) controla la capacidad de las juntas de mampostería para resistir esfuerzos cortantes antes de que ocurran deslizamientos, y está estrechamente ligado a la resistencia de unión a la tracción de las unidades (t_n^{max}). Su valor según Abdulla (2017) es 1.4 veces el valor de t_n^{max} .

Otra propiedad en las interfaces de unión de las unidades y el mortero es el coeficiente de fricción (μ), asociado al criterio de Mohr-coulomb, con rangos de 0.7 a 1.2, siendo 0.75 en adelante valores adecuados para la interfaz en estudio.

La **Tabla 7** resume las propiedades definidas para las unidades expandidas, y las interfaces de unión entre estos elementos.

Tabla 7. *Propiedades constitutivas de los elementos para la micromodelación simplificada*

Propiedad	Valor	Propiedad	Valor
E_u (MPa)	14025	t_n^{max} (MPa)	0.5
E_m (MPa)	1685	G_{IC} (N/mm)	0.025
G_u (MPa)	5610	G_{IIC} (N/mm)	0.9
G_m (MPa)	674	c (MPa)	0.75
E_{adj} (MPa)	9180	μ	0.75
K_{nn} (N/mm ³)	191.5	σc (MPa)	11.2
K_{ss} (N/mm ³)	76.6	<i>Coef. BK</i>	2
K_{tt} (N/mm ³)	76.6	Recuperación de rigidez en compresión- Ladrillo	0.5
		Recuperación de rigidez en tensión- Ladrillo	0.7

A partir de los resultados de la **Tabla 7**, se resalta la relevancia de los parámetros de recuperación de rigidez tanto en tensión como en compresión. Estos valores influyen directamente en la disipación de energía durante los ciclos de carga y descarga del análisis, particularmente en la formación de los lazos de histéresis generados durante la alternancia entre compresión y tensión.

Esta disipación de energía, aunque introducida de forma artificial mediante el modelo, es fundamental para representar adecuadamente el comportamiento inelástico del material. En la definición de concrete damage plasticity se da una explicación más a detalle de esta propiedad en el análisis inelástico asociado a la **Figura 26**.

Con todas las propiedades definidas, se comenzó con la modelación, además los valores de la **Tabla 7** fueron cambiando a medida que se realizaban ensayos y se iba calibrando el comportamiento histerético del muro en estudio.

6.1.7. Modelo en Abaqus

Para el desarrollo de esta investigación se usó el software Abaqus, debido que permite el control diferencial de enlaces discontinuos, ocasionados por la interacción entre dos materiales de características diferentes.

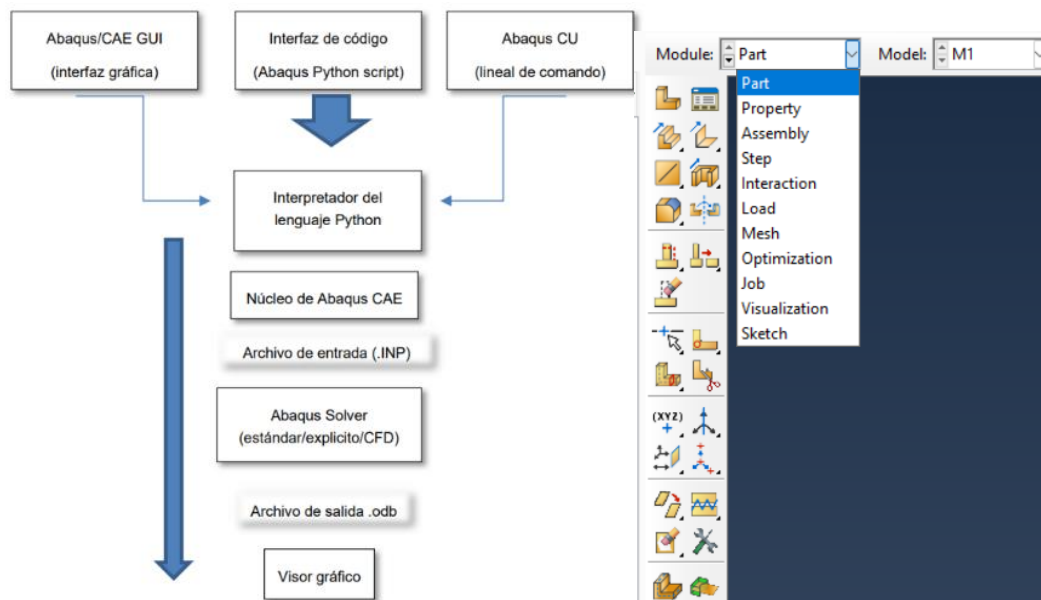
Para el análisis histerético de los muros se utilizaron las siguientes interfaces del programa:

i) Abaqus/CAE (Complete Abaqus Environment): es un entorno gráfico que permite realizar el preprocesamiento y posprocesamiento de simulaciones. A través de esta interfaz, se definen los modelos, se asignan propiedades a los materiales, se ejecuta el análisis y se visualizan los resultados.

ii) Abaqus/Explicit: es un solucionador basado en el método de integración explícita en el tiempo, especialmente adecuado para el análisis de modelos altamente no lineales, dinámicos o cuasi estáticos, como los que implican contacto, grandes deformaciones o daño progresivo.

Para la simulación del comportamiento del muro en estudio se siguió el paso a paso generado por los módulos presentes en la interfaz Abaqus CAE, mostrados en la **Figura 36**.

Figura 36. Secuencia lógica para el análisis en el software Abaqus



Nota. Adaptado de *Estudio de la adherencia de la armadura activa de polímeros reforzados con fibras (frp) en elementos de hormigón pretensado*, Alberto G, 2008.

En la **Tabla 8** se presentan las diferentes unidades que se pueden utilizar en la interfaz Abaqus CAE, de tal forma que los resultados sean consistentes. Esto, debido a que en sus parámetros no se puede definir un sistema como tal. En contra parte, permite un uso libre del sistema que se desee usar. Para las simulaciones se utilizó el sistema SI (mm).

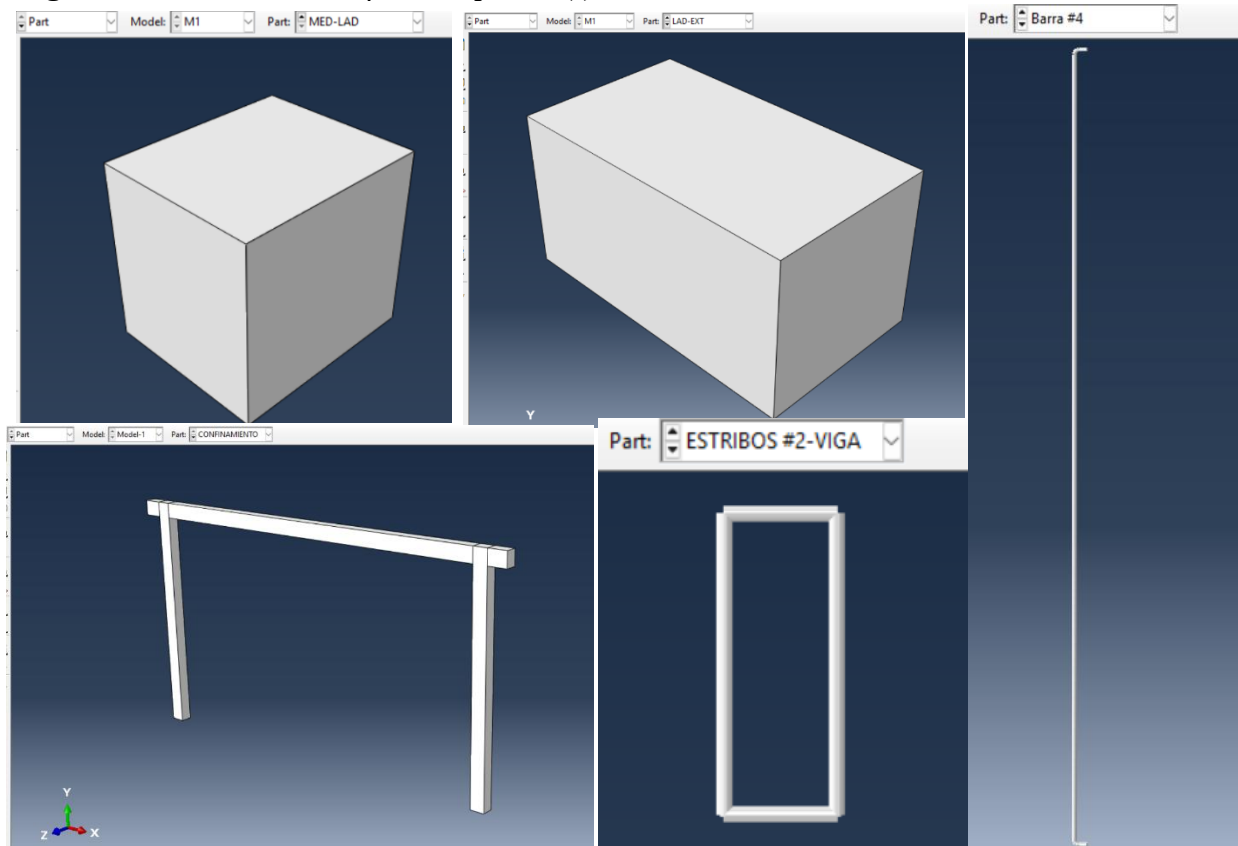
Tabla 8. *Diferentes sistemas de unidades para la simulación de elementos estructurales en Abaqus*

Cantidad	SI	SI (mm)	SI	US Unit (ft)	US Unit (inch)
Longitud	<i>m</i>	<i>mm</i>	<i>m</i>	<i>ft</i>	<i>in</i>
Fuerza	<i>N</i>	<i>N</i>	<i>kN</i>	<i>lbf</i>	<i>lbf</i>
Masa	<i>kg</i>	<i>ton (10³ kg)</i>	<i>ton</i>	<i>slug</i>	<i>lbf s²/in</i>
Tiempo	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>
Esfuerzos	<i>Pa (N/m²)</i>	<i>MPa (N/mm²)</i>	<i>KPa</i>	<i>lbf/ft²</i>	<i>psi</i>
Energía	<i>J</i>	<i>mJ (10⁻³J)</i>	<i>KJ</i>	<i>ftlbf</i>	<i>inlbf</i>
Densidad	<i>kg/m³</i>	<i>ton/mm³</i>	<i>ton/mm³</i>	<i>slug/ft³</i>	<i>lbf s²/in⁴</i>

Nota. Adaptado de *Used units in Abaqus*, CAE Assistant, 2024.

6.1.7.1. Módulo Parts

Es el primer módulo de la interfaz, aquí se definen las propiedades geométricas de los elementos que componen el modelo. Para simular el muro M1 se utilizaron elementos tridimensionales C3D8R y T3D2. Para obtener un elemento tridimensional como el de la **Figura 37**, primero se define la geometría de las partes en el plano X-Y para después extruirlos y obtener el elemento tridimensional, cada elemento que compone el muro se crea por separado.

Figura 37. Extrusión de diferentes partes (I) del muro M1

En esta figura se muestran algunas partes usadas para la modelación del muro M1. En principio, se pretendió modelar elásticamente el confinamiento, sin embargo, después de diferentes simulaciones se optó por modelarlo inelásticamente. En la **Figura 40** se muestran las otras partes usadas para modelar el comportamiento del muro como una viga superior de carga, donde se asignó la carga cíclica lateral, tratando de simular de forma precisa el ensayo experimental.

Figura 38. Extrusión de diferentes partes (II) del muro M1

6.1.7.2. Módulo Property

Una vez definido el módulo parts, se establecieron las propiedades de los materiales utilizados en el modelo. En la **Figura 39** se muestra un ejemplo correspondiente al concreto, describiendo sus propiedades elásticas e inelásticas especificadas en la **Tabla 6**, de acuerdo con los parámetros del modelo CDP. Adicionalmente, se asignaron los valores de las curvas constitutivas del concreto presentados en la **Tabla 9**.

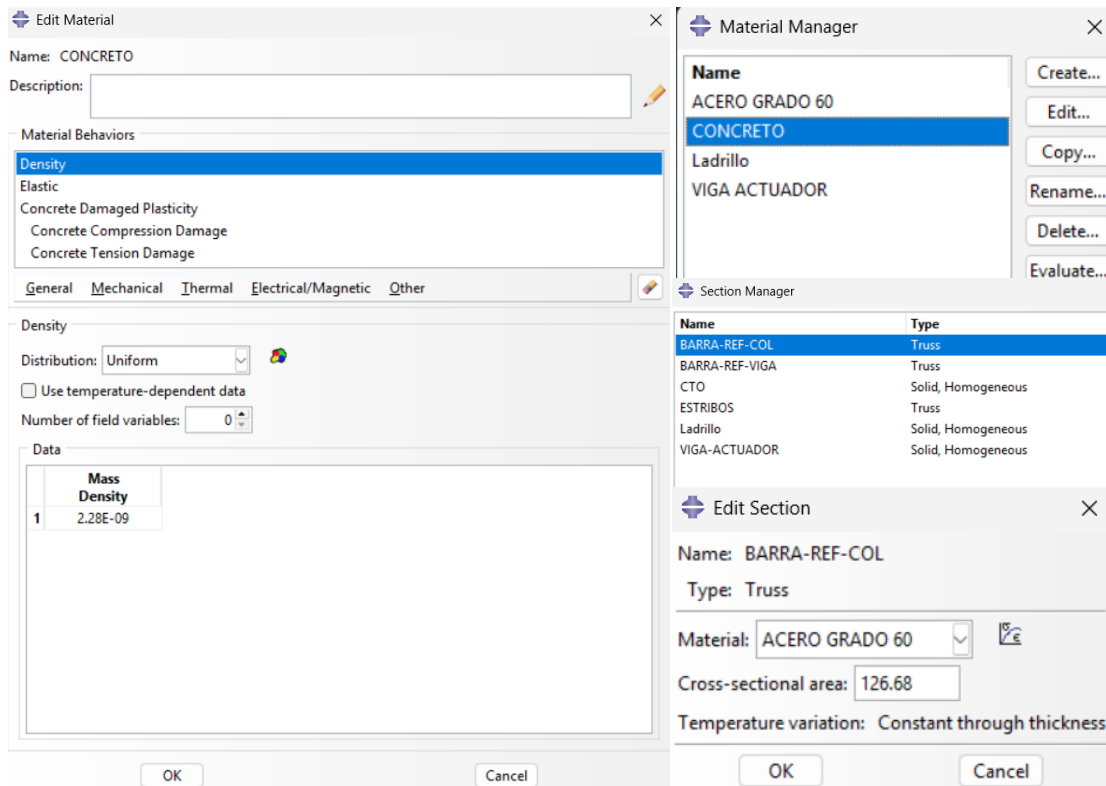
Para el ladrillo se empleó una configuración similar en la definición del material, incorporando las propiedades específicas de la **Tabla 6** y **Tabla 9**. Por otra parte, la **Figura 39** muestra el tipo de elemento asignado a cada parte creada, destacando el uso de elementos tipo truss o celosía. Estos elementos, comúnmente utilizados en análisis bidimensionales o tridimensionales, permiten modelar elementos esbeltos que transmiten esfuerzos únicamente a lo largo del eje longitudinal, contando con dos nodos de integración (Abaqus documentation, 2021). Para la correcta definición de los elementos tipo truss, fue necesario asignar el área de la sección transversal correspondiente. En este caso, se utilizó el valor asociado a una barra de refuerzo #4 como ejemplo.

Tabla 9. Variables usadas en la calibración del comportamiento inelástico del ladrillo y el concreto.

Comportamiento en compresión del ladrillo					Comportamiento en compresión del concreto				
ϵ_c	σ_c (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in	ϵ_c	σ_c (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.0001	0.8	0	0.0001	0	0.0001	6.85	0	0.0006	0
0.0011	7.1	0	0.0010	0	0.0011	10.29	0	0.0008	0
0.0013	8.0	0	0.0011	0	0.0013	12.59	0	0.0010	0
0.0015	8.8	0	0.0012	0.0003	0.0015	14.98	0	0.0013	0.0000
0.0019	10.0	0	0.0014	0.0005	0.0019	19.54	0	0.0017	0.0003
0.0023	10.8	0	0.0015	0.0008	0.0023	20.65	0	0.0018	0.0005
0.0028	11.2	0	0.0015	0.0013	0.0028	21.70	0	0.0018	0.0008
0.0033	10.6	0.05	0.0014	0.0018	0.0033	22.27	0	0.0019	0.0009
0.0036	9.4	0.16	0.0013	0.0024	0.0036	22.74	0	0.0019	0.0012
0.0039	8.6	0.23	0.0012	0.0027	0.0039	22.79	0	0.0019	0.0013
0.0042	7.4	0.34	0.0010	0.0032	0.0042	21.40	0.06	0.0018	0.0018
0.0045	6.4	0.43	0.0009	0.0036	0.0045	19.80	0.13	0.0017	0.0022
0.0048	5.4	0.52	0.0007	0.0041	0.0048	17.00	0.25	0.0014	0.0027
0.0051	4.4	0.61	0.0006	0.0045	0.0051	10.20	0.55	0.0008	0.0040
Comportamiento en tensión del ladrillo					Comportamiento en tensión del concreto				
ϵ_c	σ_t (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in	ϵ_c	σ_t (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.0001	1.12	0	1.2E-04	0.0000	0.0002	2.82	0	2.5E-4	0
0.0004	0.78	0.3	8.5E-05	0.0003	0.0007	2.12	0.25	1.8E-4	0.0005
0.0005	0.62	0.45	6.7E-05	0.0005	0.0011	1.49	0.47	1.3E-4	0.0009
0.0007	0.47	0.58	5.1E-05	0.0007	0.0014	1.13	0.60	1E-4	0.0013
0.0009	0.34	0.7	3.7E-05	0.0009	0.0025	0.56	0.80	5E-4	0.0025
0.0015	0.11	0.9	1.2E-05	0.0015					

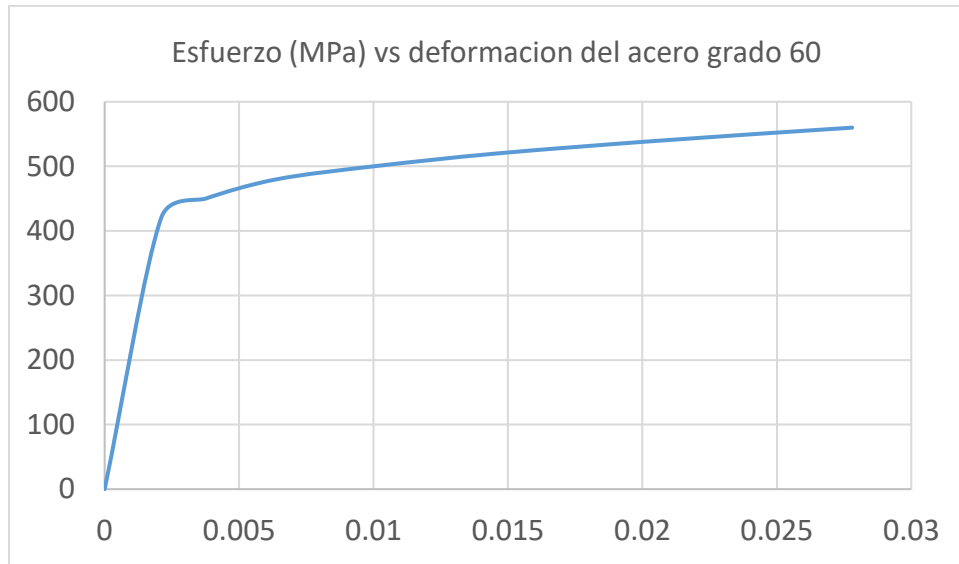
Nota. La abreviación de los nombres de cada columna corresponde a: ϵ_c , deformación; σ_c , esfuerzo en compresión; σ_t , esfuerzo en tensión; **dc**, evolución del daño, ϵ_{0c} , **el**, deformación elástica y ϵ_c , **in**, deformación inelástica.

Además, las variables de color rojo corresponden a puntos críticos como el inicio del comportamiento inelástico o el esfuerzo máximo asociado a cada comportamiento.

Figura 39. Componentes del módulo Property en Abaqus CAE

Para el material de refuerzo, perteneciente a las barras de acero, se asignaron las propiedades de la **Figura 40**. De acuerdo con Bypour et al., (2019), se modeló un comportamiento similar al elasto-plástico perfecto con endurecimiento por deformación lineal.

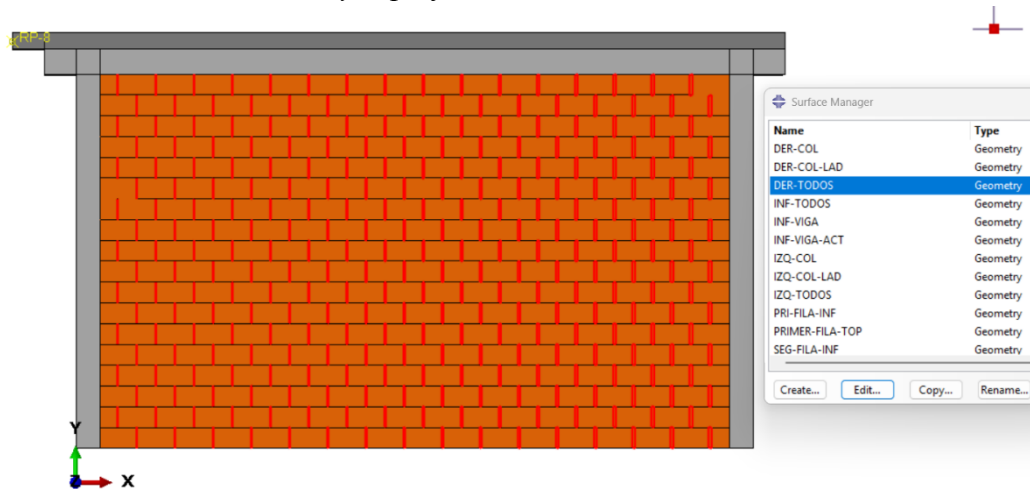
La viga de carga se modeló elástica y rígidamente, de tal forma que no presente deformaciones y cumpla su única función que es transmitir el desplazamiento al muro.

Figura 40. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, grado 60.

Nota. Adaptado de *Nonlinear analysis to investigate effect of connection type on behavior of steel plate shear wall in RC frame*, Bypour et al., 2019.

6.1.7.3. Módulo Assembly

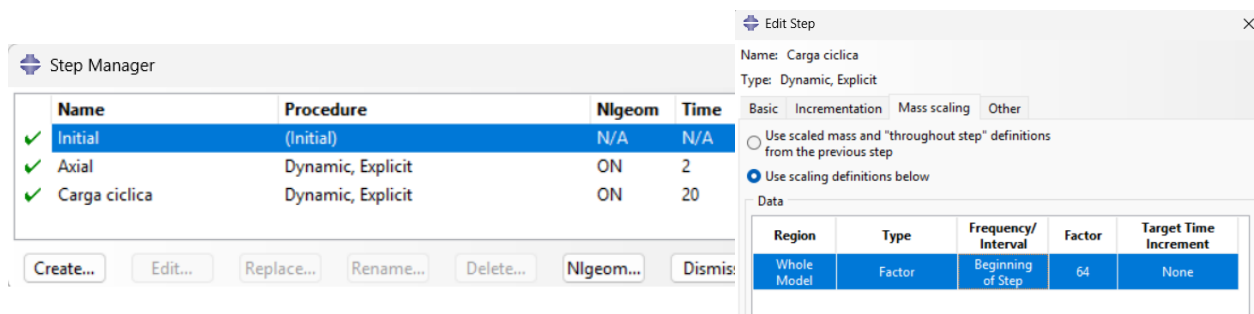
La principal función de este módulo es “ensamblar” las diferentes partes creadas, por esto, se usó de la opción “create instance”, donde cada parte de la que se compone el modelo puede ir a un mismo espacio en el que son unidos con las herramientas que presenta este módulo. Además, algo fundamental para que el modelo se comporte conforme a la necesidad presentada es la identificación de las diferentes superficies en contacto; en este módulo se deben crear las superficies que van a estar en contacto simulando el mortero en la unión de cada unidad de ladrillo y en el contacto que se genera entre los elementos de confinamiento y el paño de mampostería. En la **Figura 41** se indican algunas de las diferentes superficies que van a estar en contacto, designadas según el contacto que se presente entre sí.

Figura 41. Muro M1 ensamblado y superficie creada llamada “DER-TODOS”

6.1.7.4. Módulo Step

En este paso se definió la secuencia de las cargas que experimentó el muro, las cuáles se asignaron posteriormente en el módulo de cargas (load). El software asignó por defecto un paso inicial, seguido se crearon dos pasos más: “Axial”, que representó la carga de precompresión aplicada en la parte superior de la viga de confinamiento. Después, se estableció el paso “carga cíclica”, que se asoció a la carga lateral aplicada en la parte superior izquierda de la viga de carga.

En este módulo se precisó el tiempo de ejecución de cada paso indicado en la **Figura 42**, valor fundamental para representar el comportamiento real con la simulación. Este tiempo, se definió después de diferentes ensayos de calibración, donde se analizó la sensibilidad a las fuerzas inerciales que se generaban en cada paso con respecto al tiempo de ejecución. Ambos pasos tuvieron una forma de análisis tipo “Dynamic, Explicit” por lo explicado previamente de su importancia en análisis cuasi estáticos.

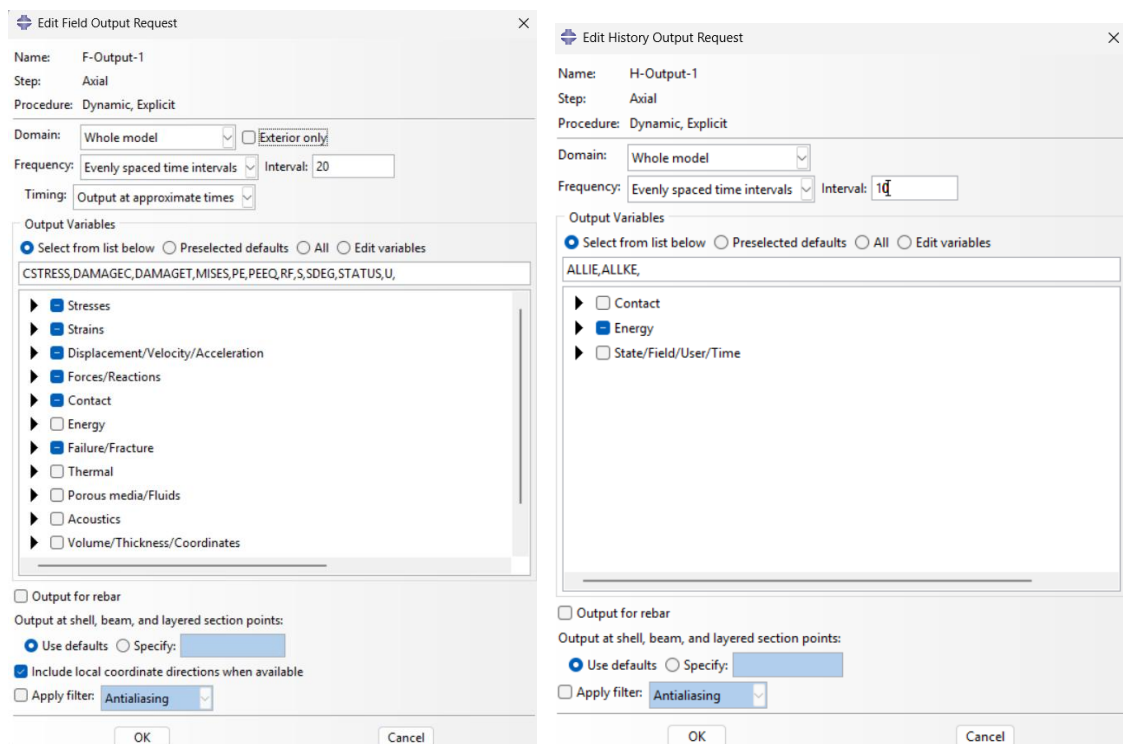
Figura 42. Pasos aplicados en el módulo step y escalado de masa en la carga cíclica creada

Cuando se realiza un análisis cuasi estático utilizando el método explícito, es necesario dividir el tiempo total en una gran cantidad de incrementos pequeños. Esto implica un número

elevado de pasos de cálculo, lo que conlleva a un tiempo de simulación prolongado y, en consecuencia, en un alto costo computacional para completar el análisis. Por este motivo los investigadores recomiendan utilizar un escalado de masa para disminuir este costo computacional. En el análisis del mallado fue explicado con detalle el factor elegido para la simulación y su importancia.

Para la visualización en la interfaz gráfica de la simulación realizada, se definieron en este módulo los parámetros que se guardarían en el archivo ODB (Output Database). En la opción Field output request, configuración mostrada en la **Figura 43**, se seleccionaron las variables de salida obtenidas, asociadas a: **S** (esfuerzos generales y de falla), **MISES** (tensión equivalente), **PE** (deformaciones plásticas), **PEEQ** (deformaciones plásticas equivalentes), **U** (desplazamientos), **RF** (fuerzas de reacción y momento), **CSTRESS** (esfuerzos de contacto), **DAMAGEC** (daño a compresión), **DAMAGET** (daño a tracción), **STATUS** (estado final del modelo), **SDEG** (escalar de degradación de rigidez).

Figura 43. Salida de datos de la simulación realizada.



Finalmente, del módulo step se definió la opción de history output manager, donde se precisó para su análisis en la interfaz gráfica las energías internas de la simulación, con el fin de conocer el comportamiento de la simulación con el paso de la aplicación de las cargas. Se determinó como prioridad para una correcta simulación, que la energía cinética presente en el modelo sea

menor al 10% de la energía interna total, debido a este factor fue necesario analizar en el módulo visualización las energías llamadas **ALLIE Y ALLKE**.

6.1.7.5. Módulo Interaction

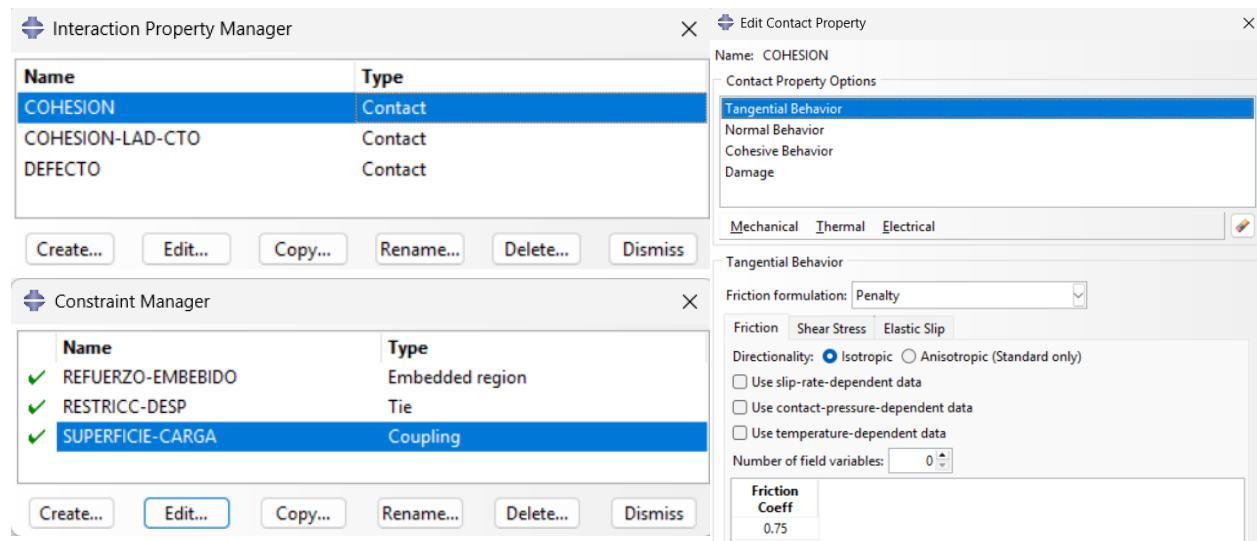
En la **Tabla 7** se indican las propiedades definidas para caracterizar el comportamiento de los contactos entre elementos de la **Figura 44**. Primero se especificaron las propiedades de cada tipo de contacto que existe entre elementos. Para el contacto entre ladrillos llamado “cohesión” se definen cuatro tipos de comportamientos:

- Comportamiento tangencial o “tangential behavior”.
- Comportamiento normal o “normal behavior”, al cual se le asignó un contacto tipo “hard contact” que evita la penetración entre elementos en contacto.
- Comportamiento cohesivo o “cohesive behavior”, donde se asignan los valores que dan la respuesta elástica de las interfaces de las juntas.
- Daño o “damage”, mencionado previamente como la respuesta inelástica en las juntas del ladrillo expandido; aquí se describe la iniciación del daño cuando se presentan la propagación de grietas en el modelo, además de su evolución a medida que se degrada su resistencia.

De igual manera se definieron estas propiedades para el contacto entre los elementos de confinamiento de concreto y ladrillo llamado “cohesión lad-cto”. Para describir su comportamiento se utilizó el enfoque dado por la investigación de Gupta et al., (2024). En su investigación los autores pretendieron con ensayos experimentales y simulaciones numéricas, realizar una interacción realista de la interfaz columna-muro y viga-muro. Con ensayos de adherencia a tensión y corte, buscaron calibrar la respuesta cohesiva y friccional para el análisis numérico. En la **Tabla 10** se presentan los valores usados para esta interacción de acuerdo con las recomendaciones proporcionadas por los autores y a los ensayos de calibración realizados en esta investigación.

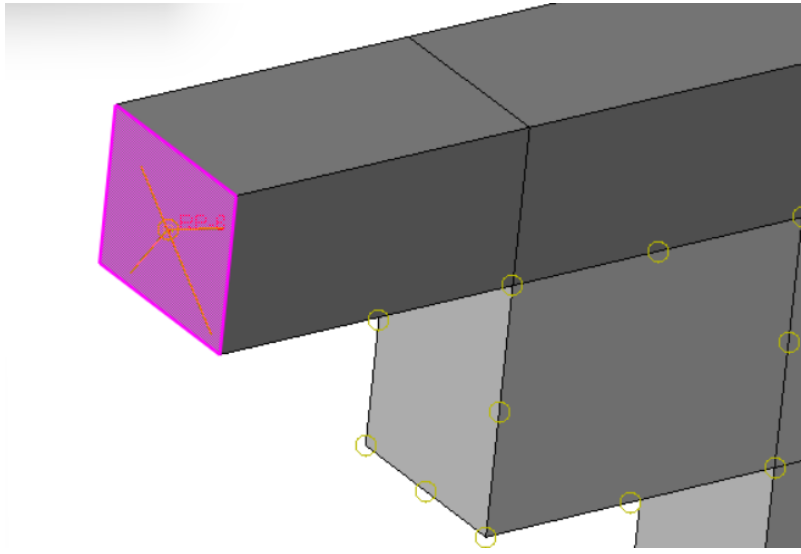
Tabla 10. *Propiedades de contacto en la interacción ladrillo-concreto.*

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
t_n^{max} (MPa)	0.35	K_{nn} (N/mm ³)	40
<i>Plastic displacement</i>	0.6	K_{ss} (N/mm ³)	8
<i>Exponential parameter</i>	4	K_{tt} (N/mm ³)	8
c (MPa)	1.11	μ	0.8

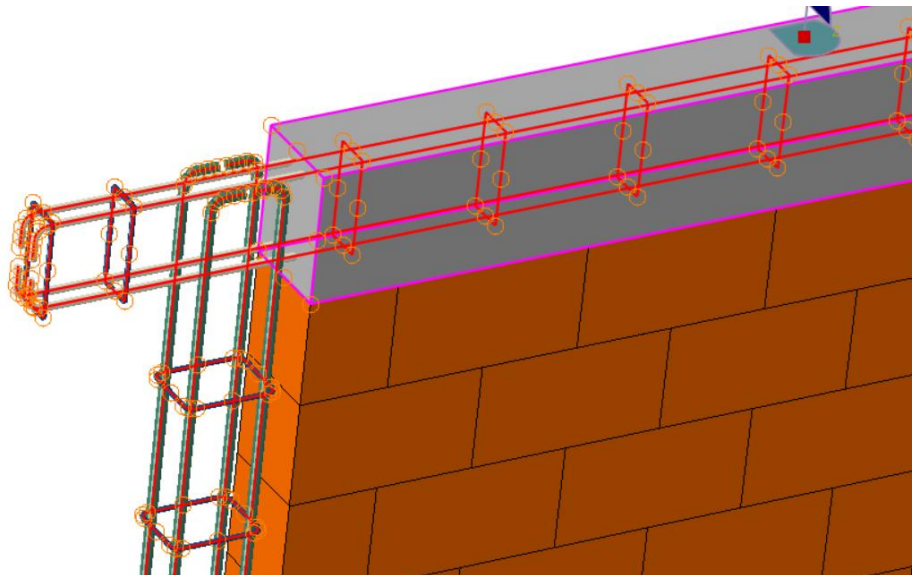
Figura 44. *Propiedades de contacto entre materiales, como la interacción entre ladrillos*

expandidos

En la **Figura 44** también se presenta una parte primordial para capturar un comportamiento realista del ensayo y son las restricciones o constrains. Para la superficie de la viga de carga donde se aplicó la carga cíclica, se utilizó una restricción de tipo coupling. Esta restricción vincula un nodo maestro, en este caso el punto de referencia, con una superficie esclava, permitiendo distribuir la carga aplicada sobre toda la superficie. Esquemáticamente, la **Figura 45** muestra lo mencionado.

Figura 45. *Aplicación de restricción tipo coupling*

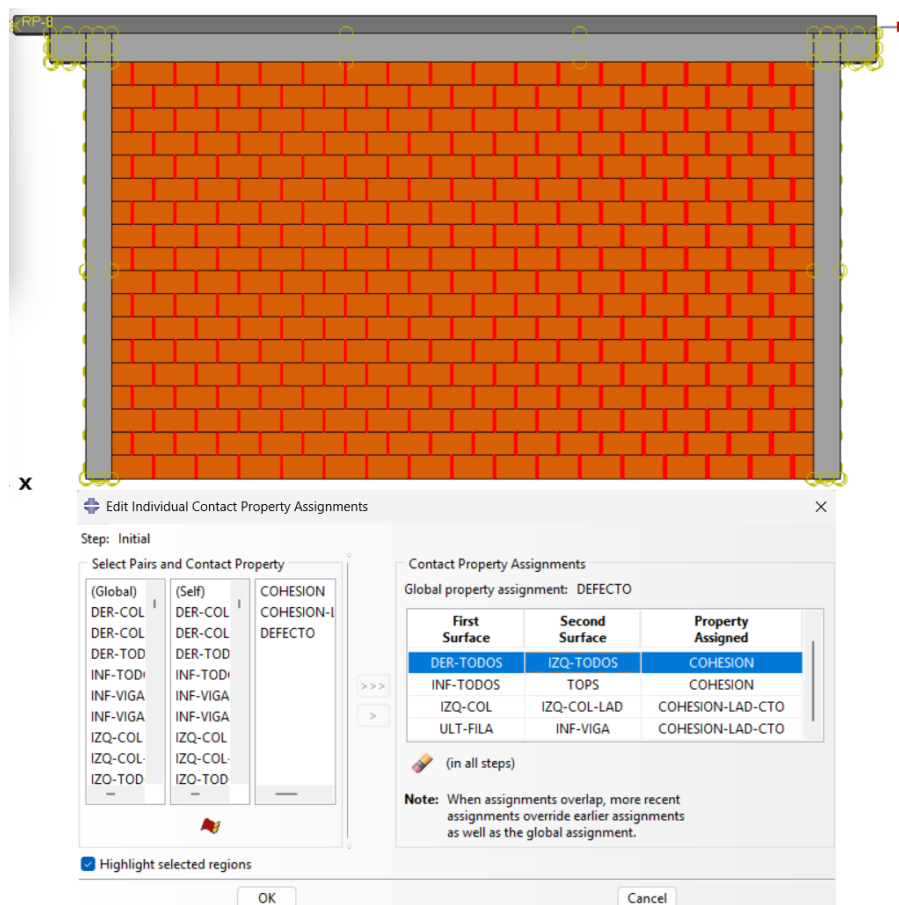
También, se utilizó la restricción denominada “embedded region”, para especificar que el acero de refuerzo se encuentra incrustado en un elemento llamado anfitrión, es decir, el concreto. Esta técnica permite que los grados de libertad traslacionales de los nodos del refuerzo sean controlados por el desplazamiento del concreto, garantizando adherencia. En la **Figura 46** se ilustra la configuración del método.

Figura 46. *Acero de refuerzo incrustado en el concreto*

La restricción tipo “tie”, fue usada en las superficies de contacto entre la viga de confinamiento del muro y la viga de carga. La principal función de esta restricción es igualar el movimiento de traslación y rotación de ambos elementos, además, permite la transmisión de esfuerzos de manera optimizada. Por defecto se definen los parámetros de tolerancia entre superficies, así como también la forma de conectar las superficies, que en este caso por ser un análisis explícito, se tomó de nodo a superficie.

Finalmente, para asignar las interacciones mostradas en la **Figura 44**, se creó una interacción entre elementos de tipo “general contact”, recomendado por Abaqus para un análisis cuasi estático. Aquí se definió una propiedad por defecto como la propiedad global del muro y dentro de ella se asignó la propiedad a la que pertenece cada una de las superficies en contacto. En la **Figura 47** se muestran las superficies en contacto y su propiedad asignada, además se presenta un ejemplo del contacto entre caras laterales de las unidades de ladrillo expandido y su propiedad de contacto asignada.

Figura 47. Contacto entre caras laterales de las unidades de ladrillo expandido.

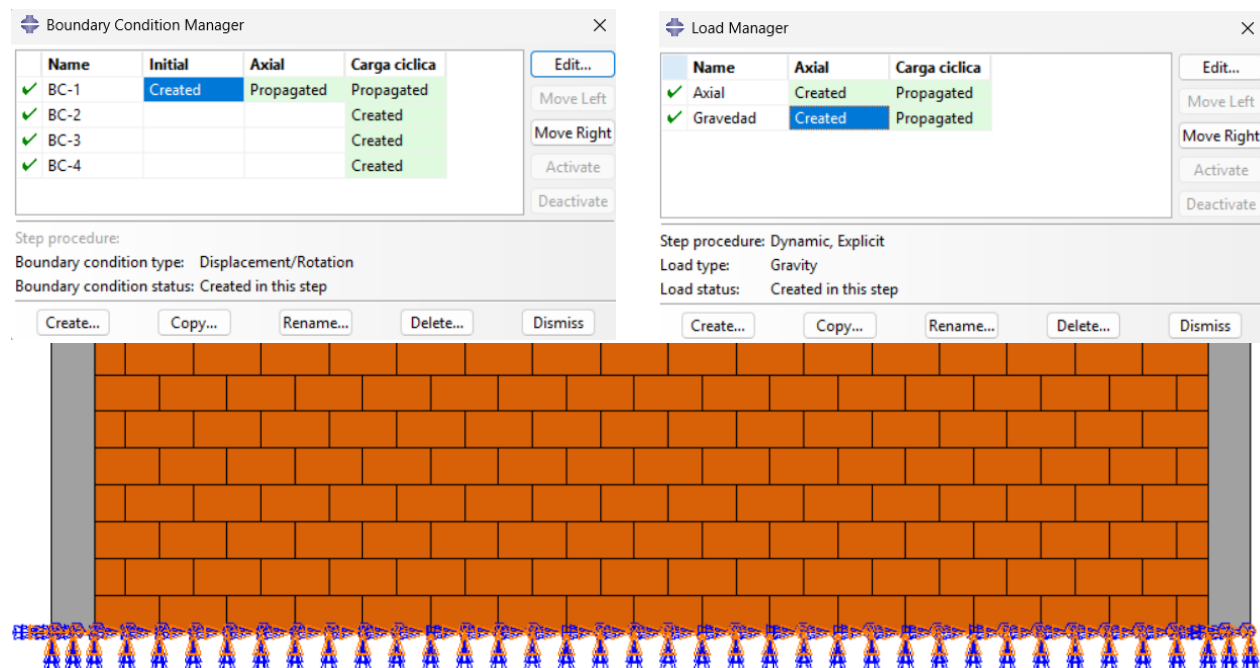


6.1.7.6. Módulo Load

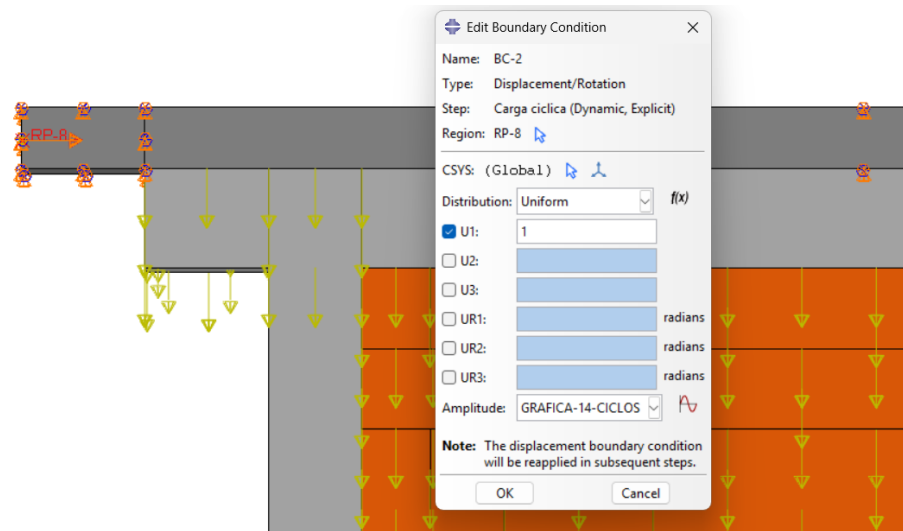
En la **Figura 48** se presentan las condiciones de carga y las restricciones aplicadas en la base del muro, tanto de rotación como de desplazamiento. Para representar la carga axial de precompresión, se utilizó una carga tipo “pressure” de 0.5 MPa aplicada en la parte superior de la viga de confinamiento. Con el fin de simular la acción de la gravedad, se implementó una carga de tipo “gravity”.

En la restricción del desplazamiento y la rotación en la base, se asignó una restricción de tipo “displacement/rotation”, limitando el movimiento del muro en todas las direcciones, generando un tipo de empotramiento.

Figura 48. Especificaciones de carga y restricción de movimiento.



Adicionalmente, se definió la carga cíclica que simula el efecto del desplazamiento aplicado en la dirección X o U1. En la **Figura 49**, se muestran las condiciones asignadas, donde se utilizó un factor de escala igual a 1 en la dirección U1, buscando no amplificar el desplazamiento. Asimismo, fue establecida una amplitud específica que permite replicar el comportamiento estructural del muro durante la aplicación de la carga cíclica. Por último, a la viga de carga se le restringieron los desplazamientos y rotaciones en las direcciones que pudieran alterar los resultados del análisis.

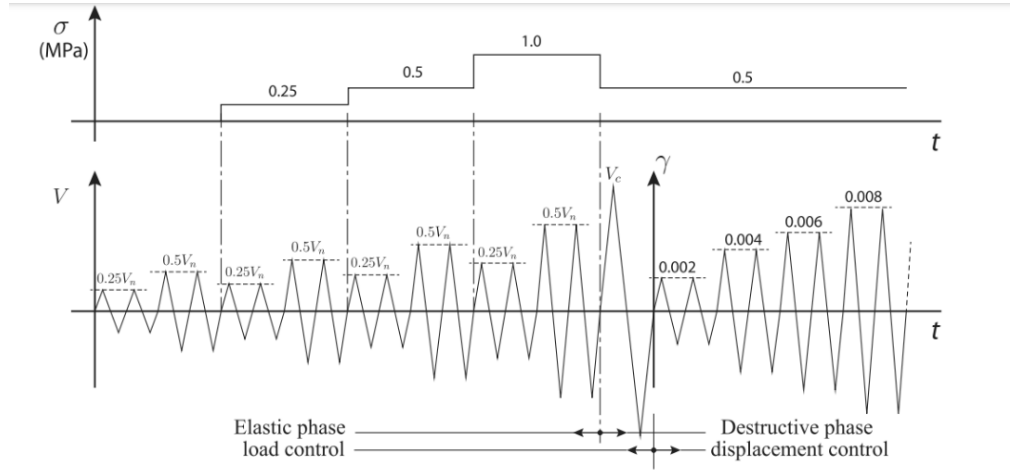
Figura 49. Aplicación de la carga cíclica en la viga superior.

Por otro lado, la amplitud es un parámetro muy sensible en el comportamiento de un elemento estructural cuando se realiza un análisis dinámico o cuasi estático. Su importancia radica en la simulación de la aplicación de la carga.

En la **Figura 50** se muestra el protocolo de desplazamientos que se aplicó al muro de la investigación ME5, llamado M1 en este estudio. Esta figura, muestra las fases de carga a las que fue sometido el muro. Primero, una fase elástica controlada por carga y luego la fase inelástica, controlada por desplazamientos.

Para la primera fase, es decir, hasta el punto donde ocurre la fuerza cortante de agrietamiento (V_c) la aplicación de las cargas se realiza con respecto a un porcentaje de la fuerza cortante nominal de agrietamiento (V_n), valor obtenido según la NTCM (2004).

Cuando se excede este valor de V_c , es donde comienza el análisis de la segunda fase. En esta fase se estudia el comportamiento del muro con respecto a un desplazamiento inducido al muro. En este punto se analizan los puntos críticos como la fuerza cortante máxima y la pérdida de la resistencia.

Figura 50. Protocolo de desplazamientos aplicado al muro ME5

Nota. Adaptado de *An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios*, Pérez et al., 2015.

Para simular la fase elástica del protocolo de carga, no fue posible replicar las condiciones experimentales debido a la variación de la carga axial y a que no se contó con los valores exactos aplicados en el ensayo. Por esta razón, se optó por establecer un protocolo equivalente, el cual fue definido mediante varias pruebas de calibración, utilizando una carga axial promedio, tal como se ha realizado en investigaciones previas como Lizárraga (2011) y Lizárraga & Pérez Gavilán (2016).

La carga axial variable experimental, permitió calcular un cortante nominal de agrietamiento correspondiente a cada nivel de carga, con el fin de asociarlo con la rigidez elástica del muro. A partir de esta relación, fue posible estimar los desplazamientos experimentales inducidos en su etapa inicial de carga.

Por lo tanto, el primer paso consistió en definir los parámetros necesarios para determinar los desplazamientos generados por la aplicación de esas cargas, considerando la rigidez elástica del sistema estructural. Cabe aclarar, que esto solo pudo aplicarse hasta el punto en donde se pierde el comportamiento elástico del muro, es decir, hasta la carga V_c aplicada.

Se utilizó la Ecuación 23 dada por la NTCM (2004), para determinar el valor de V_n .

$$V_n = 0.5 * v'm * A_t + 0.3 * P \leq 1.5v'm * A_T \quad (23)$$

Actualmente, la norma técnica complementaria de mampostería de México, recomienda la Ecuación 24 para el cálculo de V_n , con $F_R = 0.7$ por recomendación de la norma, y f igual a 1

debido a que no supera el rango máximo de la relación aspecto entre la altura y la longitud del muro.

$$V_{nR} = F_R[(0.5 * v'm * A_T + 0.3P) * f] \leq 1.5F_R v'm A_T f \quad (24)$$

Seguido se usó la ecuación de rigidez elástica de la mampostería confinada dada por la Ecuación 25, de acuerdo con el análisis por el método de la sección transformada de un muro de mampostería confinada.

$$K_e = \left[\frac{H^3}{\beta E_{mam} I_{mam}} + \frac{kH}{AG_{mam}} \right]^{-1} \quad (25)$$

Donde H es la altura de la mampostería, β define las condiciones de frontera, siendo en este caso $\beta = 12$ por ser un muro empotrado, k es un factor de forma que se deriva de la Ecuación 26, E_{mam} y G_{mam} son el módulo de elasticidad y cortante de la mampostería, definidos previamente. I_{mam} es la inercia del muro y A es el área de la sección transversal del muro. La **Tabla 11** resume los valores necesarios para el cálculo de la rigidez elástica.

$$k = \frac{6}{5} + \frac{6}{5} * \frac{\alpha(n-1)}{2+2\alpha} \quad (26)$$

Tabla 11. Valores por usar en el cálculo de la rigidez elástica (K_e)

H (m)	2.34	A_T (m ²)	0.66
e (m)	0.12	d_1 (m)	2.27
L_m (m)	4.24	d_2 (m)	2.27
n	2.87	I_{mam} (m ⁴)	1.29
h_{c1} (m)	0.15	α	0.071
h_{c2} (m)	0.15	k	1.27
K_e (KN/m)		137541	

Con base en los valores y las ecuaciones presentadas, se calculó una estimación del desplazamiento aplicado de la **Figura 50**. Como se explicó anteriormente, en la fase elástica del

ensayo experimental, el comportamiento del muro fue controlado mediante cargas. Incluyendo variaciones en la carga axial, lo que dificulta su replicación directa en un entorno numérico.

Por este motivo, se optó por una aproximación basada en la rigidez elástica y en los valores de carga axial aplicados. Para cada segmento del protocolo se evaluó un cortante de agrietamiento numérico V_n , basado en la carga axial aplicada en ese segmento. Este valor V_n fue asignado a cada ciclo, según el porcentaje de carga aplicada, hasta alcanzar el punto de agrietamiento. Posteriormente, con la rigidez elástica y el valor de carga aplicado, se determinó el desplazamiento asociado al porcentaje de carga aplicada.

Una variable clave considerada en esta etapa fue el aumento progresivo del desplazamiento conforme avanzaba la simulación. Debido a esto, los valores aplicados no replican exactamente la amplitud de la **Figura 50**, en su parte elástica. Esta decisión se tomó debido a las limitaciones previamente expuestas relacionadas con la carga axial, ya que los desplazamientos calculados generan una amplitud como se observa en la **Figura 51**.

Por tal motivo, se realizaron diversas simulaciones ajustando progresivamente los valores de desplazamiento, hasta alcanzar los niveles deseados que se resumen en la **Tabla 12**, los cuales permitieron generar la amplitud mostrada en la **Figura 52**, utilizada finalmente en la simulación. A partir del punto en que se alcanza el cortante de agrietamiento, se adoptó la distorsión en forma de desplazamiento definida en la **Figura 50**.

Figura 51. Amplitud experimental con control de desplazamiento en la fase elástica

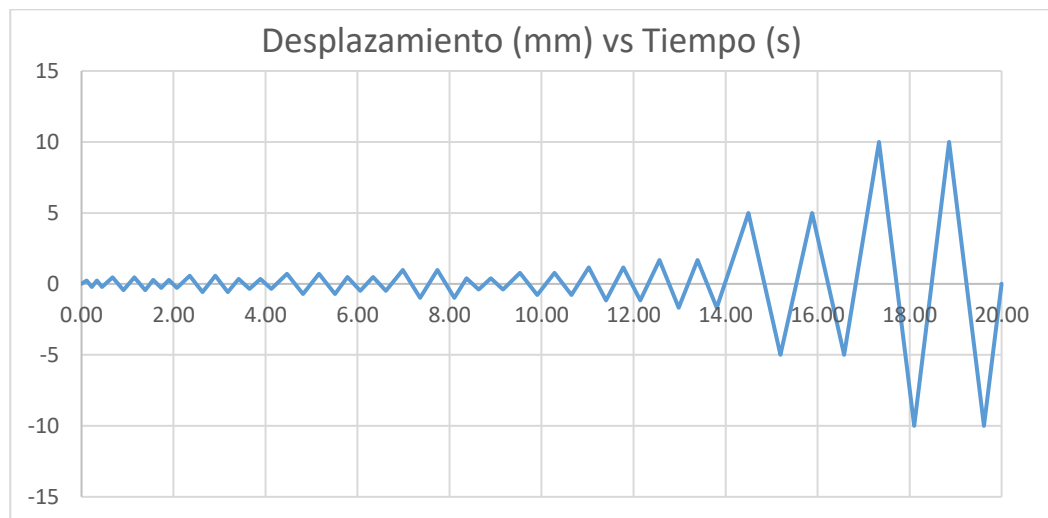
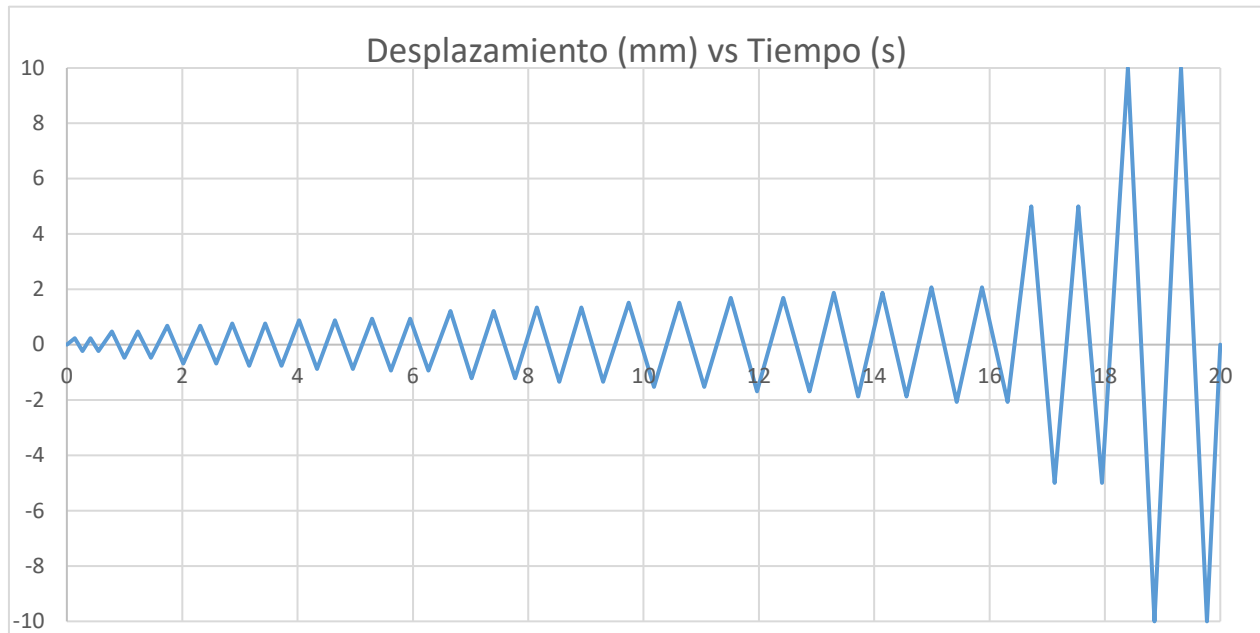


Tabla 12. *Desplazamiento aplicado en la simulación con base en la carga aplicada experimentalmente*

Carga axial de 0 MPa		
V_{n1} (KN)	106.83	
	V (KN)	Desp (mm)
$0.25V_{n1}$	26.7	0.232
$0.25V_{n1}$	53.4	0.478
Carga axial de 0.25 MPa		
V_{n2} (KN)	156.3	
$0.25V_{n2}$	39.8	0.684
$0.5V_{n2}$	79.7	0.762
Carga axial de 0.5 MPa		
V_{n3} (KN)	211.8	
$0.25V_{n3}$	52.9	0.877
$0.5V_{n3}$	105.9	0.941
Carga axial de 1 MPa		
V_{n4} (KN)	316.8	
$0.25V_{n4}$	79.2	1.212
$0.5V_{n4}$	158.4	1.338
Carga axial de 0.5 MPa		
$0.25V_{nR}$	52.9	1.520
$0.5V_{nR}$	105.9	1.688
$0.75V_{nR}$	158.9	1.877
V_{nR}	211.8	2.066

Para definir el tiempo del transcurso de aplicación de la carga en forma de desplazamiento, se tomó un tiempo real de guía para definir la velocidad de aplicación de cada ciclo, con la finalidad de disminuir la convergencia de datos o el error por excesiva velocidad, y con la realización de diferentes simulaciones de prueba se determinó el tiempo total de la simulación. De esta forma, se utilizó un tiempo real de 463.6 segundos para realizar todos los ciclos de desplazamiento con velocidades menores a 1 mm/s. Con este valor y las simulaciones de prueba se determinó un tiempo para la simulación de 20 segundos, indicado previamente en el módulo step.

Figura 52. *Protocolo de desplazamiento para la simulación del muro M1.*

6.1.7.7. Módulo Mesh

Para completar el componente de análisis necesario para la simulación, se especifica el mallado del modelo. Aquí se define un criterio principal en el análisis de un objeto asociado al tamaño del mallado. Si el mallado es simétrico y muy pequeño, permite obtener buenos resultados, sin embargo, el tiempo en que tarde la simulación se elevará considerablemente. Esto en consecuencia del incremento que se presenta en cada periodo de tiempo. Para explicarlo, la documentación de Abaqus presenta un análisis completo de estas variables usadas en la Ecuación 28.

$$\Delta t = \frac{L^e}{C_d} \quad (27)$$

Dónde,

Δt , el incremento de tiempo

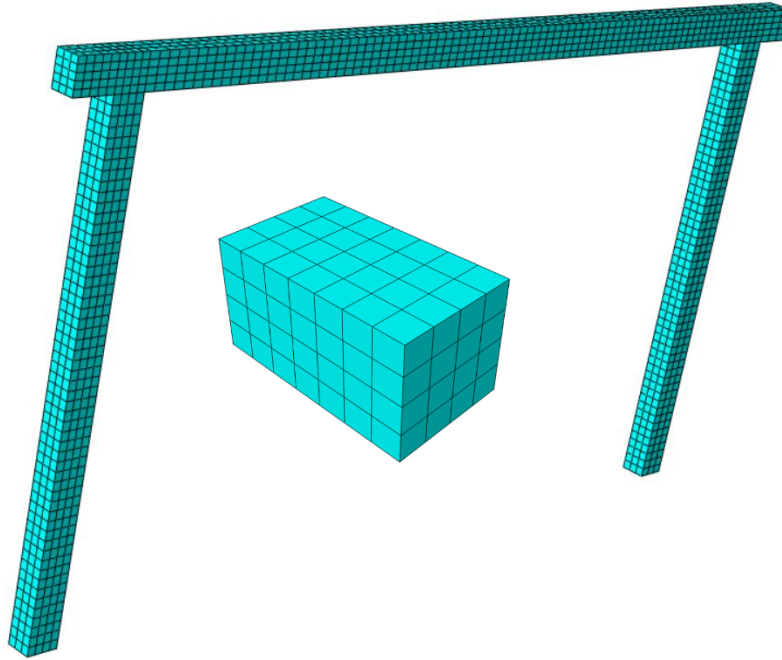
L^e , longitud del elemento característico

C_d , velocidad de onda de dilatación para un material elástico

Cada parámetro afecta directamente el tiempo de análisis. Analizando la longitud del elemento característico L^e , su valor se ve afectado por el tamaño más pequeño del mallado de todos

los elementos, por tal motivo, un mallado irregular con partes muy pequeñas aumenta directamente el tiempo de análisis. En consecuencia, se presentó un mallado regular con tamaños de malla entre 30 a 40 mm para las partes de concreto y las unidades de ladrillo, como se muestra en la **Figura 53**.

Figura 53. *Mallado de los elementos de concreto y las unidades de ladrillo expandido.*



Por otra parte, el mallado de los elementos de acero como los estribos y las barras tienen un tamaño de 15 mm, esto debido a los dobleces generados en las esquinas de estos. En contra parte, el módulo de elasticidad de este material es muy alto, disminuyendo un poco el impacto generado en el tiempo de simulación.

Ahora bien, si se busca disminuir el tiempo total de análisis se debe entender el valor de la velocidad de onda de dilatación para un material elástico C_d . Dicho valor se calcula como en la Ecuación 29.

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (28)$$

donde ρ es la densidad del material y E es el módulo de elasticidad.

De acuerdo con las ecuaciones anteriores, aumentar artificialmente la densidad del material ρ , por un factor f^2 disminuye la velocidad de la onda por un factor de f y aumenta el incremento del tiempo estable por un factor de f . Cuando se aumenta el límite de estabilidad global, se

requieren menos incrementos para realizar el mismo análisis, que es el objetivo del escalamiento de masa. Sin embargo, escalar la masa tiene efectos inerciales considerables. Por lo tanto, un escalamiento de masa excesivo puede conducir a resultados erróneos. Por ejemplo, un factor de escala de masa de 100 corresponde exactamente a un factor de escala de velocidad de carga de 10 (Simulia, User Assistance, 2021). Por este motivo, ya considerando los efectos inerciales obtenidos en las simulaciones y el límite de energía cinética presente en la simulación, menor al 10%, se usó el valor de escalado de masa presente en la **Figura 42**. Todo esto se analizó y se presenta un resumen de los valores de cada parámetro mencionado en este ítem en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Incremento de tiempo analítico con escalado de masa aplicado.

	Concreto	Ladrillo	Viga de carga	Acero
L^e (mm)	37.5	30	60	14.14
E (MPa)	22439	14025	30000	200000
ρ (ton/mm ³)	2.28E-09	9.00E-10	6.00E-10	7.85E-09
C_d (mm/s)	2245853.9	3193743.9	7071067.8	5047544.7
Δt (s)	1.6697E-05	9.3934E-06	8.4853E-06	2.8014E-06
Escalado de masa	f^2	64	f	8
ρ_{ms} (ton/mm ³)	1.46E-07	5.76E-08	3.84E-08	5.02E-07
C_{d-ms} (mm/s)	280731.7	399218	883883.5	630943.1
Δt_{ms} (s)	1.34E-04	7.51E-05	6.80E-05	2.24E-05

Nota. Las ecuaciones presentadas con una abreviatura (ms), refieren a las variables con escalado de masa aplicado.

Con el tamaño de la malla definido, se realizó la última configuración del módulo Mesh, correspondiente a la asignación del tipo de elemento usado en cada parte creada. Esta asignación depende tanto de la geometría como de la familia de elementos especificada en el módulo Property.

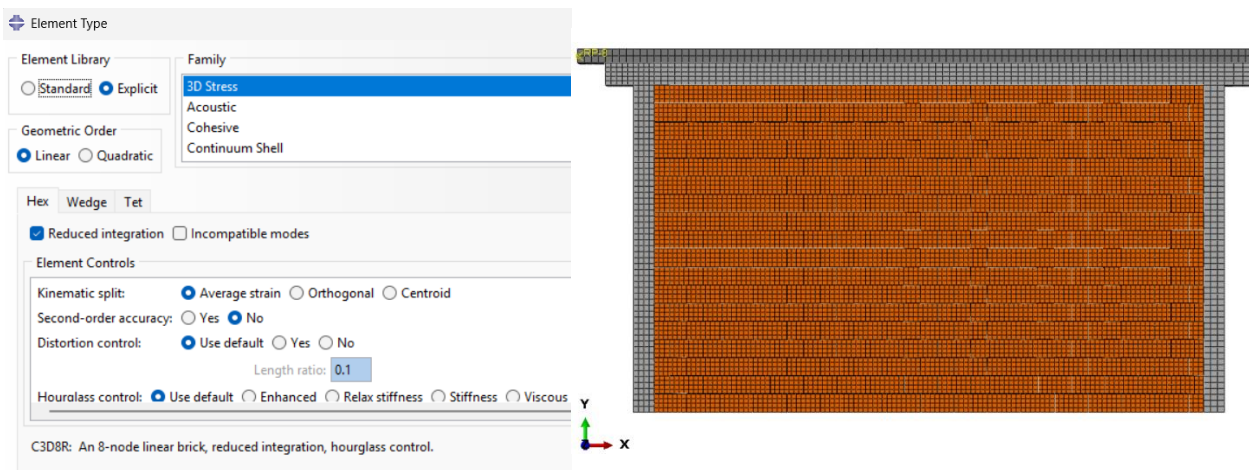
Tal como se muestra en la **Figura 54**, a los elementos tridimensionales de 8 nodos asignados a componentes como el confinamiento, las unidades de ladrillo y la viga de carga, se les estableció la familia “3D Stress” para un análisis explícito. En este caso, se utilizó una configuración de integración reducida.

Esta configuración se basa en un único punto de integración ubicado en el centroide del elemento, lo cual da lugar a elementos tipo C3D8R. Estos elementos cuentan con control de sección tipo reloj de arena o “hourglass control”, técnica utilizada para minimizar problemas dinámicos en altos niveles de deformación y para controlar tensiones iniciales, una vez la rigidez del material se ha degradado completamente

Para los elementos tipo “truss” como los estribos o las barras de acero de refuerzo, se asignó un tipo de familia “truss” con configuración lineal, definidos como elementos tipo T3D2. Reciben este nombre por ser elementos tridimensionales, lineales y con dos nodos de integración, sin ningún control especial.

Con todas las partes configuradas, se ensambla el modelo mallado, con el fin de conocer el total de nodos y elementos creados. En la **Figura 54** se muestra que se tienen 65645 nodos, 37240 elementos, de los cuales 1220 son de tipo T3D2 y 36020 de tipo C3D8R.

Figura 54. Configuración de un elemento tipo C3D8R y mallado total del muro M1.

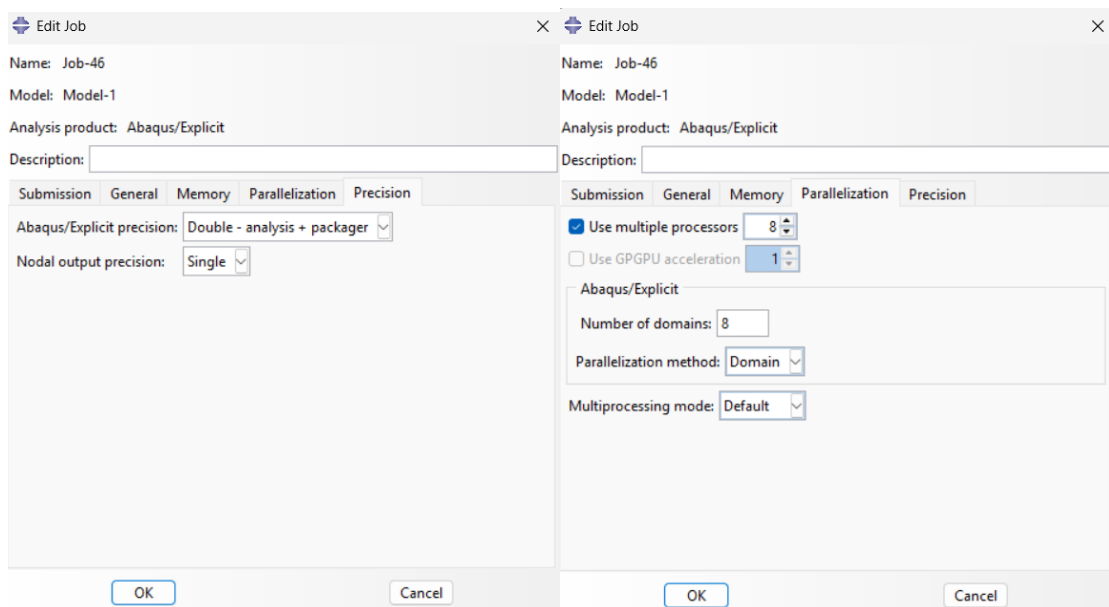


6.1.7.8. Módulo Job

Con todas las partes definidas de los anteriores módulos, se usó este componente de la herramienta CAE para crear la tarea que va a contener el análisis del muro M1. En la **Figura 55**, se indican dos parámetros importantes para el tiempo de análisis y su correcta respuesta, relacionados con:

- La paralelización, que permite dividir el análisis del muro en los diferentes núcleos del procesador que tenga el computador. Para este caso se usan los 8 núcleos que tiene el procesador usado.
- Precisión del análisis, variable que permite controlar la precisión del método numérico al software, realizando una verificación doble del procedimiento en ejecución. El tiempo de procesamiento presenta un leve aumento, pero garantiza buenos resultados.

Figura 55. *Precisión del análisis explícito y numero de núcleos usados en la simulación.*



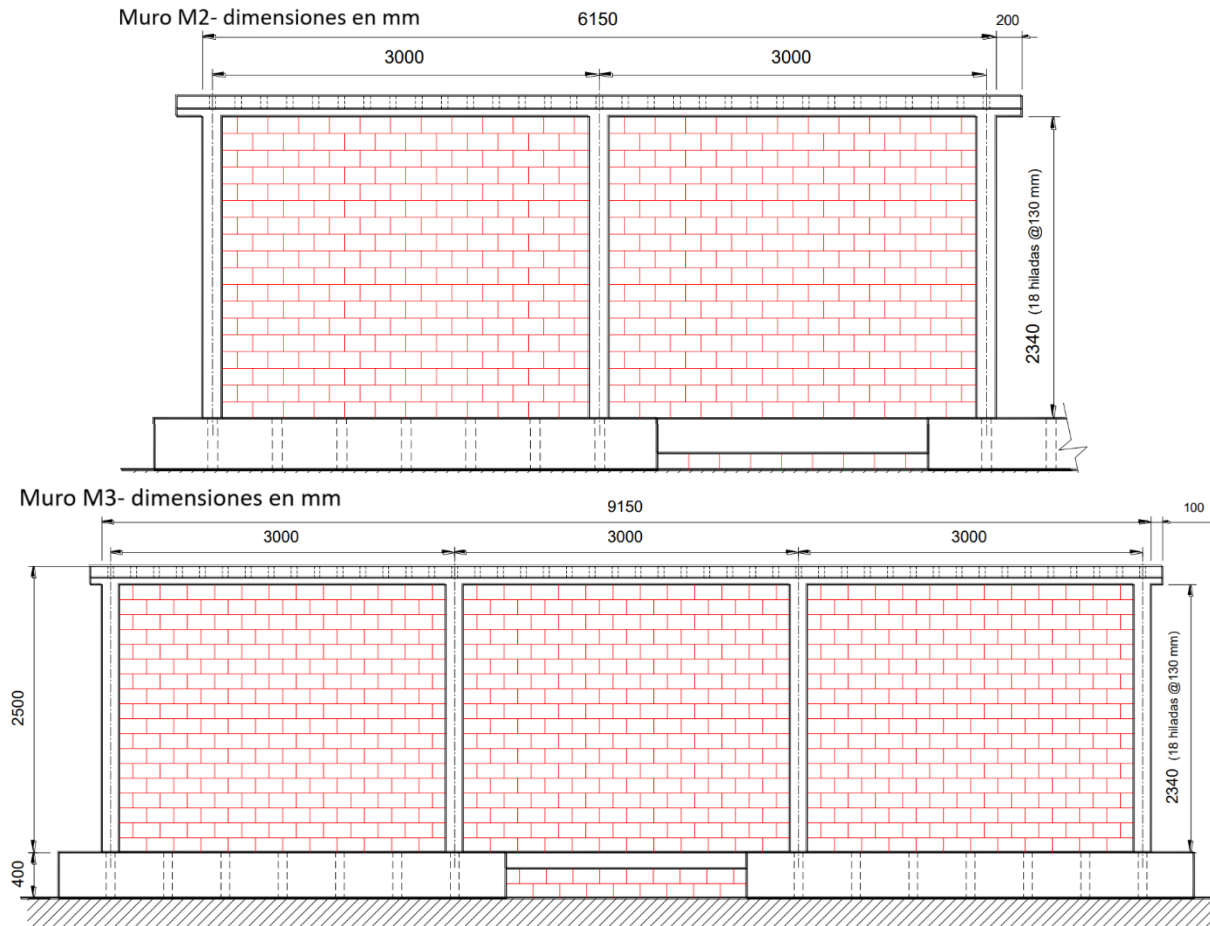
6.2. Propiedades del muro M2 ($h/l= 0.41$) y del muro M3 ($h/l= 0.27$)

En las secciones anteriores, se explicó detalladamente el proceso para la simulación del muro M1 (ME5), de la investigación del CENAPRED. A continuación, se describen de manera concisa los parámetros empleados en los siguientes muros modelados: M2 (ME6) y M3 (ME7), para los cuáles se siguió el mismo procedimiento descrito previamente.

La principal diferencia de los muros M2 y M3 mostrada en la **Figura 56**, radica en la configuración geométrica: el muro M2 cuenta con dos paños y tres columnetas de confinamiento, mientras que el muro M3 presenta tres paños y cuatro columnetas. El refuerzo de los elementos de

confinamiento en ambos muros conserva la misma configuración que en el muro M1, con el mismo diámetro de barras y la misma separación entre estribos.

Figura 56. *Propiedades geométricas del muro M2 y M3 con dimensiones en milímetros.*



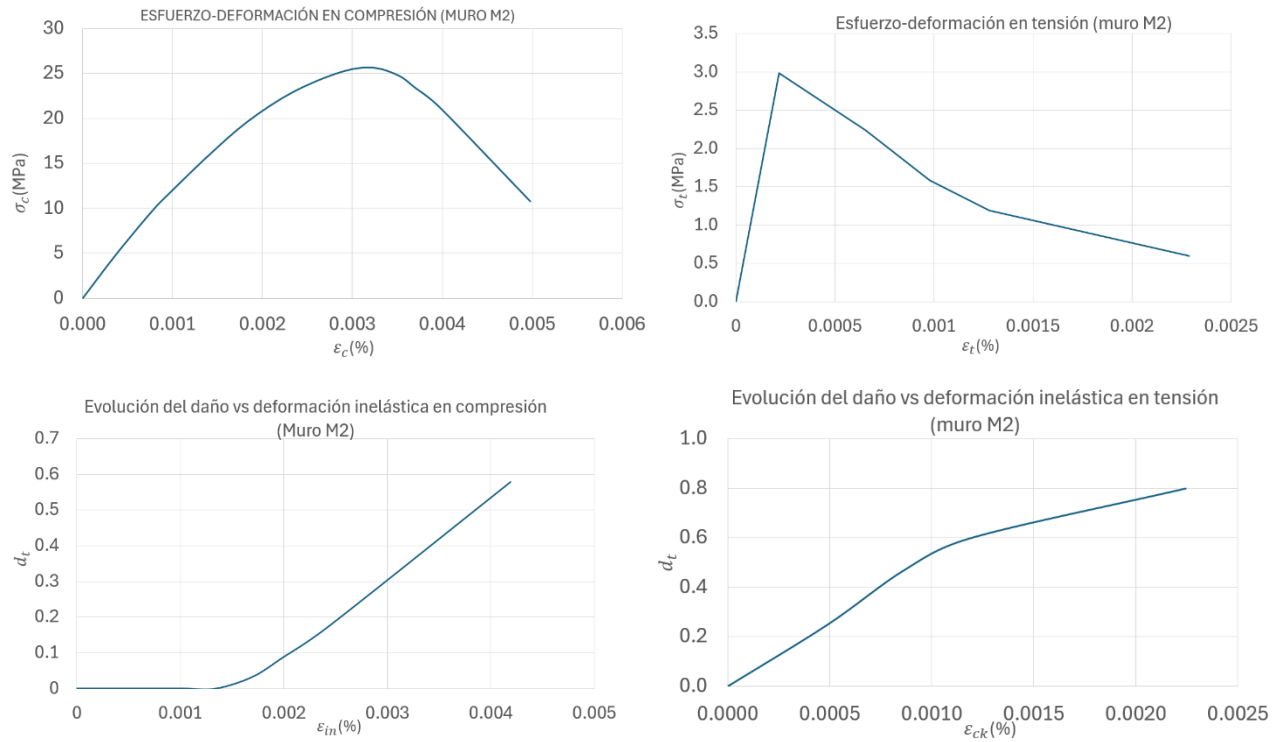
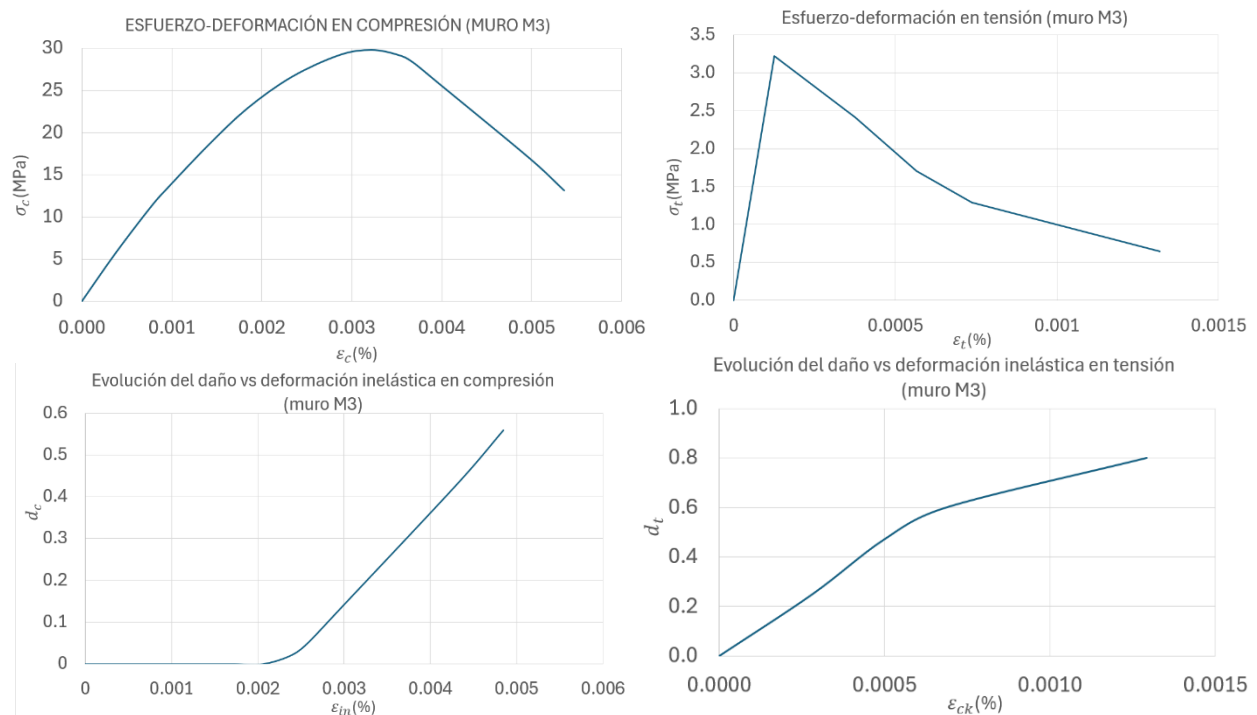
Nota. Adaptado de *Ensaye de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis*, Flores & Pérez, 2008.

Las propiedades de la unidad de ladrillo expandida, de la resistencia a la compresión de la mampostería y demás propiedades de los materiales de ambos muros, se resumen en la **Tabla 14**.

Tabla 14. *Propiedades para la calibración del muro M2 y M3*

	MURO M2	MURO M3
$f'cu_{prom}$ (MPa)	12.4	8.9
E_u (MPa)	14025	14025
G_u (MPa)	5610	5610
E_m (MPa)	1968	1200
G_m (MPa)	787	480
$f'c$ (MPa)	25.64	29.81
E_c (MPa)	23800	25663
ν	0.16	0.14
Peso Vol (kg/m^3)	2088	1993

Para la definición de los parámetros de plasticidad en CDP para ambos materiales, fueron usados los mismos valores descritos en la **Tabla 7**, debido a que estos parámetros definen un comportamiento inelástico general de cada material. Por otro lado, para las curvas de esfuerzo-deformación de ambos muros, fue usada igual metodología del muro M1. En la **Figura 57** y **Figura 58** se muestran las curvas relacionadas al concreto de ambos muros. Para el ladrillo por ser una definición promedio del material, como lo mencionan los autores, no se hace necesario realizar la curva nuevamente (**Figura 36**).

Figura 57. *Curvas de esfuerzo-deformación del concreto en el muro M2.***Figura 58.** *Curvas de esfuerzo-deformación del concreto en el muro M3.*

Con respecto a las propiedades elásticas e inelásticas para la micromodelación en Abaqus CAE, se hace un resumen en la **Tabla 15** de los valores finalmente usados, después de realizar las

respectivas simulaciones previas para la calibración de parámetros. Se debe considerar que estos valores se aplican en la interacción entre ladrillos.

Tabla 15. *Propiedades constitutivas de la interacción entre unidades de ladrillo expandido.*

	MURO M2	MURO M3
$E_{adj}(\text{MPa})$	9734	7914
$K_{nn} (\text{N/mm}^3)$	229	131.2
$K_{ss} \text{ y } K_{tt} (\text{N/mm}^3)$	91.6	52.5
$t_n^{max} (\text{MPa})$	0.6	0.5
$G_{IC} (\text{N/mm})$	0.03	0.01
$G_{IIC} (\text{N/mm})$	1.3	0.12
$c (\text{MPa})$	1.1	0.65
μ	0.75	0.75
Recuperación en compresión-Concreto	1	0.7
Recuperación en compresión-Ladrillo	0.5	0.5

6.2.1. Modelación en Abaqus

Para la modelación de ambos muros en la interfaz Abaqus CAE, se utilizó el mismo sistema de unidades usados en el muro M1. Las partes que componen el modelo teóricamente son las mismas, con algunos cambios como la geometría del confinamiento y del refuerzo. Se emplearon los mismos tipos de elementos tridimensionales mencionados (C3D8R y T3D2). Las propiedades de cada material se introdujeron de forma similar al muro M1, con la diferencia que los valores de esfuerzo-deformación asignados al concreto en el modelo Concrete Damage Plasticity (CDP), fueron ajustados según las características específicas de cada muro.

Respecto del módulo “step”, fue necesario incrementar ligeramente el escalado de masa a un factor $f^2 = 64$ para el muro M2 y $f^2 = 100$ para el muro M3, buscando disminuir el tiempo de simulación, ya que el número de elementos y nodos se aumenta drásticamente por el tamaño de ambos modelos.

Para la salida de datos, se utilizaron las mismas variables descritas en la **Figura 45**. Sin embargo, en el módulo “interaction”, se estableció una diferenciación entre las interacciones que se generan entre la viga y los ladrillos, y entre las columnetas y los ladrillos. Como se conoce, la unión entre la cara de los ladrillos en contacto con la viga de confinamiento suele ser más resistente en comparación con la unión que se forma con las columnetas. Esto se debe a:

- Mejores condiciones de confinamiento en la viga, debido a la compresión uniforme generada sobre la mampostería, lo cual favorece la adherencia entre elementos y limita la apertura de fisuras.
- Distribución más eficiente de esfuerzos, lo que incrementa la fricción entre superficies y la resistencia al deslizamiento.

En la **Tabla 16** se presentan los valores usados en cada interacción, dichos valores basados en la investigación mencionada anteriormente de Gupta et al., (2024), con algunos cambios realizados en las simulaciones de calibración. Se usaron valores bajos de rigidez tangencial (K_{ss} y K_{tt}) porque favorecen la disminución del daño excesivo artificial, de esta forma se trató a la unión con la viga como una unión más rígida y resistente a deslizamientos. En contraste, para la interacción con las columnetas se aumentó el valor de la rigidez tangencial, lo cual hizo que la interacción tuviera más capacidad de transmitir esfuerzos tangenciales, permitiendo que se concentre el daño por corte en las columnetas.

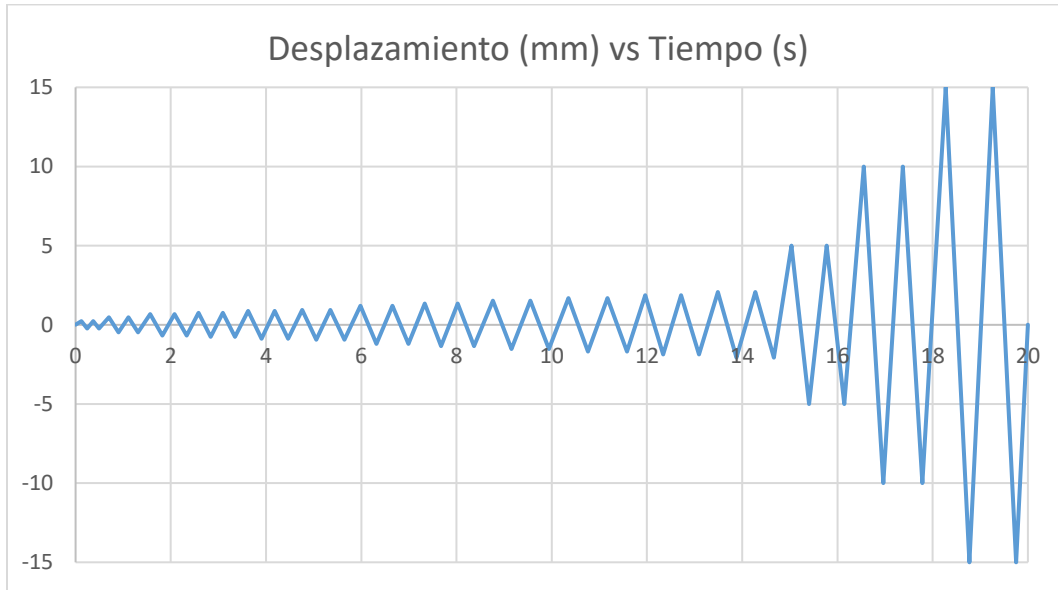
Tabla 16. Interacción entre la superficie de contacto, viga-ladrillo y columna-ladrillo.

Contacto ladrillo-concreto en la viga	MURO M2	MURO M3
$K_{nn} (N/mm^3)$	50.0	50.0
$K_{ss} (N/mm^3)$	8	8.0
$K_{tt} (N/mm^3)$	8	8.0
$t_n^{max} (MPa)$	0.35	0.35
$c (MPa)$	1.11	1.11
μ	0.8	0.8
<i>Plastic displacement</i>	0.6	0.6
<i>Exponential parameter</i>	4	4
Contacto ladrillo-concreto en columnetas	MURO M2	MURO M3
$K_{nn} (N/mm^3)$	40	50.0
$K_{ss} (N/mm^3)$	15	20.0
$K_{tt} (N/mm^3)$	15	20.0
$t_n^{max} (MPa)$	0.35	0.35
$c (MPa)$	1.11	1.11
μ	0.8	0.8
<i>Plastic displacement</i>	0.6	0.6
<i>Exponential parameter</i>	4	4

Respecto a la amplitud, en el muro M2 se utilizó la misma definida para el muro M1, según se muestra en la **Figura 52**. En cambio, en el caso del muro M3 fue necesario incorporar un ciclo adicional de desplazamiento en la fase inelástica, debido a su mayor capacidad estructural. Esto implicó un incremento en el desplazamiento máximo inducido durante la simulación de carga

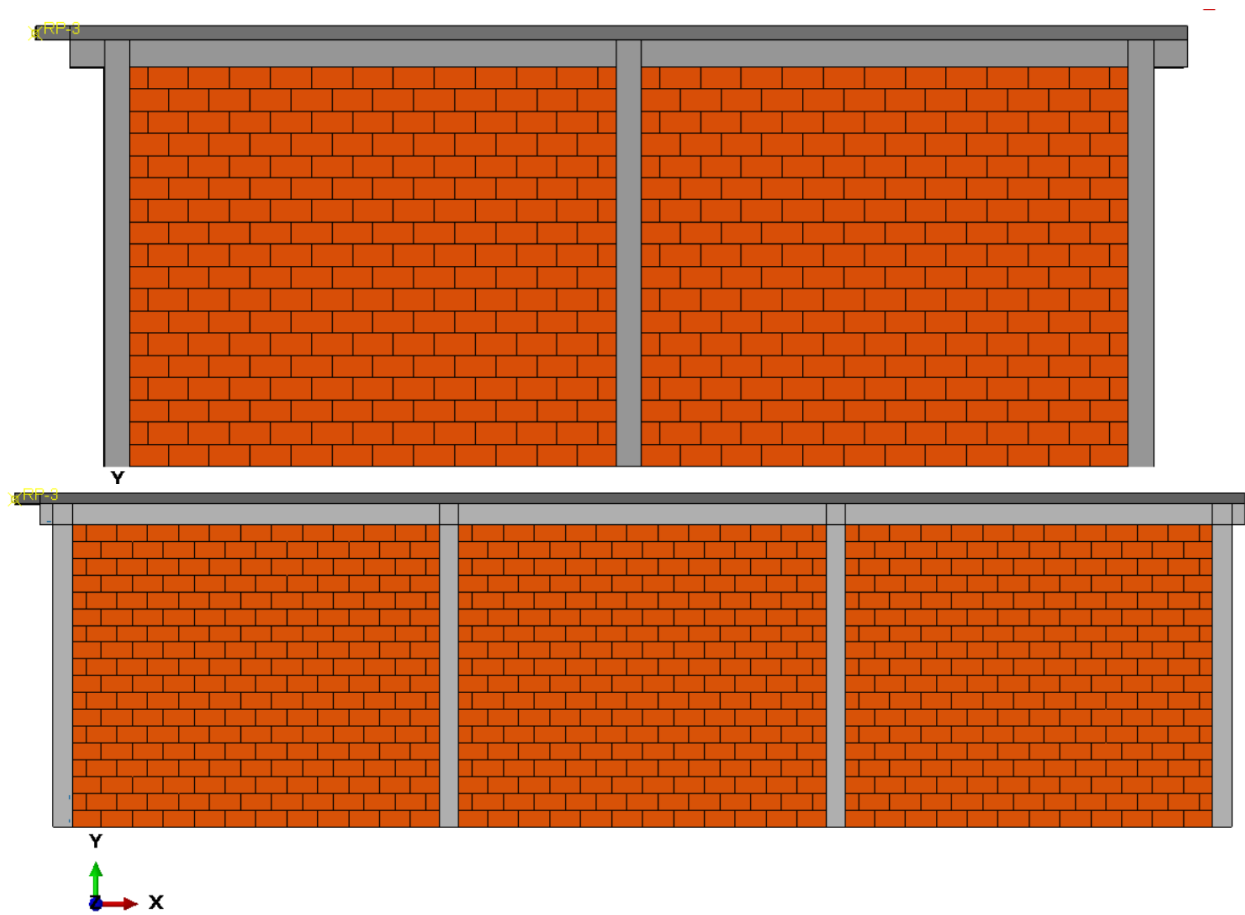
cíclica, aplicada en la parte superior izquierda de la viga de carga. La amplitud correspondiente se presenta en la **Figura 59**.

Figura 59. Protocolo de desplazamiento para la simulación del muro M3.



En el módulo “mesh” se configuraron los elementos con el mismo método mencionado para el muro M1, generando un total para el muro M2 de 79736 nodos, 43090 elementos, de los cuales 2200 son de tipo T3D2 y 40890 de tipo C3D8R. El muro M3 contó con un total de 118268 nodos, 63746 elementos, con 3008 elementos tipo T3D2 y 60735 de tipo C3D8R.

En la **Figura 60** se presenta el muro M2 y M3 ensamblado, con todas las propiedades y partes calibradas.

Figura 60. Muro M2 y M3 en Abaqus CAE.

7. Resultados y análisis de las simulaciones

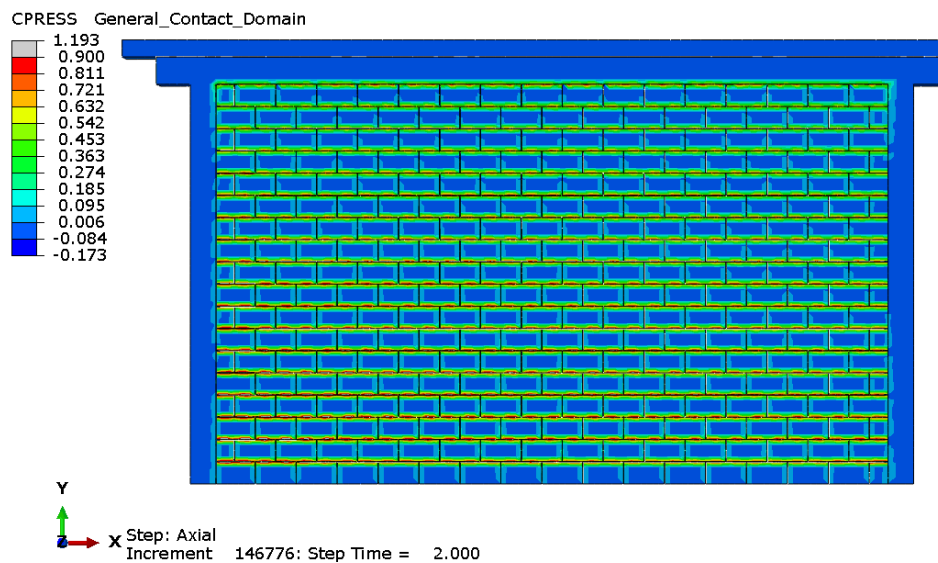
Para el análisis de los resultados obtenidos en cada simulación, se definieron previamente una serie de parámetros en el módulo “step”, los cuales fueron estudiados en detalle en la interfaz gráfica de Abaqus llamada “visualization”. A continuación, se describió el comportamiento mecánico observado en cada modelo, además de las curvas de histéresis y las envolventes de resistencia. Estos resultados fueron comparados con los resultados experimentales de los muros.

7.1. Resultados de la simulación del muro M1

Para analizar la respuesta presentada en la simulación por el muro M1, se inició observando su comportamiento durante el paso o “step” en el que se aplicó la carga de precompresión o carga axial, además de las presiones de contacto generadas por su propio peso.

Para verificar los valores y la distribución de los esfuerzos de contacto, se utilizó la salida de datos llamada “CPRESS” que representa las presiones de contacto alrededor de todo el modelo. En la **Figura 61** se ilustran, mediante una escala, los valores aproximados de presión de contacto, observándose mayores presiones en la parte inferior del modelo. Se registraron valores cercanos a 1 MPa, producto de la carga axial equivalente a 0.5 MPa y el peso propio del muro.

Figura 61. Presiones de contacto entre elementos antes de la carga cíclica.

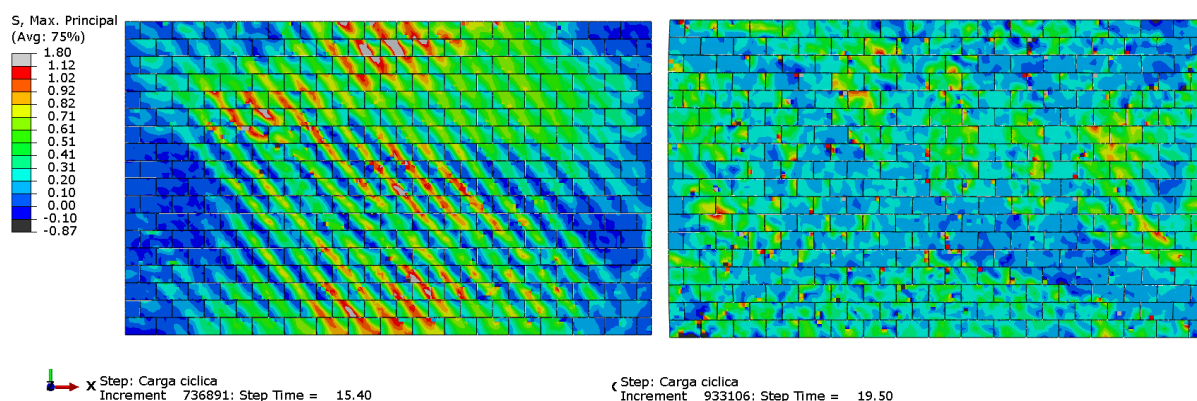


Una vez se aplicó la carga cíclica lateral, se procedió a analizar los esfuerzos presentes en el muro. Una de las variables de esfuerzo analizado es el esfuerzo principal máximo, el cual está asociado al mayor esfuerzo de tensión desarrollado en el muro.

En la **Figura 62** se observa cómo evolucionó el esfuerzo en el paño a lo largo del tiempo de la simulación. Antes de que aparecieran las primeras grietas, comenzaron a registrarse valores de esfuerzo superiores a la capacidad a tensión del muro, valor límite en la escala.

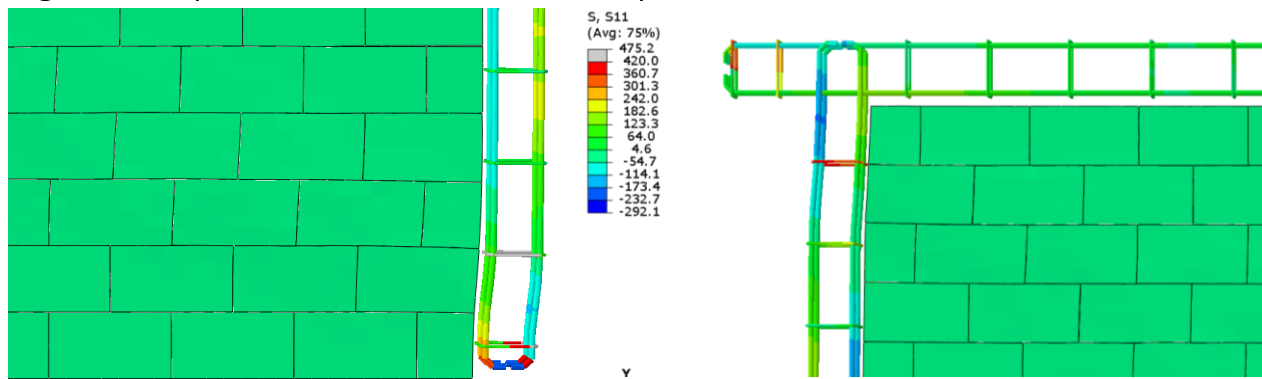
Una vez se superó este límite y comenzaron a formarse grietas en el muro, varias zonas perdieron su capacidad para resistir esfuerzos elevados. Al avanzar la simulación, estas áreas afectadas mostraron una disminución progresiva en los esfuerzos registrados, reflejando el daño acumulado en el paño del muro y la pérdida de resistencia en las regiones más comprometidas, asociadas a los valores inferiores en la escala.

Figura 62. Esfuerzo principal máximo a lo largo de la simulación.



Para revisar la evolución del esfuerzo axial o S_{11} , se presenta la **Figura 63**, donde se muestra el esfuerzo que soportaron las barras de acero de refuerzo en la columna, especialmente en los extremos del muro, y en la parte superior e inferior del confinamiento. En estos puntos, resultó importante considerar el daño presente en los materiales, producto del efecto generado por la carga cíclica.

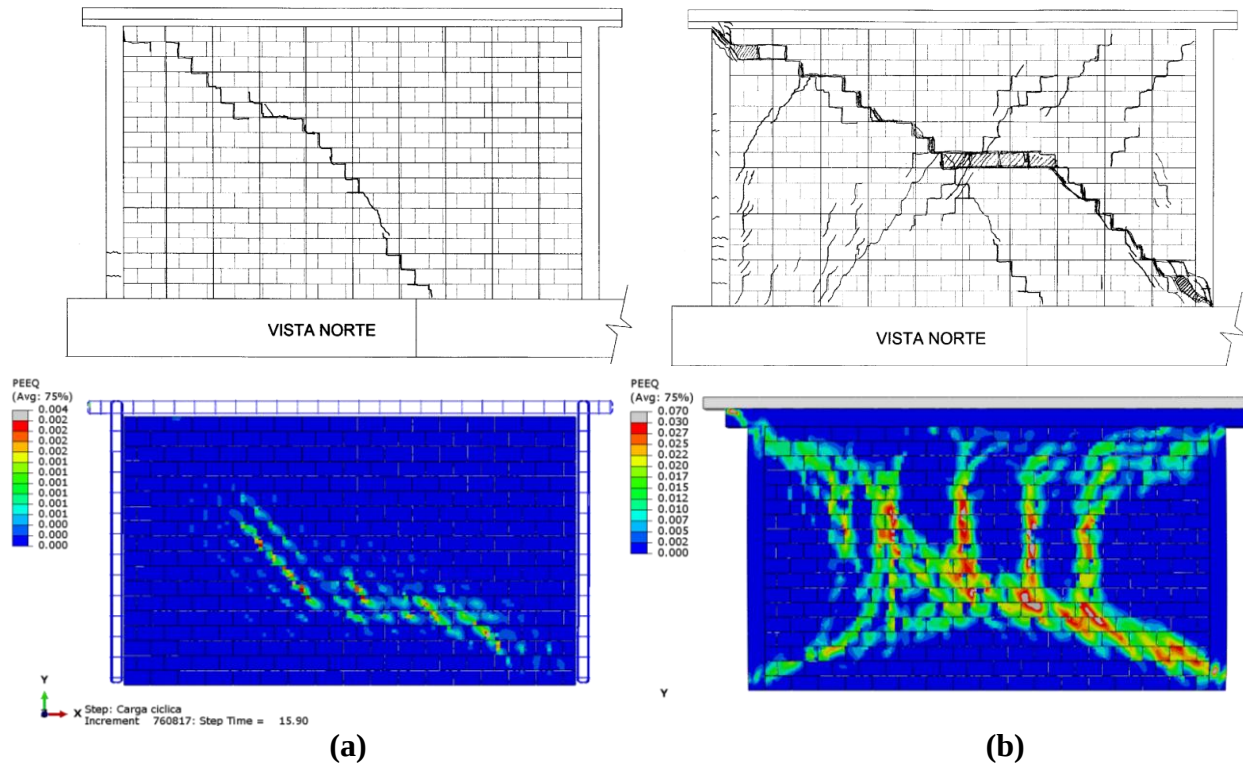
El límite superior considerado fue el esfuerzo de fluencia correspondiente al acero grado 60. En la **Figura 63**, los valores positivos representaron el esfuerzo en tensión, mientras que los valores negativos indicaron esfuerzos de compresión en el refuerzo.

Figura 63. Esfuerzo axial en los elementos de refuerzo.

El siguiente parámetro analizado fue la deformación plástica equivalente (PEEQ). Este parámetro describió la deformación plástica acumulada que experimentó el paño del muro. A partir de este valor, se identificaron las zonas con daño plástico permanente, donde ya no se presentó comportamiento elástico.

La **Figura 64a** muestra una comparación de la evolución del daño en el muro durante la simulación. En el ensayo experimental se presentó la primera grieta alrededor del ciclo +9, lo cual equivale al el paso de tiempo 15.9s en la simulación. Este comportamiento sugirió la aparición de una grieta por corte, tipo tracción diagonal.

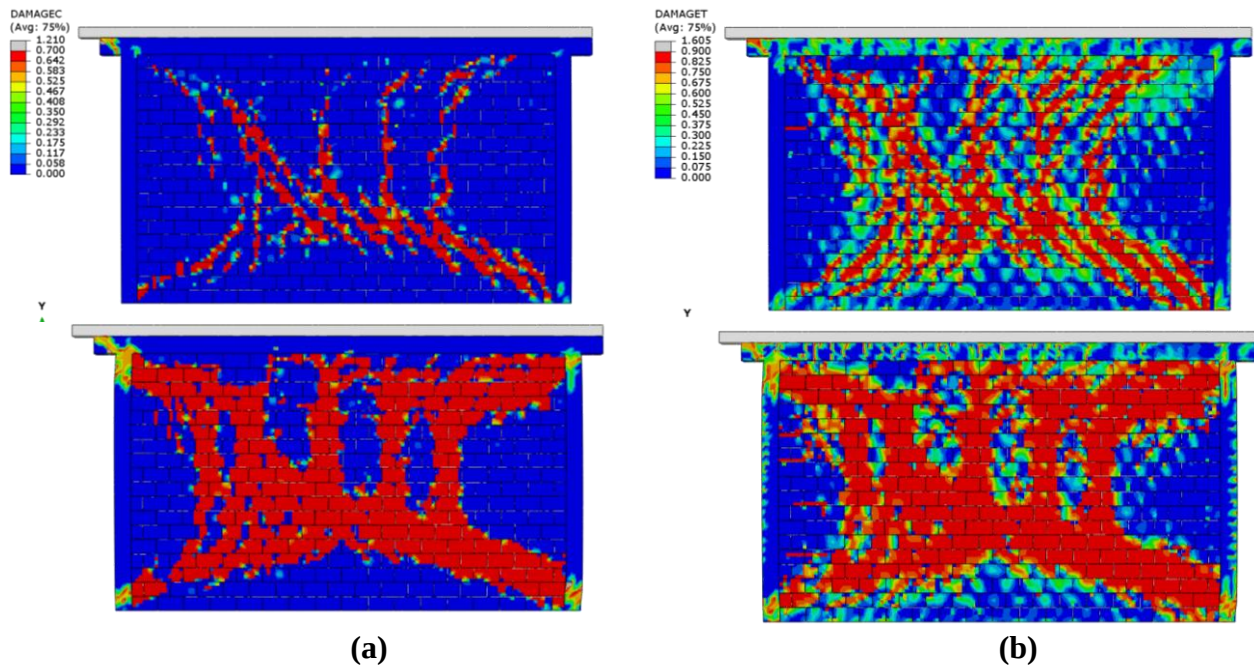
Las grietas aumentaron progresivamente con una orientación definida, correspondiente a un falla relacionada con la baja resistencia a tensión de las unidades de ladrillo. En la **Figura 64b**, se evidenció claramente el patron diagonal de la grieta, indicando el inicio de la falla estructural. Además, se evidenciaron daños en la columneta de confinamiento, por acción de los esfuerzos de corte provocados por la interacción compuesta con la mampostería. También se detectaron fallas en la diagonal opuesta del paño, como consecuencia de la carga cíclica impuesta.

Figura 64. Comparación de la evolución del daño en el muro M1.

Siguiendo con el patrón de daños en el muro, en la **Figura 65a** se indica una característica particular del análisis de la mampostería con el uso de CDP, y es la evolución de daño por compresión (DAMAGEC) y en la **Figura 65b** por tensión (DAMAGET). Ambos parámetros representaron la pérdida de rigidez del material cuando fue sometido a esfuerzos, y su valor varió desde cero, indicando ausencia de daño, hasta uno, que expresa un daño completo en el material.

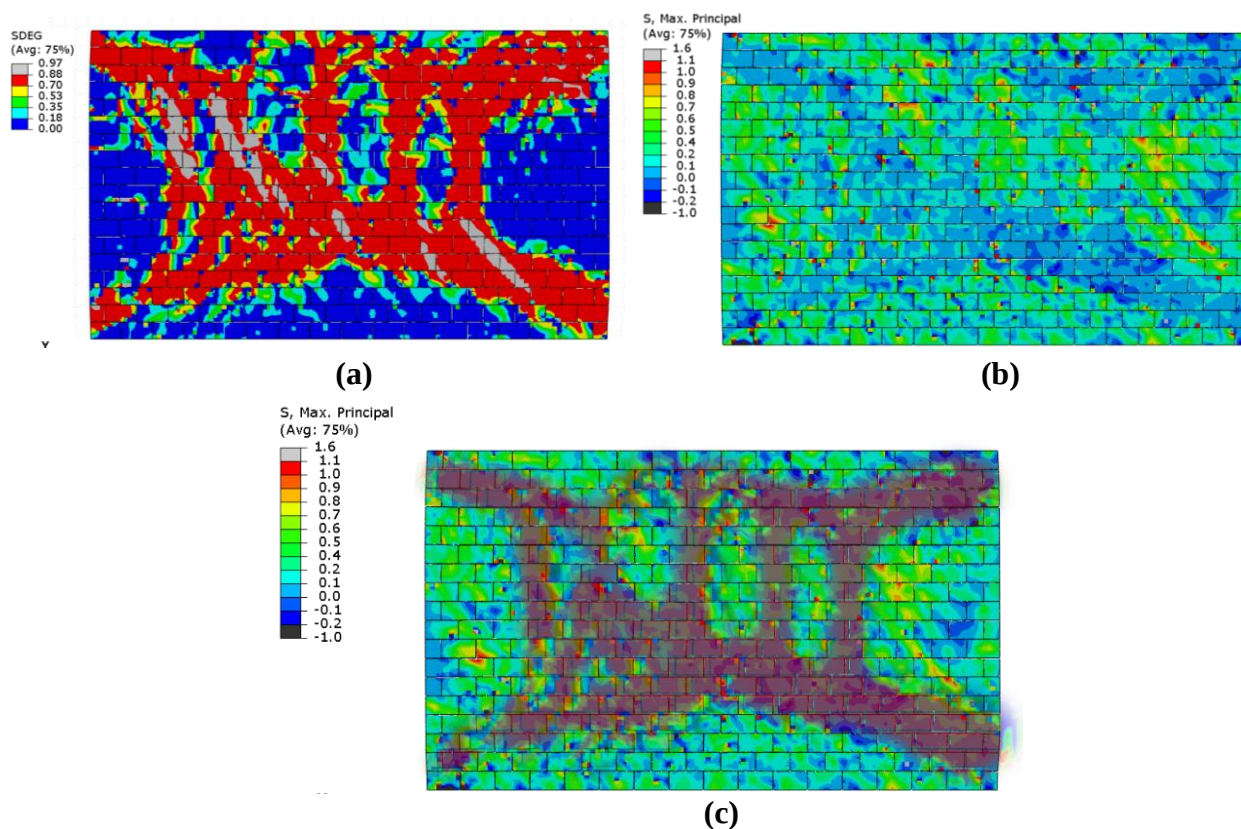
Como se observa en la **Figura 65**, ambos patrones presentaron una estrecha similitud en zonas donde se concentró la deformación plástica equivalente. Sin embargo, el daño en tensión tuvo una mayor propagación en todo el muro, incluyendo elementos del confinamiento, formando un patrón de grietas alrededor de todo el muro.

Otra característica relevante fue la magnitud del daño generado por cada tipo de esfuerzo. Mientras que el daño por compresión no superó el 0.7 en el paño del muro, el daño en tensión alcanzó valores de hasta 0.9, e incluso en puntos específicos es muy cercano a 1.

Figura 65. Evolución del daño en compresión y tensión en el muro M1

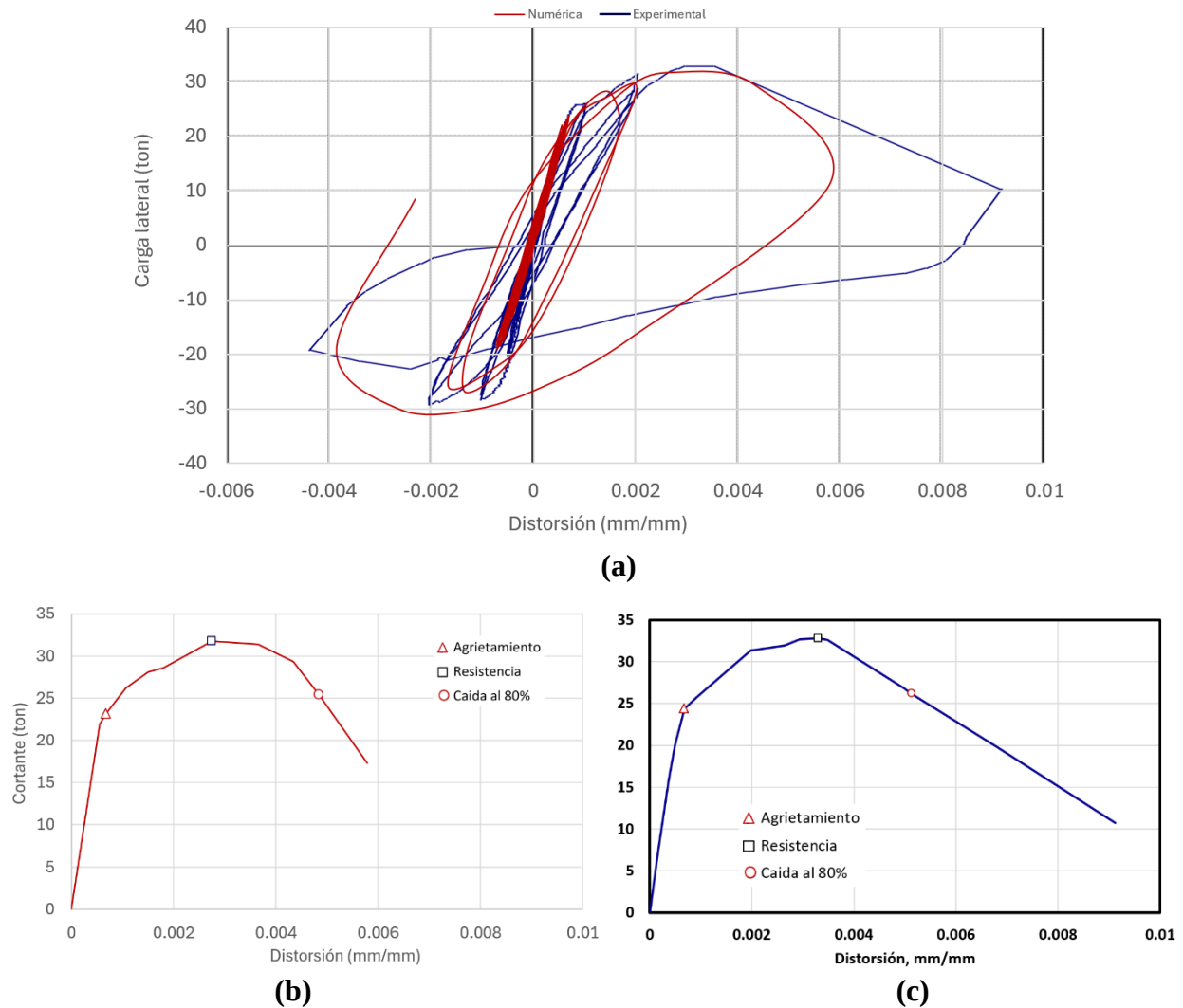
Finalmente, se analizó un comportamiento relacionado con la pérdida de rigidez en el paño por acción del esfuerzo al que estuvieron sometidos durante la simulación. Para evaluar lo descrito, se usó la variable de degradación de rigidez (SDEG), una variable escalar que varió de 0 a 1 y que representó la pérdida local de rigidez del material, considerando el daño generado tanto por tensión como por compresión en el muro.

En la **Figura 66a** se muestra la pérdida de rigidez global del sistema, relacionado con el esfuerzo principal máximo de la **Figura 66b**, cerca del final de la simulación ($t=19.2$ s). Al superponer ambas figuras, obteniendo la **Figura 66c**, se observó que las zonas donde SDEG alcanzó valores cercanos a 1, coincidieron con regiones donde el esfuerzo máximo principal tenía valores cercanos a 0 MPa. Esto evidenció que el material había fallado localmente por tensión y, como resultado, no se produjo transferencia de esfuerzos en esas zonas, lo que implicó una pérdida de la capacidad estructural. En consecuencia, los esfuerzos se redistribuyeron hacia regiones no dañadas del muro.

Figura 66. *Transferencia de esfuerzos en el muro M1 por pérdida de capacidad estructural.*

7.1.1. Curva de histéresis y envolvente

Uno de los propósitos principales de este estudio fue simular, mediante el modelo numérico, el comportamiento histerético de los muros ensayados. En la **Figura 67a**, se presenta la superposición de las curva experimental y numérica del muro M1 y en la **Figura 67 (b) y (c)** se muestran las envolventes de resistencia numérica y experimental respectivamente.

Figura 67. Curva de histéresis y envolventes experimentales del muro M1.

Las curvas de histéresis presentaron un comportamiento similar en los puntos críticos. Sin embargo, se identificaron diferencias importantes que merecen ser analizadas. La simulación presentó un comportamiento más rígido comparado con la curva experimental, lo cual se puede relacionar con el valor del módulo de elasticidad definido para la unidad de ladrillo expandido, producto del método de modelación de la mampostería.

Esta rigidez adicional puede atribuirse a la simplificación realizada al modelar el mortero y las unidades de ladrillo como un solo material compuesto, mediante la aplicación de la Ecuación 16. Dicha aproximación unifica las propiedades de ambos materiales, lo cual lleva a la pérdida de características específicas del mortero y del ladrillo, generando una respuesta estructural más rígida. Además, las propiedades de interacción en las interfaces también se ven afectadas, ya que

las variables de rigidez en la dirección normal (K_{nn}) y en las direcciones de corte (K_{ss} y K_{tt}) están definidas por el módulo de elasticidad de la unidad expandida. Estos tres parámetros, en conjunto, son determinantes para la rigidez inicial, el modo de falla y la respuesta histerética del muro.

Otra variable analizada es la disipación de energía hasta el agrietamiento. Si bien, en esta fase no se alcanzan cargas elevadas, en el ensayo experimental se evidenció una mayor disipación de energía en comparación con la simulación numérica. Como resultado, los lazos histeréticos generados en la simulación fueron más estrechos en los primeros ciclos, reflejando una menor disipación. Sin embargo, este patrón cambió a partir del momento en que se produjo el agrietamiento. A partir de este punto, el muro experimental disipó un poco menos de energía que el modelo numérico, el cual mostró unos ciclos más anchos.

Para que la simulación presentara un comportamiento más cercano respecto de la disipación de energía de la prueba, fue necesario ajustar parámetros que degradaran la capacidad de recuperación de rigidez en compresión y tensión del muro, los cuáles se enfocan principalmente en la unidad de ladrillo expandido. Para evitar una degradación excesiva en el muro, se definió una capacidad de recuperación de rigidez del 50 % en compresión y del 70 % en tensión.

Cuando se analizaron las curvas, se evidenció diferencias significativas en el último ciclo de carga. Mientras que en la curva experimental se observó una pérdida total de la capacidad estructural del muro tras alcanzar su pico de resistencia, llegando a valores muy bajos de resistencia. La simulación numérica mostró un comportamiento un poco diferente. Aunque también se presentó una disminución en la resistencia, se conservó una capacidad residual, permitiendo un ciclo adicional de resistencia, a pesar del elevado daño registrado en la diagonal principal del muro.

Este comportamiento puede explicarse por una variable previamente analizada: el esfuerzo principal máximo (S_{max} principal). Tras alcanzar niveles elevados de daño, el modelo redistribuyó los esfuerzos hacia zonas menos afectadas, como los bordes del muro o algunas regiones del confinamiento. Este fenómeno influye en los resultados, pero es inherente a la simulación numérica, ya que no es posible capturar completamente el colapso físico real, es decir, no se reproducen fenómenos como el desprendimiento de unidades o la pérdida de adherencia entre elementos.

En la **Tabla 17** se comparan las rigideces elásticas, los cortantes de agrietamiento, de resistencia máxima y de falla (80%), y las distorsiones asociadas, para las respuestas numérica y experimental, respectivamente.

Tabla 17. Valores asociados a los puntos críticos del análisis histerético del muro M1.

Rigidez elástica			Agrietamiento en el muro		
K_{e_exp}	K_{e_num}	dif	V_{agr_exp}	V_{agr_num}	dif
(ton/cm)	(ton/cm)	(%)	(ton)	(ton)	(%)
136.74	126.9	8.2	25.6	23.13	9.7
Distorsión de agrietamiento			Cortante máximo		
γ_{agr_exp}	γ_{agr_num}	dif	V_{max_exp}	V_{max_num}	dif
(mm/mm)	(mm/mm)	(%)	(ton)	(ton)	(%)
0.00081	0.00068	16.5	32.7	31.76	2.9
Distorsión en el cortante máximo			Resistencia al 80% del Vmax		
γ_{max_exp}	γ_{max_num}	dif	$V_{0.8_exp}$	$V_{0.8_num}$	dif
(mm/mm)	(mm/mm)	(%)	(ton)	(ton)	(%)
0.0033	0.0027	16.8	26.2	25.4	3
Distorsión en el 80% del Vmax					
$\gamma_{0.8_exp}$		$\gamma_{0.8_num}$		dif	
(mm/mm)		(mm/mm)		(%)	
0.00513		0.00484		5.6	

A lo largo de la simulación, se evidenció una discrepancia en las distorsiones asociadas al agrietamiento y al cortante máximo, atribuible a una mayor rigidez en el modelo numérico en comparación con los resultados experimentales. Como se mencionó, el aumento de la rigidez numérica viene dada por la simplificación realizada al modelar el mortero y las unidades de ladrillo como un solo material compuesto.

Respecto a los valores asociados al 80 % de la capacidad máxima de la estructura. Este punto, según los autores de la investigación experimental, puede utilizarse como un criterio para definir la capacidad de deformación útil, así como para identificar la pérdida de resistencia en el muro una vez iniciada la degradación. Los resultados mostraron diferencias bajas entre los valores obtenidos numéricamente y los experimentales.

Una variable mencionada en el proceso de calibración de la simulación que resulta importante analizar, es el tiempo que ésta tardó, en función del incremento de masa y la energía cinética generada durante el análisis. Para estudiar estos puntos, se presenta una comparación con los valores analíticos calculados en la **Tabla 13**, frente a los obtenidos directamente en la

simulación. En la **Tabla 18** se resumen los valores, así como el tiempo que tardó la simulación, además, se presentan solo los valores correspondientes al acero, ya que el incremento de tiempo en toda la simulación fue controlado por el material que poseía el menor incremento de tiempo.

Inicialmente, el tiempo de ejecución de la simulación fue relativamente bajo, con una duración aproximada de 5 horas. En contra parte, se identificaron limitaciones en los resultados, principalmente relacionados con la modelación de los elementos de confinamiento. En principio, se optó por una modelación elástica para estos elementos, lo que implicaba la exclusión del refuerzo en las columnetas y en la viga de confinamiento.

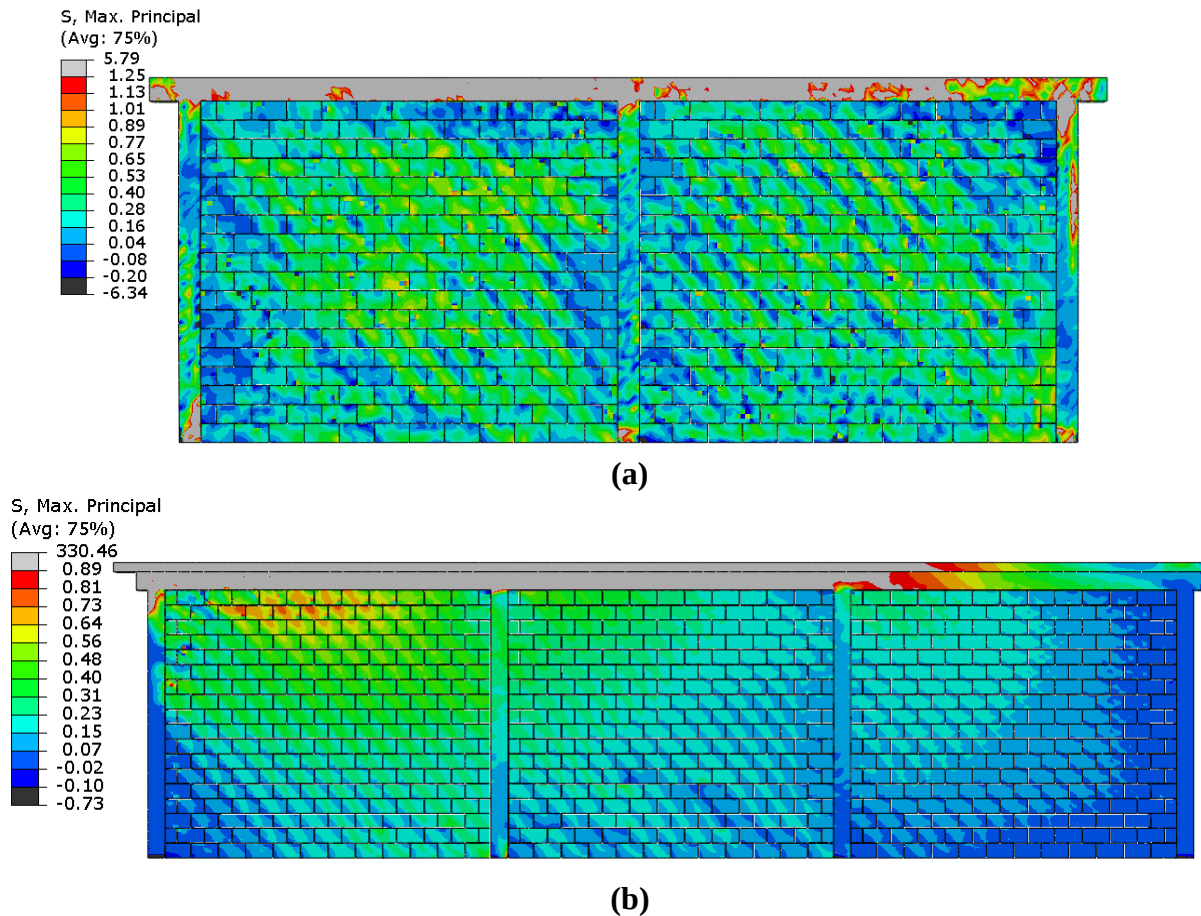
Sin embargo, al modificar el modelo para incluir una representación inelástica de todos los elementos estructurales, se obtuvo una mejora significativa en la calidad de los resultados, tanto en las curvas de histéresis como en la evolución del daño observado en el muro mediante la interfaz gráfica. Esta mejora, no obstante, tuvo como consecuencia un aumento en el tiempo de simulación requerido para completar el análisis.

Tabla 18. *Tiempo de análisis en la simulación del muro M1.*

	Acero	Δt_{ms} (s)	Δt_{mexp} (s)	Tiempo de la simulación (h)
L^e (mm)	14.14			
E (MPa)	200000			
Escalado de masa (f^2)	64	2.24E-05	2.089E-05	7.5
ρ_{ms} (ton/mm ³)	5.02E-07			
C_{d-ms} (mm/s)	630943.1			

7.2. Resultados de la simulación de los muros M2 y M3

El esfuerzo principal máximo (S_{max} principal), asociado al esfuerzo de tensión en cada muro, inicialmente presentó una distribución similar entre paños, debido a la forma de aplicación de la carga cíclica, como se muestra en la **Figura 68a**. Sin embargo, se observó una diferencia en el tercer paño del muro M3 de la **Figura 68b**, donde se presentaron esfuerzos menores en comparación al primer paño.

Figura 68. Esfuerzos máximos principales en el muro M2 y M3.

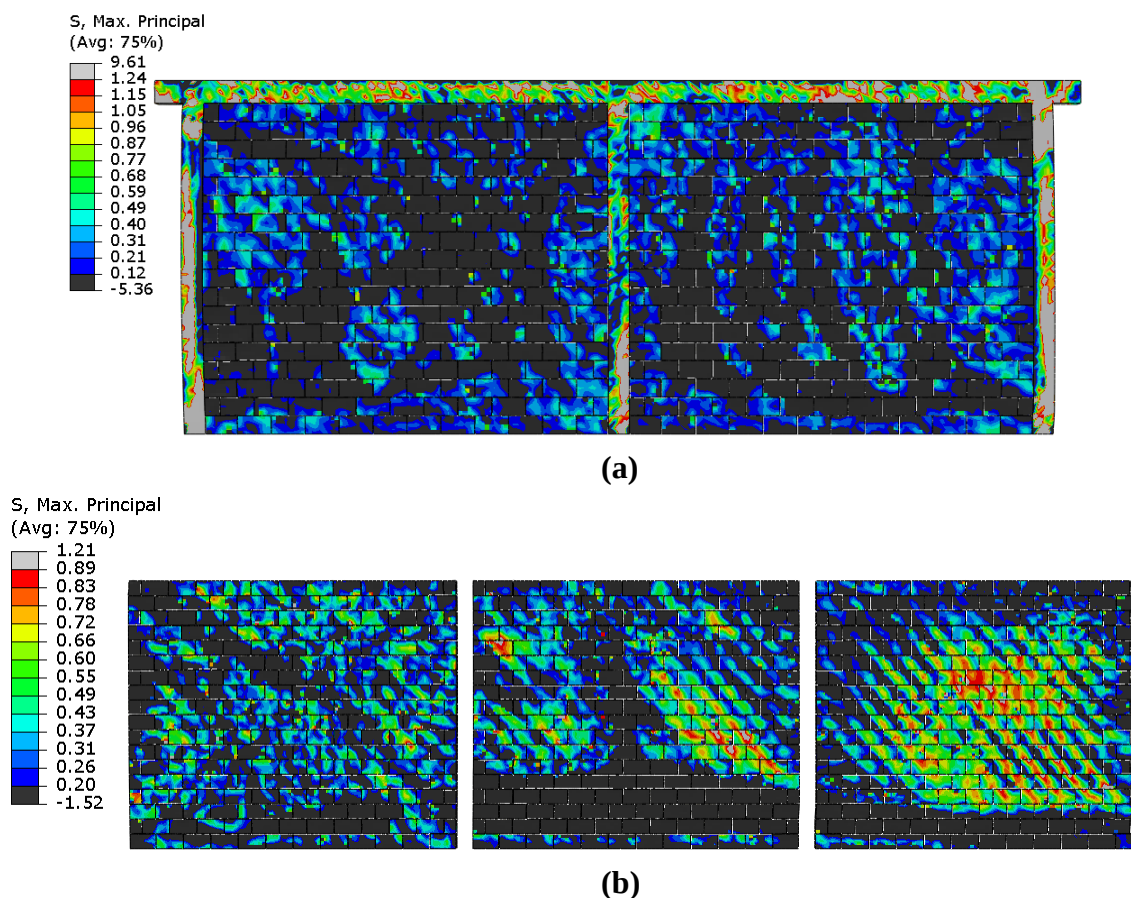
Continuando con el análisis del esfuerzo principal máximo, se estudiaron los resultados obtenidos cerca de finalizar la simulación, con el objetivo de verificar si se mantenía el comportamiento observado en el muro M1, donde los elementos dañados no presentaban esfuerzos elevados, ubicándose cercanos a valores de 0 MPa.

En la **Figura 69a**, se observa en el muro M2 una distribución similar del esfuerzo, con un esfuerzo residual similar en cada paño. Sin embargo, en el muro M3 de la **Figura 69b**, se identifica una capacidad superior en el tercer paño en comparación con los otros dos, comportamiento que ya se había evidenciado en la **Figura 68b** desde el inicio de la aplicación de los esfuerzos laterales. En ese momento, el tercer paño mostró niveles de esfuerzo significativamente más bajos que los otros dos, indicando que conforme avanzó la simulación, este paño asumió una mayor participación estructural.

Este comportamiento podría estar relacionado con la aplicación de la carga cíclica en la parte superior izquierda del muro, lo que provocó que los dos primeros paños absorbieran

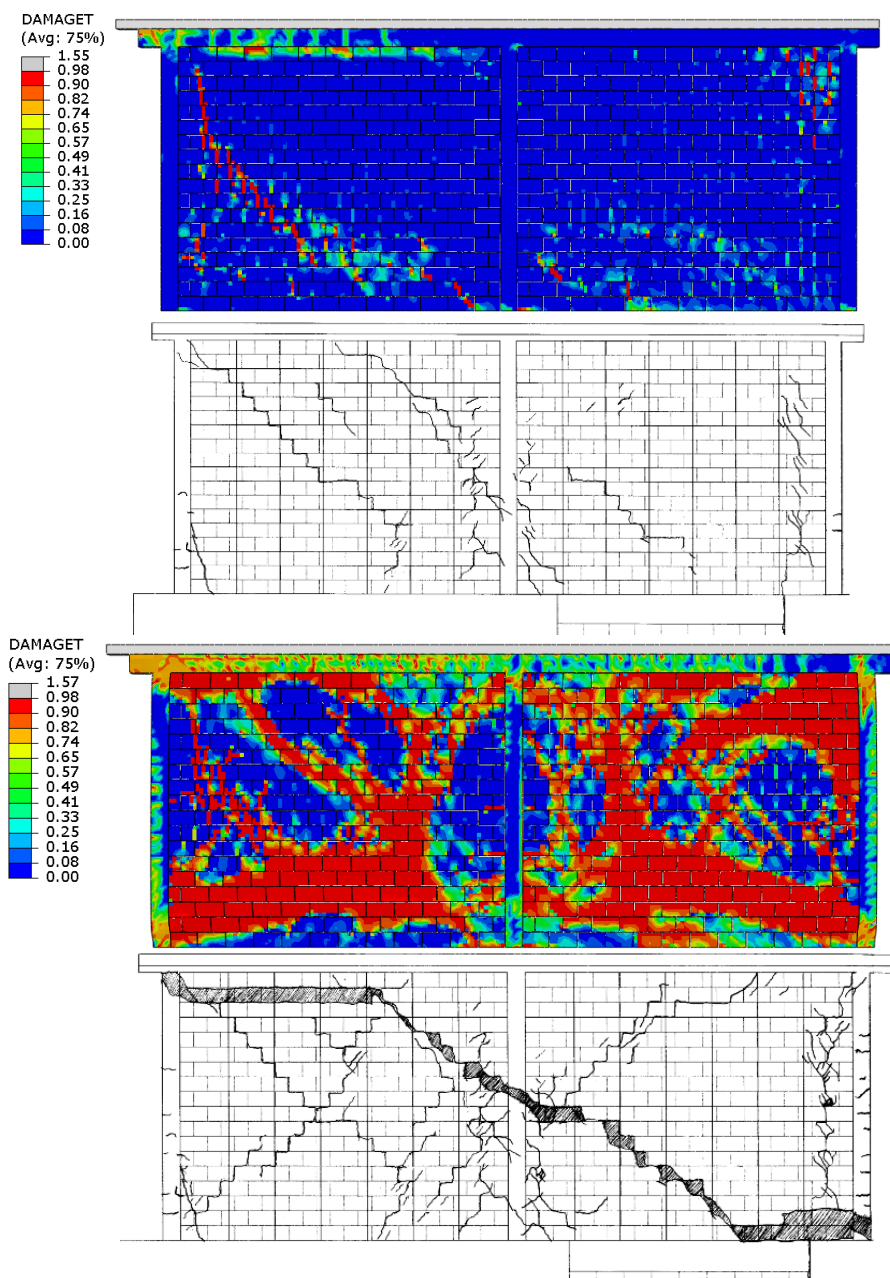
inicialmente una mayor proporción de la carga. Como resultado, el tercer paño comenzó a mostrar niveles elevados de esfuerzo en etapas posteriores, cuando la redistribución de esfuerzos se hizo evidente, debido a la degradación progresiva y la pérdida de capacidad resistente en los primeros dos paños.

Figura 69. Esfuerzos en el muro M2 y M3 cerca de la falla.



A continuación, en la **Figura 70** se presenta la evolución del daño en tensión (DAMAGET), para el muro M2, junto con un análisis de la respuesta estructural y la localización del daño tanto a nivel global como local. Este comportamiento fue comparado con la evolución del daño observado experimentalmente.

Figura 70. Evolución del daño en el muro M2 a lo largo de la simulación en comparación al experimental.



En la **Figura 70** se observa, a partir de la simulación, un patrón de daño concentrado en la diagonal principal a lo largo de ambos paños del muro. Este comportamiento fue atribuido a un mecanismo de corte diagonal. Adicionalmente, se evidenció una acumulación de daño en las esquinas del muro, donde interactúan los elementos de confinamiento y las unidades de ladrillo.

Una particularidad importante fue la ausencia de distribución del esfuerzo en la zona central de la columneta. Inicialmente, se intentó corregir este comportamiento asignando valores bajos a los parámetros de rigidez tangencial (K_{ss} y K_{tt}) en la zona de interacción entre los ladrillos y el concreto de la columneta. Sin embargo, esta modificación solo provocó que el daño se redistribuyera hacia las zonas superior e inferior de la columneta. Por el contrario, al aumentar estos valores de rigidez, el muro dejó de presentar daño en dicha zona, lo cual generó una limitación en la capacidad de la simulación para representar adecuadamente la evolución del daño en el muro M2.

Por otro lado, para el muro M3 de la **Figura 71**, se observa una coincidencia visual importante con el daño inducido experimentalmente. En principio, se generó un daño leve en la zona superior del paño central, lo cual coincidió con el inicio de las grietas en el ensayo experimental.

Al analizar el daño al final de la simulación, se evidenció una clara tendencia a la concentración del daño en la zona inferior del muro, característica de las grietas del ensayo experimental. Este tipo de daño pudo haber conducido tanto a una falla por corte deslizante, como también por corte diagonal, inducida por las grietas diagonales a lo largo del muro.

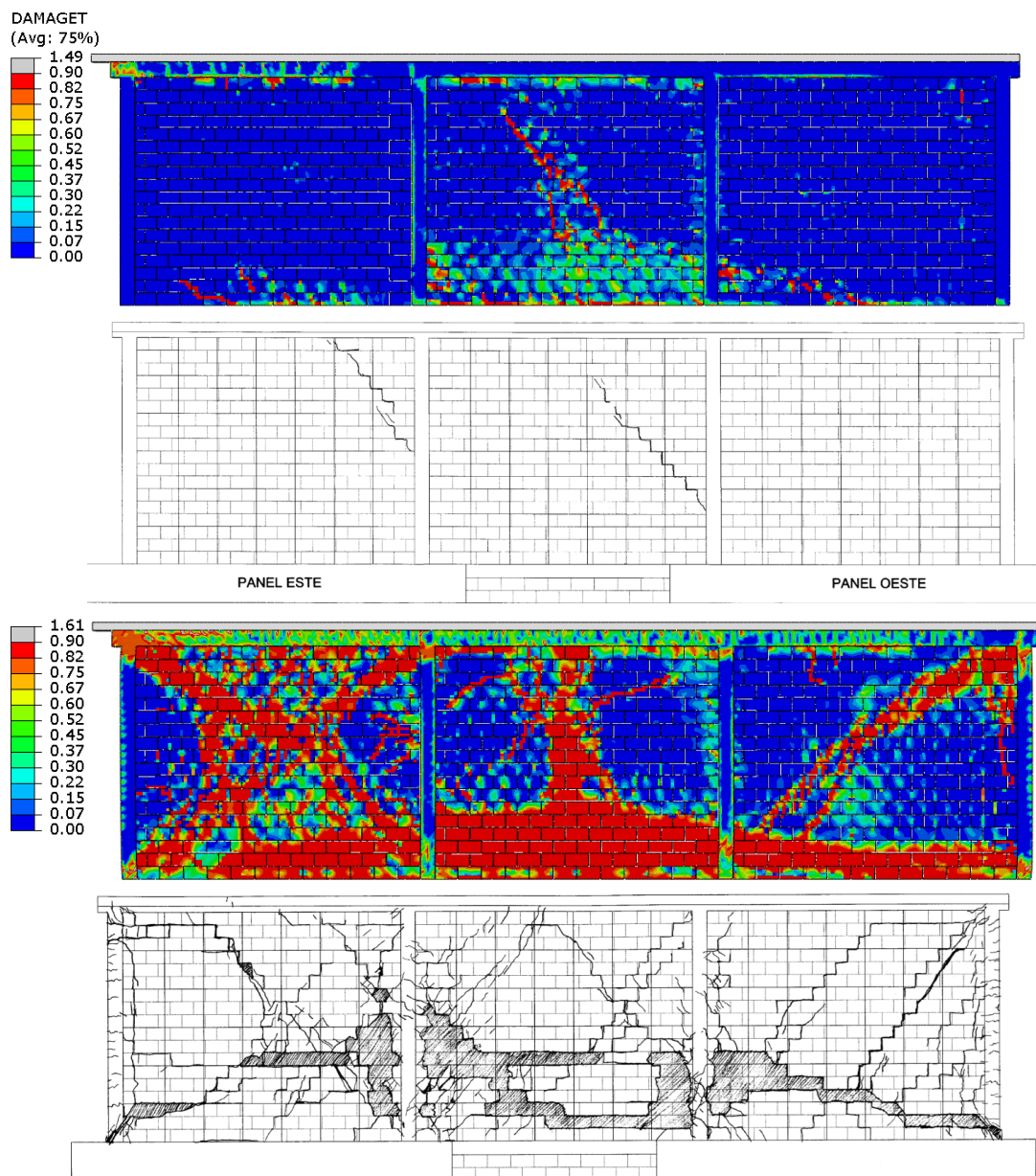
Ahora, distinguiendo el daño localmente, en el primer paño se identificó un patrón de daño en forma de “X”, muy común cuando se presentan fallas de tipo flexo-cortante.

En el segundo paño, se observó cierta diferencia en la distribución del daño en la parte superior. En el ensayo experimental la parte central no se fisuró, generando un patrón con forma de rombo. En cambio, en la simulación el daño se concentró en la zona central.

El tercer paño, además de presentar una concentración del daño en la zona inferior, también presentó daños de tipo corte diagonal por tensión, similares a los presentados experimentalmente.

El confinamiento, debido a su alta capacidad de resistencia a la tensión en comparación con el ladrillo expandido, no presentó daños considerables, con excepción donde se concentraron los esfuerzos inducidos por la carga aplicada.

Figura 71. Evolución del daño en el muro M3 a lo largo de la simulación en comparación al experimental.



La importancia del análisis del daño en tensión radicó en la pérdida de la capacidad estructural que este tipo de esfuerzos ocasionó en el muro, siendo el principal responsable de la aparición de grietas y de las fallas estructurales a lo largo del muro.

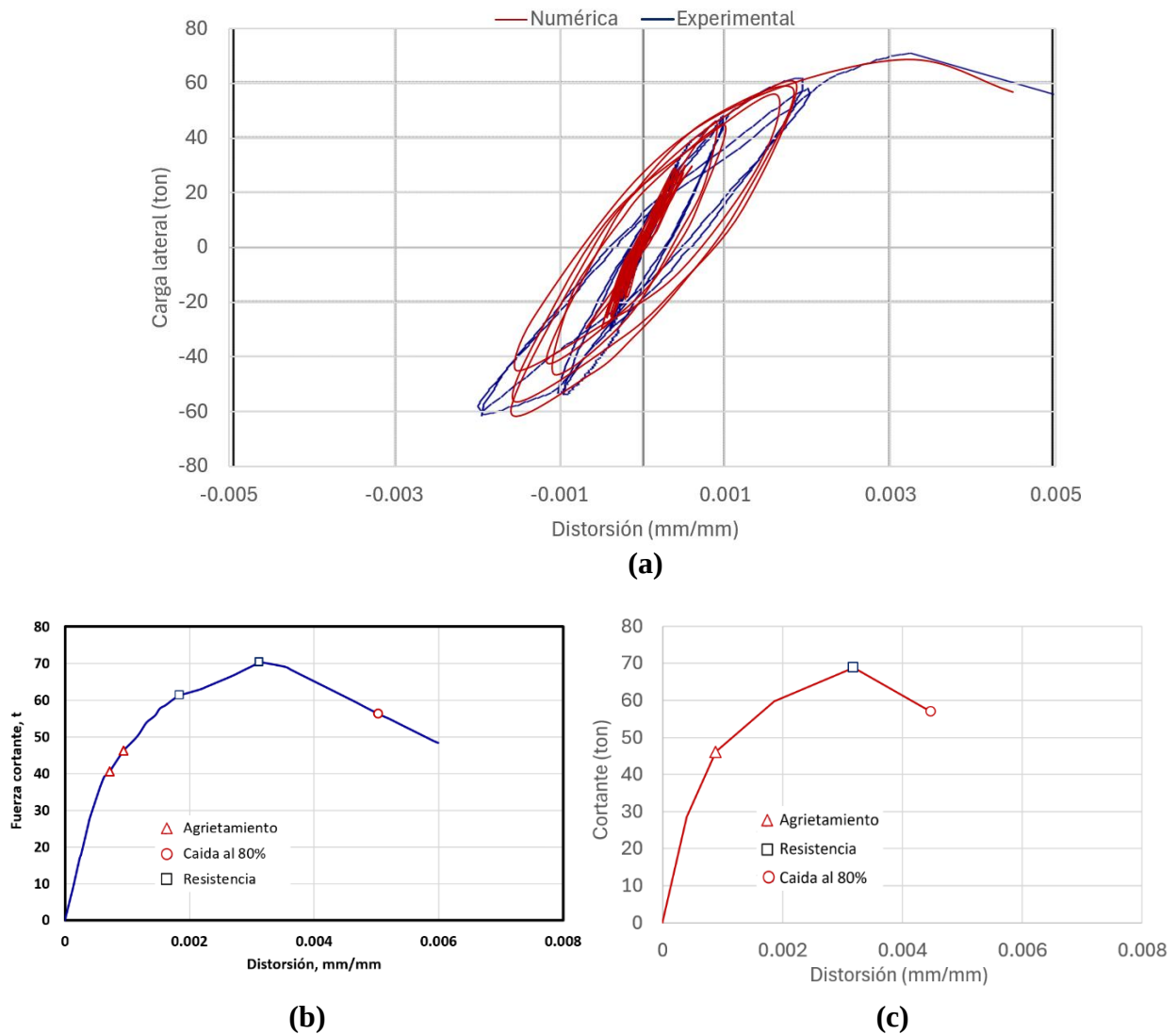
7.2.1. Curvas de histéresis y envolventes del muro M2 y M3

En la **Figura 72a**, se presenta la superposición de las curvas de histéresis numérica y experimental del muro M2, y en la **Figura 72 (b) y (c)** se muestran las envolventes de resistencia numérica y experimental respectivamente.

En la curva numérica de la **Figura 72a**, se observó una acumulación de lazos de histéresis en el intervalo de carga de hasta aproximadamente 30 toneladas. Este comportamiento también se evidenció en la curva experimental, aunque con una menor cantidad de lazos generados.

Otra característica destacada en la simulación fue el ancho de los lazos de histéresis. Al igual que en la curva del muro M1, se presentó una mayor disipación de energía que en la obtenida experimentalmente. Como se mencionó, la calibración de los parámetros para reducir este ancho estuvo marcada por la reducción de la capacidad de recuperación de rigidez en compresión y tensión del muro. En este caso, se realizó una reducción de la recuperación de rigidez del 50% en compresión únicamente.

Aunque existen estructuras que presentan una marcada capacidad de disipación de energía, se evidenció en los muros M1 y M2 una tendencia clara hacia fallas por cortante con características frágiles, lo que influyó en una baja capacidad de los muros para disipar energía y comprometió su resistencia estructural.

Figura 72. Curva de histéresis y envolventes experimentales del muro M2.

En general, la curva de histéresis de la simulación presentó un comportamiento similar al experimental, con algunas diferencias como las ya mencionadas, pero con puntos críticos cercanos.

Por otro lado, en la envolvente de la simulación, asociada a la **Figura 72c**, se registraron valores hasta el punto donde se identificó una caída del 80% de la resistencia máxima. A diferencia de los resultados experimentales de la **Figura 72b**, donde se alcanza una distorsión de 0.006, valor que no se presenta en la curva de histéresis experimental.

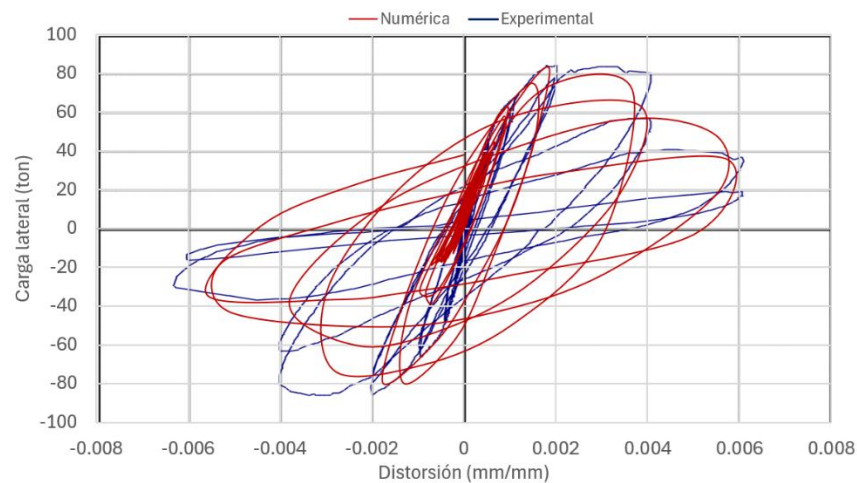
En la **Figura 73a** se presenta la superposición de las curvas de histéresis numérica y experimental del muro M3. En este muro se evidenció un comportamiento notablemente distinto a los dos casos anteriores, destacándose por su capacidad de disipación de energía. Este tipo de

respuesta permitió que el muro continuara soportando cargas, incluso después de alcanzar su resistencia máxima, representando un desempeño estructural deseable en muros con resistencia sísmica.

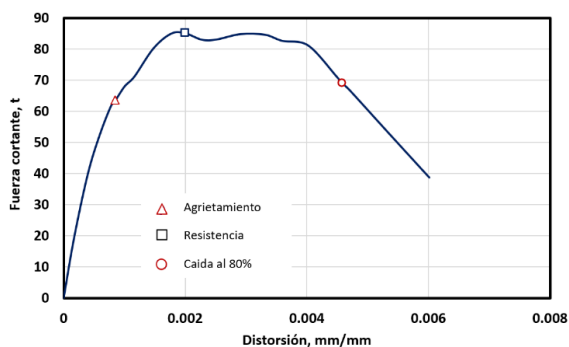
Analizando la superposición de las curvas de histéresis, se observó un buen comportamiento, con algunas discrepancias, como el ancho de los lazos histeréticos, así como una menor rigidez en la simulación con respecto al ensayo experimental. Además, la pérdida de capacidad observada en la simulación en los últimos ciclos no es tan pronunciada como en la curva experimental, donde las fuerzas se redujeron a valores cercanos a 20 toneladas, mientras que en la simulación este valor permaneció alrededor de 35 toneladas.

También, se evidenció una tendencia más pronunciada hacia la pérdida de capacidad estructural en la envolvente experimental de la **Figura 73b**, en comparación con la presentada por la simulación de la **Figura 73c**. Esta diferencia se reflejó un poco más, al comparar los valores de distorsión correspondientes al 80% de la resistencia máxima.

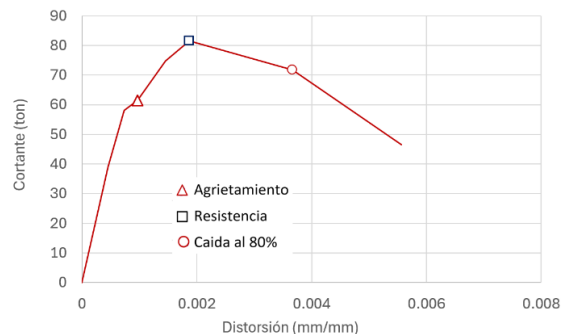
Figura 73. Curva de histéresis y envolventes del muro M3.



(a)



(b)



(c)

Un problema general en las curvas de histéresis de las simulaciones numéricas realizadas fue la baja capacidad para describir el comportamiento negativo. En cada simulación realizada, el muro presentó una menor capacidad en este lado de la curva, y al intentar corregir este error, se comprometían los resultados del lado positivo. Esta dificultad se relaciona con el hecho que las variables más representativas para este comportamiento estaban asociadas al coeficiente de fricción y al módulo de elasticidad del elemento de confinamiento.

El coeficiente de fricción tuvo un impacto directo en la resistencia al deslizamiento y en la transferencia de esfuerzos tangenciales. Cuando este coeficiente se incrementaba, se obtenían buenos valores en el lado negativo de la curva, sin embargo, como consecuencia, la capacidad del lado positivo se incrementaba desproporcionadamente.

La **Tabla 19** presenta un resumen comparativo de los resultados más representativos de ambos muros, incluyendo la rigidez elástica, las fuerzas alcanzadas y las distorsiones asociadas a cada nivel de carga. Además, se incluyen las diferencias obtenidas respecto a los valores experimentales para cada uno de estos parámetros.

Tabla 19. Comparación de los resultados experimentales con respecto a la simulación numérica en el muro M2 y M3.

Muro	Rigidez elástica			Agrietamiento en el muro		
	K_{e_exp} (ton/cm)	K_{e_num} (ton/cm)	dif (%)	V_{agr_exp} (ton)	V_{agr_num} (ton)	dif (%)
M2	185.6	207.9	12	48.3	46.1	4.5
M3	294.3	253.5	13.9	64	61.5	3.9
	Distorsión de agrietamiento			Resistencia máxima		
	γ_{agr_exp} (mm/mm)	γ_{agr_num} (mm/mm)	dif (%)	V_{max_exp} (ton)	V_{max_num} (ton)	dif (%)
M2	0.00104	0.00089	14.7	70.3	68.9	2.1
M3	0.00087	0.00097	11.5	85.2	81.5	4.2
	Distorsión en el cortante máximo			Resistencia al 80% del Vmax		
	γ_{max_exp} (mm/mm)	γ_{max_num} (mm/mm)	dif (%)	$V_{0.8_exp}$ (ton)	$V_{0.8_num}$ (ton)	dif (%)
M2	0.0033	0.0032	3.5	56.3	56.9	1.1
M3	0.002	0.0018	6.6	69.1	71.7	3.7
	Distorsión en el 80% del Vmax					
	$\gamma_{0.8_exp}$ (mm/mm)	$\gamma_{0.8_num}$ (mm/mm)	dif (%)			
M2	0.005	0.0045	11			
M3	0.0046	0.0037	20			

Se observaron diferencias en la rigidez de ambos muros al comparar los resultados numéricos con los experimentales. En el muro M2, la simulación presentó una rigidez superior, mientras que en el muro M3 ocurrió lo contrario, con una rigidez numérica inferior. Estas diferencias también se reflejaron en las curvas de histéresis.

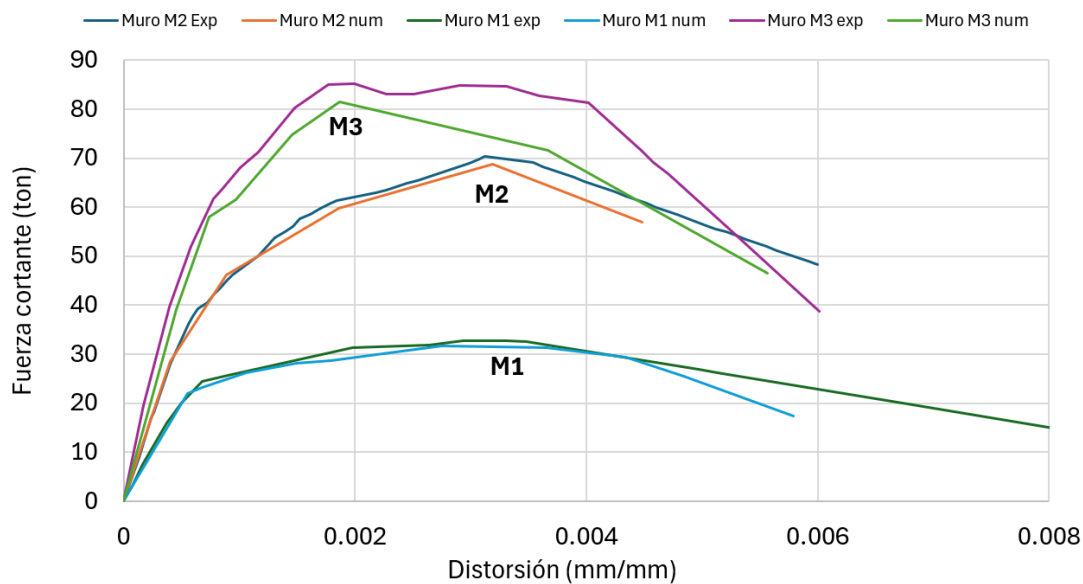
A pesar de ello, las diferencias en los valores de resistencia máxima y sus distorsiones asociadas fueron bajas, mostrando un comportamiento conservador en los modelos, ya que las simulaciones presentaron resultados inferiores a los experimentales. En cuanto a la resistencia última, aunque se identificaron diferencias en la distorsión, se mantuvo una buena correlación con la capacidad frente a las cargas.

Cuando se comparó el comportamiento estructural de los tres muros modelados (M1, M2 y M3), se evidenció una evolución progresiva tanto en la capacidad estructural como en la rigidez inicial del sistema, a medida en que se incrementaba el número de paños.

Con respecto a la capacidad máxima alcanzada por cada muro, se observó un incremento significativo: M1 alcanzó una resistencia de 32.7 toneladas, M2 68.9 toneladas, y M3 81.5 toneladas. Este aumento se atribuyó a la presencia de más paños de mampostería y elementos de confinamiento, los cuales actúan de manera conjunta, permitiendo una mayor participación de los materiales y una distribución más eficiente de los esfuerzos bajo carga cíclica.

En la **Figura 74** se presenta una gráfica que relaciona las envolventes experimentales y las obtenidas a partir de las simulaciones numéricas de los tres muros, con el objetivo de reforzar el análisis previo.

Figura 74. Comparación de las envolventes experimentales y numéricas de los tres muros en estudio.



En la **Tabla 20** se presenta un resumen de los parámetros involucrados en el tiempo de análisis de cada muro, junto con el tiempo que tardó su simulación. Se comprobó un incremento de tiempo sustancial, comparado al muro M1, debido al aumento de elementos presentes en cada muro.

Tabla 20. *Tiempo de análisis en la simulación del muro M2 y M3*

	Acero	Δt_{ms} (s)	Δt_{mexp} (s)	Tiempo de la simulación (h)
MURO M2				
L^e (mm)	14.14	2.24E-05	2.089E-05	10
E (MPa)	200000			
$Escalado\ de\ masa\ (f^2)$	64			
ρ_{ms} (ton/mm ³)	5.02E-07			
C_{d-ms} (mm/s)	630943.1			
MURO M3				
L^e (mm)	14.14	2.80E-05	2.61E-05	12
E (MPa)	200000			
$Escalado\ de\ masa\ (f^2)$	100			
ρ_{ms} (ton/mm ³)	7.85E-07			
C_{d-ms} (mm/s)	504754.1			

7.3. Resumen de los principales parámetros de modelación utilizados en los muros estudiados

Como parte final del análisis numérico desarrollado para los tres muros modelados, se presenta un resumen en la **Tabla 21**, que recopila las principales variables y parámetros utilizados en cada modelo.

Algunas variables, especialmente en la interacción entre ladrillo y concreto, se mantuvieron iguales en los tres muros, ya que se basaron en una investigación previa cuyos parámetros ofrecieron buenos resultados y estabilidad en la simulación.

Para el muro M1 no fue necesario diferenciar las propiedades de interacción entre el ladrillo y los elementos confinantes. Después de varias simulaciones de prueba, se observó un mejor comportamiento estructural cuando los valores de rigidez normal (K_{nn}) y tangencial (K_{ss} y K_{tt}) fueron iguales tanto en la interacción con la columneta como con la viga.

Los parámetros que presentaron valores notablemente distintos en un muro (M3), y similares en los otros dos (M1 y M2), son las energías de fractura (GIC y GIIC) y la cohesión (c). Su importancia radicó en la descripción del comportamiento del muro en la fase inelástica, ya que estas variables determinaron cómo la estructura fue perdiendo su capacidad estructural a medida que avanzan los ciclos de carga.

Por ejemplo, el modo de falla II (GIIC), al controlar la falla por corte, implicó que valores altos de este parámetro permitieron que la estructura conserve su capacidad estructural durante más ciclos. Este comportamiento fue observado en los muros M1 y M2. En contraste, el muro M3 alcanzó su capacidad estructural máxima en ciclos intermedios y, a partir de allí, comenzó a perder resistencia progresivamente. Por esta razón, su valor de GIIC es más bajo en comparación con los otros modelos.

Tabla 21. Principales variables usadas en la micromodelación de los muros simulados

Muro	Propiedades constitutivas de los elementos						
	E_u (MPa)	E_m (MPa)	G_u (MPa)	G_m (MPa)	E_{adj} (MPa)	K_{nn} (N/mm ³)	K_{ss} y K_{tt} (N/mm ³)
M1		1685		674	9180	191.5	76.6
M2	14025	1968	5610	787	9734	229	91.6
M3		1200		480	7914	131.2	52.5
	t_n^{max} (MPa)	G_{IC} (N/mm)	G_{IIC} (N/mm)	c (MPa)	μ	σc (MPa)	Rec. rigidez comp- Lad
M1	0.5	0.025	0.9	0.75		11.2	
M2	0.6	0.03	1.3	1.1	0.75	12.4	0.5
M3	0.5	0.01	0.12	0.65		8.9	
Propiedades de contacto en la interacción ladrillo-concreto en la viga							
	t_n^{max} (MPa)	<i>Plastic displacement</i>	<i>Exp. parameter</i>	c (MPa)	K_{nn} (N/mm ³)	K_{ss} y K_{tt} (N/mm ³)	μ
M1					40		
M2	0.35	0.6	4	1.11	50	8	0.8
M3					50		
Propiedades de contacto en la interacción ladrillo-concreto en la columneta							
	t_n^{max} (MPa)	<i>Plastic displacement</i>	<i>Exp. parameter</i>	c (MPa)	K_{nn} (N/mm ³)	K_{ss} y K_{tt} (N/mm ³)	μ
M2					40	15	
M3	0.35	0.6	4	1.11	50	20	0.8

Conclusiones

Mediante una metodología de micromodelación simplificada, es decir, sin considerar el efecto del mortero de pega, se logró proponer un modelo numérico capaz de representar adecuadamente el comportamiento histerético de muros largos de mampostería confinada. De los resultados obtenidos, es posible destacar los aspectos más importantes de la simulación:

La validación de los modelos mostró una buena relación con los resultados experimentales, reproduciendo adecuadamente la distribución del daño, la disipación de energía y la degradación de la capacidad estructural. Sin embargo, se observaron algunas diferencias en las curvas de histéresis después de superar el punto asociado a la resistencia máxima, especialmente en la distorsión.

Aunque los modos de falla observados experimentalmente también se replicaron en las simulaciones, existieron diferencias en el comportamiento estructural de los muros. Mientras que los muros M1 y M2 presentaron una pérdida rápida de capacidad tras alcanzar la carga máxima, el muro M3 mostró una degradación más gradual de su resistencia, reflejando un desempeño más favorable frente a cargas cíclicas.

La implementación del modelo de daño, basado en la plasticidad de materiales frágiles (CDP), permitió simular las principales fallas observadas en la mampostería. La calibración precisa de las propiedades constitutivas, especialmente aquellas relacionadas con el contacto entre unidades expandidas, que simulaban la interacción mortero-ladrillo, resultó clave para capturar fenómenos como la formación y propagación de grietas, la acumulación progresiva del daño, la degradación cíclica y el comportamiento global de los muros.

La modelación inelástica del concreto y el refuerzo con comportamiento elasto-plástico perfecto, permitieron reproducir aceptablemente bien la pérdida de rigidez y resistencia observada durante los ciclos de carga.

El uso de una restricción tipo “tie” entre el confinamiento y la viga de carga permitió transmitir correctamente los desplazamientos y esfuerzos observados experimentalmente. Para minimizar los efectos negativos del peso adicional de la viga, se optimizaron su altura y densidad, reduciendo el aplastamiento y evitando un incremento significativo en el tiempo de simulación, considerando que la densidad de los materiales está directamente relacionada con el tiempo que tarda en realizar la simulación el software.

La respuesta estructural de los muros estuvo controlada por parámetros de contacto entre ladrillos, donde la rigidez normal (K_{nn}) y tangencial (K_{ss} y K_{tt}) definieron el comportamiento elástico, mientras que las energías de fractura en modo I (GIC) y modo II (GIIC) determinaron la degradación progresiva de la capacidad estructural bajo cargas cíclicas.

El modo de falla II controló la falla por corte en los materiales, dominante en los muros analizados. Valores altos de GIIC en los muros M1 y M2 (0.9 y 1.3 N/mm) permitieron mantener su capacidad estructural a lo largo de los ciclos. En cambio, el muro M3, con un GIIC bajo (0.12 N/mm), mostró una pérdida progresiva de resistencia y una mayor disipación de energía. Ajustes realizados en cada muro para simular el comportamiento experimental presentado.

Aunque la micromodelación simplificada implicó una alta demanda de recursos computacionales, ofrece ventajas importantes frente a otros métodos de análisis de muros de mampostería. Esta técnica permite visualizar el progreso del daño, la evolución del agrietamiento y el comportamiento de los diferentes elementos, además de identificar las zonas de mayor concentración de esfuerzos.

La optimización del mallado en las distintas partes del modelo fue una estrategia eficaz para reducir el gasto computacional. En esta investigación, se identificó que un mallado de 30 a 40 mm da buenos resultados, sin incurrir en refinamientos innecesarios, siempre que se mantenga una regularidad geométrica adecuada.

Referencias bibliográficas

- 15 Things to KNOW Before Visiting Comuna 13 in Medellin. (2025). *Destinationless Travel*. <https://destinationlesstravel.com/comuna-13-medellin/>
- Abdelrahman, B., & Galal, K. (2021). Monotonic and cyclic stress-strain models for confined concrete-masonry shear wall boundary elements. *Engineering Structures*, 249, 113343. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113343>
- Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, 151, 349–365. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021>
- Acharya, O., Dahal, A., & Shrestha, K. C. (2023). Confined masonry in seismic regions: Application to a prototype building in Nepal. *Structures*, 47, 2281–2299. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.12.045>
- Aguilar Ramos, G. (1997). *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ajmal, M. M., Qazi, A. U., Ahmed, A., Mughal, U. A., Abbas, S., Kazmi, S. M. S., & Munir, M. J. (2023). Structural performance of energy efficient geopolymers concrete confined masonry: An approach towards decarbonization. *Energies*, 16(8), 3579. <https://doi.org/10.3390/en16083579>
- Ajmal, M. M., Qazi, A. U., Ahmed, A., Mughal, U. A., Kazmi, S. M. S., & Munir, M. J. (2024). Influence of Confining Element Stiffness on the In-Plane Seismic Performance of Confined Masonry Walls. *Materials*, 17(13), 3100. <https://doi.org/10.3390/ma17133100>
- Alcocer, S., Hernández, H., & Sandoval, H. (2013). *Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada*.
- Alcocer, S. M., Sánchez, T. A., Vázquez, R., Mercado, D., Díaz, R. R., & De Investigación, C. (1994). *Seguridad sísmica de la vivienda económica*.
- Allam, S. M., Shoukry, M. S., Rashad, G. E., & Hassan, A. S. (2013a). Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. *Alexandria Engineering Journal*, 52(2), 163–173. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2012.12.005>

- Allam, S. M., Shoukry, M. S., Rashad, G. E., & Hassan, A. S. (2013b). Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. *Alexandria Engineering Journal*, 52(2), 163–173. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2012.12.005>
- Almeida, J. C. (2002). *Characterization of brick and brick-mortar interface under uniaxial tension*. <https://www.researchgate.net/publication/272453747>
- Álvarez Yee, A. M. (2021). *Determinación experimental de parámetros de micro-modelado para muros de mampostería confinada reforzada*.
- American Concrete Institute. (2010). *ACI 363R-10 Report on High-Strength Concrete*. www.concrete.org/committees/errata.asp
- Angelillo, M., Laurenço, P. B., & Milani, G. (2014). Masonry behaviour and modelling. *CISM International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures*, 551, 1–26. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-1774-3_1
- Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*. In *Revista de Ingeniería Sísmica* (Vol. 70).
- Augenti, N., & Parisi, F. (2011). Constitutive modelling of tuff masonry in direct shear. *Construction and Building Materials*, 25(4), 1612–1620. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.10.002>
- Betti, M., Galano, L., Petracchi, M., & Vignoli, A. (2015). Diagonal cracking shear strength of unreinforced masonry panels: a correction proposal of the b shape factor. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(10), 3151–3186. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9756-8/metrics>
- Borah, B., Kaushik, H. B., & Singhal, V. (2020). Finite element modelling of confined masonry wall under in-plane cyclic load. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 936(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899x/936/1/012020>
- Borah, B., Kaushik, H. B., & Singhal, V. (2022). Lateral load-deformation models for seismic analysis and performance-based design of confined masonry walls. *Journal of Building Engineering*, 48, 103978. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103978>
- Borah, B., Kaushik, H. B., & Singhal, V. (2023). Analysis and design of confined masonry structures: review and future research directions. *Buildings*, 13(5), 1282. <https://doi.org/10.3390/buildings13051282>

- Borah, B., Singhal, V., & Kaushik, H. B. (2021). Assessment of seismic design provisions for confined masonry using experimental and numerical approaches. *Engineering Structures*, 245. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112864>
- Brzev, S. (2007). Earthquake-Resistant Confined Masonry. *National Information Center of Earthquake Engineering*.
- Calderini, C., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2010). The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry. *Construction and Building Materials*, 24(5), 677–685. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.11.001>
- Calderón Ardila, D. (2005). *Modelación inelástica de mampostería confinada ante carga lateral*.
- Calderón, S., Arnau, O., & Sandoval, C. (2019). Detailed micro-modeling approach and solution strategy for laterally loaded reinforced masonry shear walls. *Engineering Structures*, 201, 109786. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109786>
- Calderón, S., Sandoval, C., & Arnau, O. (2017). Shear response of partially grouted reinforced masonry walls with a central opening: Testing and detailed micro-modelling. *Materials & Design*, 118, 122–137. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2017.01.019>
- Calvo Peceros, C., & Santillan Córdova, E. (2022). *Modelamiento numérico de un muro de albañilería confinada a través de un análisis pushover*.
- Campbell, J., Sánchez, R., Tapia, J., & Durán, M. (2016, November). *Modelo numérico para el análisis no-lineal de muros de albañilería con carga perpendicular a su plano*. Jornada Sudamericana de Ingeniería Estructural. <https://acortar.link/VinymC>
- Carrillo, J. (2007). *Modelación inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada*. In *Año* (Vol. 74).
- Celano, T., Argiento, L. U., Ceroni, F., & Casapulla, C. (2021). Literature Review of the In-Plane Behavior of Masonry Walls: Theoretical vs. Experimental Results. *Materials* 2021, Vol. 14, Page 3063, 14(11), 3063. <https://doi.org/10.3390/ma14113063>
- Chen, D., Wu, H., & Fang, Q. (2023). Simplified micro-model for brick masonry walls under out-of-plane quasi-static and blast loadings. *International Journal of Impact Engineering*, 174, 104529. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2023.104529>
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. <https://acortar.link/QBMxTh>

- Crisafulli, F. J., Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Vivienda de interés social en América Latina*. 1–139.
- Cruz O., A. I., & Perez Gavilan, J. J. (2021). Seismic performance of confined masonry walls with joint reinforcement and aspect ratio: An experimental study. *Engineering Structures*, 242, 112484. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112484>
- Cruz O., A. I., Pérez-Gavilan E., J. J., & Flores C., L. (2019). Experimental study of in-plane shear strength of confined concrete masonry walls with joint reinforcement. *Engineering Structures*, 182, 213–226. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.040>
- Cruz Sagastume, Osiel. (2013). *Ensayes de 7 muros de mampostería confinada de distinta longitud*.
- Cuevas, O. Z., Amador, Y., & Gilmore, T. (2008). *Edificaciones de mampostería confinada*. In *Revista de Ingeniería Sísmica* (Vol. 79).
- Cuong-Le, T., Minh, H. Le, & Sang-To, T. (2021). A nonlinear concrete damaged plasticity model for simulation reinforced concrete structures using ABAQUS. *Frattura Ed Integrita Strutturale*, 16(59), 232–242. <https://doi.org/10.3221/igf-esis.59.17>
- D’Altri, A. M., Miranda, S., Castellazzi, G., & Sarhosis, V. (2018). *A 3 D Detailed Micro-Modelling Approach for the In-Plane and Out-Of-Plane Analysis of Masonry Structures*.
- Dawood, A. O., Sangoor, A. J., & Al-Rkaby, A. H. J. (2020). Behavior of tall masonry chimneys under wind loadings using CFD technique. *Case Studies in Construction Materials*, 13, e00451. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00451>
- Dow, J. O. (1999). Introduction to Problem Definition and Development. *A Unified Approach to the Finite Element Method and Error Analysis Procedures*, 1–8. <https://doi.org/10.1016/b978-012221440-0/50029-7>
- Drucker, D. C., & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 10(2), 157–165. <https://doi.org/10.1090/qam/48291>
- Enrique Rodríguez, L., Luna Sánchez, E. A., & Quiun Wong, D. R. (2023). *Análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura*. <https://orcid.org/0000-0001-8906-6783>
- Fidelis. (n.d.). *What Are Shape Functions in FEA - And How Are They Derived?* - Fidelis Engineering Associates. Retrieved April 12, 2025, from <https://www.fidelisfea.com/post/what-are-shape-functions-in-fea-and-how-are-they-derived>

- Flores, L., & Pérez Gavilán, J. J. (2008). *Ensayo de muros de mampostería para calibrar modelos de análisis. Ensayos en el laboratorio de estructuras grandes del Cenapred.*
- Gavilán, J. J. P., & Manzano, A. (2013). Efecto del momento flexionante en la fuerza cortante que produce el agrietamiento por tensión diagonal en muros de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (88), 1–22. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61827446002>
- Gelacio, L., & Plácido, O. (2021). *Importancia del mallado de elementos finitos de muros de mampostería confinada en el análisis sísmico de edificios.* In *Revista Internacional de* (Vol. 26).
- Gooch, L. J., Masia, M. J., Stewart, M. G., & Lam, C. Y. (2023). Statistical assessment of tensile and shear properties of unreinforced clay brick masonry. *Construction and Building Materials*, 386, 131578. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131578>
- Gupta, A., Singh, A. K., Singhal, V., & Fayaz Ahmed, K. K. (2024). Numerical simulation of interaction properties at wall-to-tie-column interface for confined masonry walls. *Construction and Building Materials*, 411, 134139. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134139>
- Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M. S. Bin, & Karimzade, K. (2017). Simplified damage plasticity model for concrete. *Structural Engineering International*, 27(1), 68–78. <https://doi.org/10.2749/101686616x1081>
- History of Bricks in The U.S.* (2024, November 12). Real Thin Brick. <https://bit.ly/42HMmbj>
- Hollander, K. (2021). La arquitectura de la desigualdad en Colombia. *Jacobin Revista*. <https://jacobinlat.com/2021/10/04/la-arquitectura-de-la-desigualdad-en-colombia/>
- Hutton, D. D. (2004). *Fundamentals of Finite Element Analysis.*
- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2007). Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728–739. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2007)19:9(728))
- Kaveh, A. (2014). Computational structural analysis and finite element methods. *Computational Structural Analysis and Finite Element Methods*, 9783319029641, 1–432. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-02964-1>
- Kuznecova, M., & Guskov, A. (2014). Finite Element Simulation of Behaviour of Granular Materials under Low-Cyclic Loading. *Science and Education of the Bauman MSTU*, 14(11). <https://doi.org/10.7463/1114.0738252>

- Lev-Tov, D. (2021). *Inside the Long-Lost Brickyards That Built N.Y.C.* - *The New York Times*. <https://www.nytimes.com/2021/05/21/nyregion/brickyards-nyc-hudson-valley.html>
- Lizárraga, J. F., Pérez Gavilán, J. J., Lizárraga, J. F., & Pérez Gavilán, J. J. (2015). Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto. *Ingeniería Sísmica*, 93(93), 41–59. <https://bit.ly/3RLnusS>
- Lizárraga Pereda, J. F., & Pérez Gavilán, j. J. (2011). *Comportamiento de muros de mampostería confinada con distintas configuraciones*.
- López, U., Tena Colunga, A., & Juárez Luna, G. (2017). *Modelado no lineal de muros de mampostería combinada y confinada*. <https://www.researchgate.net/publication/337655671>
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational Strategy for Masonry Structures*. <https://www.researchgate.net/publication/27344834>
- Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7), 660–668. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1997\)123:7\(660\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1997)123:7(660))
- Luo, X., Li, Y., Yang, Y., & Pirsahab, H. (2023). A simplified micro-model based on discrete elements and elastic bodies for non-linear static analysis of in-plane loaded masonry panels. *Structures*, 58, 105383. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105383>
- Ma, P. (2024). Analyzing seismic behavior and micro-modeling of masonry walls using ABAQUS software. *Multiscale and Multidisciplinary Modeling, Experiments and Design*, 7(3), 2515–2534. <https://doi.org/10.1007/s41939-023-00344-9>
- Manor, D. (2021). *Ancient Mudbrick Give Clues to Understanding the Bible | Patterns of Evidence*. <https://www.patternsofevidence.com/2021/02/26/understanding-the-bible-mudbricks/>
- Marabi, B. (2016). *A numerical and analytical study on optimization and efficiency of structural forms by two-outriggers in tall buildings*. <https://bit.ly/3G6nEZj>
- Marín Cambizaca, D. J., & Morocho Guamán, Y. M. (2023). *Vulnerabilidad sísmica de una vivienda de mampostería de arcilla típica del centro histórico*.
- Marqués, R., & Lourenço, P. B. (2014). Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis. *Engineering Structures*, 64, 52–67. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.014>

- Marulanda Ocampo, F. J. (2012). *Modelación con elementos finitos de muros de mampostería estructural ortogonales*.
- Masó, F. (2013). *Jericó, la primera ciudad fortificada de la historia*. <https://bit.ly/3CWVyOZ>
- Medeiros, P., Vasconcelos, G., Laurenço, P. B., & Gouveia, J. (2013). Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls. *Construction and Building Materials*, 41, 968–976. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.013>
- Meftah, S. A., Aldosari, S. M., Tounsi, A., Cuong-Le, T., Khedher, K. M., & Alluqmani, A. E. (2024). Simplified homogenization technique for nonlinear finite element analysis of in-plane loaded masonry walls. *Engineering Structures*, 306, 117822. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117822>
- Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., & Yamin, L. E. (2011). *Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings*. <https://goo.su/MHV3>
- Milani, G., Lourenço, P., & Tralli, A. (2006). Homogenization Approach for the Limit Analysis of Out-of-Plane Loaded Masonry Walls. *Journal of Structural Engineering*, 132(10), 1650–1663. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2006\)132:10\(1650\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:10(1650))
- Mojsilović, N., Simundic, G., & Page, A. (2009). *Static-cyclic shear tests on masonry wallettes with a damp-proof course membrane*. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-006068632>
- Morita, N. (2021). Fundamental equations of poro-elasticity and fluid flow through porous media. *Finite Element Programming in Nonlinear Geomechanics and Transient Flow*, 3–15. <https://doi.org/10.1016/b978-0-323-91112-2.00019-7>
- Mosalam, K., Glascoe, L., & Bernier, J. (2009). *Mechanical Properties of Unreinforced Brick Masonry, Section1*.
- Noletto Pires, V., Soto Izquierdo, I., Soto Izquierdo, O., & Ferreira Alves, L. (2021). Estudio comparativo de la resistencia a la tracción del mortero de revestimiento en bloques estructurales de cerámica y hormigón. *Revista Ingeniería de Construcción*, 36(3), 274–281. <https://doi.org/10.7764/ric.00002.21>
- Núñez Contreras, S., & Sturm Moreira, T. (2018). *Modelación y análisis no-lineal de albañilería armada chilena utilizando métodos de elementos finitos*.
- Páez M, D. F. (2006). Tipología estructural de muretes en mampostería solicitados a esfuerzos cortantes. *Red de Revistas Científicas de América Latina, El Caribe, España y Portugal*.

- Panth, G., Shrestha, A., & Sapkota, S. C. (2024). Comparative nonlinear analysis of confined masonry walls: simplified micro-modelling versus finite element modelling in ETABS. *Asian Journal of Civil Engineering*, 25(7), 5467–5480. <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01123-8/metrics>
- Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Pérez Gavilán J. J. (2017). *Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería del gobierno de la ciudad de México*.
- Pérez Gavilán, J. J., Flores, L., & Alcocer, S. (2013). Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada. <https://goo.su/nk9qvc>
- Pérez Gavilán, J. J., Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (2015). An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios. *Earthquake Spectra*, 31(2), 945–968. <https://doi.org/10.1193/090712eqs284m>
- Prasad Bohara, R., Tanapornraweekit, G., & Tangtermsirikul, S. (2019). Investigation of concrete material models for analysis of seismic behavior of reinforced concrete under reversed cyclic load. <https://goo.su/nvvsB>
- Quinde, J. A., Jiménez-Pacheco, J., & Ortega-Guamán, E. (2023). Revisión de Normas de Diseño para Mampostería Confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción. *Revista Politécnica*, 51(1), 77–92. <https://doi.org/10.33333/RP.VOL51N1.07>
- Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. (2010). *NSR-10-Título D. Mampostería estructural*.
- Ruiz, J., Sánchez, T., & Alcocer, S. M. (1998). Rehabilitación de Muros de Mampostería Confinada Mediante Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero. *División de Estudios de Posgrado*.
- Salas, P. (2022). *Influencia de la relación de aspecto en el comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería reforzada confinada*.
- Salazar Mamani, V. S. (2023). *Criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares etabs y sap2000, con base en shell elements, para la estimación de comportamiento histerético de muros de concreto armado dominados por flexión*

- Sherwani, A. F. H., Younis, K. H., Arndt, R. W., & Pilakoutas, K. (2022). Performance of Self-Compacted Geopolymer Concrete Containing Fly Ash and Slag as Binders. *Sustainability (Switzerland)*, 14(22). <https://doi.org/10.3390/SU142215063>
- Shi, J., Chopp, D., Lua, J., Sukumar, N., & Belytschko, T. (2010). Abaqus implementation of extended finite element method using a level set representation for three-dimensional fatigue crack growth and life predictions. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(14), 2840–2863. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.06.009>
- SIMULIA. (n.d.). *SIMULIA User Assistance 2021*. Retrieved April 12, 2025, from <https://acortar.link/VinymC>
- Torre Gómez, J. (2019). *Análisis no lineal estático de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica*.
- Vega Castellanos, G., & Ramírez Rodríguez, F. (2023). *Estudio comparativo de las propiedades mecánicas de muros de mampostería con geometría convencional y no convencional a través de un micro modelo simplificado (smm) en Abaqus*.
- WANG, L. (2007). Numerical Methods for Stress Wave Propagation. *Foundations of Stress Waves*, 475–509. <https://doi.org/10.1016/b978-008044494-9/50012-3>
- Yacila, J., Salsavilca, J., Tarque, N., & Camata, G. (2019). Experimental assessment of confined masonry walls retrofitted with SRG under lateral cyclic loads. *Engineering Structures*, 199, 109555. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109555>
- Zamudio Portocarrero, E. D. (2019). *Modelamiento por el método de elementos finitos en el diseño estructural de edificaciones de albañilería confinada*.
- Zeng, B., & Li, Y. (2024). An improved method for statistics estimation of out-of-plane load resistance of masonry walls using design-code models and mechanics-based finite element models. *Engineering Structures*, 319, 118725. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118725>

Anexos**Anexo 1.** *Parámetros usados para graficar la curva histerética del muro M1*

Tiempo	Distorsión	Cortante	Tiempo	Distorsión	Cortante	Tiempo	Distorsión	Cortante
(s)	(mm/mm)	(ton)	(s)	(mm/mm)	(ton)	(s)	(mm/mm)	(ton)
0	0	0	7.3	1.84E-04	7.0	14.7	6.80E-04	23.1
0.1	2.96E-06	0	7.4	3.26E-04	13.0	14.8	4.67E-04	16.2
0.2	-1.85E-05	0	7.5	9.82E-05	4.0	14.9	1.18E-04	7.2
0.3	-1.22E-05	0	7.6	-1.30E-04	-4.0	15.0	-2.31E-04	-5.4
0.4	-2.09E-06	0	7.7	-3.58E-04	-11.1	15.1	-5.81E-04	-17.3
0.5	8.15E-06	0	7.8	-1.77E-04	-4.2	15.2	-5.81E-04	-14.5
0.6	-4.20E-06	0	7.9	4.98E-05	3.5	15.3	-2.31E-04	-2.9
0.7	-6.02E-06	0	8.0	2.76E-04	9.5	15.4	1.18E-04	5.7
0.8	5.73E-06	0	8.1	4.55E-04	14.9	15.5	4.67E-04	16.6
0.9	2.75E-06	0	8.2	2.00E-04	8.1	15.6	6.77E-04	23.1
1.0	-5.62E-06	0	8.3	-5.55E-05	-0.2	15.7	3.27E-04	12.6
1.1	-7.27E-06	0	8.4	-3.11E-04	-9.9	15.8	-2.19E-05	0.7
1.2	3.09E-07	0	8.5	-4.13E-04	-13.0	15.9	-3.71E-04	-7.9
1.3	-3.03E-06	0	8.6	-1.58E-04	-3.7	16.0	-7.20E-04	-18.3
1.4	-1.66E-05	0	8.7	9.77E-05	6.1	16.1	-4.25E-04	-11.1
1.5	-8.59E-06	0	8.8	3.53E-04	13.2	16.2	-5.83E-05	1.0
1.6	-2.23E-06	0	8.9	3.53E-04	11.4	16.3	3.08E-04	13.7
1.7	-1.24E-05	0	9.0	9.76E-05	4.1	16.4	6.75E-04	23.6
1.8	-1.16E-05	0	9.1	-1.58E-04	-2.5	16.5	5.91E-04	19.4
1.9	-3.79E-06	0	9.2	-4.13E-04	-11.8	16.6	2.07E-04	8.1
2.0	-4.41E-06	0	9.3	-3.06E-04	-9.7	16.7	-1.77E-04	-3.3
2.0	-4.41E-06	0.0	9.4	-4.46E-05	-0.5	16.8	-5.62E-04	-15.5
2.1	-4.84E-05	-2.9	9.5	2.17E-04	10.4	16.9	-7.15E-04	-18.8
2.2	-7.86E-05	-2.2	9.6	4.78E-04	18.1	17.0	-3.31E-04	-6.2
2.3	6.77E-05	2.4	9.7	3.05E-04	9.7	17.1	5.33E-05	6.3
2.4	-6.73E-05	-2.9	9.8	2.37E-05	2.0	17.2	4.38E-04	16.4
2.5	8.22E-05	3.3	9.9	-2.58E-04	-4.8	17.3	8.22E-05	22.6
2.6	1.26E-04	5.5	10.0	-5.40E-05	-12.2	17.4	4.38E-04	17.3
2.7	-7.49E-05	-2.8	10.1	-2.58E-04	-7.9	17.5	5.32E-05	4.0
2.8	-1.15E-04	-4.1	10.2	2.38E-05	2.0	17.6	-3.31E-04	-7.9
2.9	8.62E-05	3.5	10.3	3.05E-04	13.8	17.7	-7.16E-04	-17.7
3.0	9.12E-05	3.5	10.4	4.74E-04	18.6	17.8	-4.19E-04	-8.9

3.1	-1.00E-04	-3.0	10.5	1.93E-04	5.3	17.9	1.70E-04	7.7
3.2	-9.88E-05	-3.5	10.6	-8.89E-05	-1.6	18.0	7.71E-04	22.6
3.3	9.49E-05	3.2	10.7	-3.71E-04	-7.6	18.1	1.43E-03	27.2
3.4	2.47E-04	8.9	10.8	-4.33E-04	-11.1	18.2	2.02E-03	28.6
3.5	2.84E-05	0.8	10.9	-1.67E-04	-5.6	18.3	1.23E-03	10.8
3.6	-1.90E-04	-6.4	11.0	9.85E-05	4.6	18.4	3.78E-04	-6.6
3.7	-1.47E-04	-4.1	11.1	3.64E-04	16.4	18.5	-4.73E-04	-21.3
3.8	7.22E-05	2.9	11.2	5.75E-04	20.8	18.6	-1.32E-03	-27.0
3.9	2.47E-04	8.4	11.3	2.93E-04	8.8	18.7	-1.28E-03	-18.8
4.0	2.84E-05	1.6	11.4	9.72E-06	2.3	18.8	-4.44E-04	1.1
4.1	-1.90E-04	-6.5	11.5	-2.73E-04	-4.9	18.9	1.91E-04	15.1
4.2	-1.45E-04	-3.9	11.6	-5.56E-04	-16.2	19.0	1.06E-03	26.2
4.3	7.79E-05	3.4	11.7	-3.86E-04	-11.5	19.1	1.50E-03	28.1
4.4	3.00E-05	7.2	11.8	-1.03E-04	-0.4	19.2	1.66E-03	20.5
4.5	6.59E-05	3.3	11.9	1.79E-04	10.0	19.3	8.29E-04	-0.5
4.6	-1.69E-04	-5.1	12.0	4.62E-04	16.7	19.4	-4.45E-06	-15.5
4.7	-2.19E-04	-7.1	12.1	4.62E-04	15.0	19.5	-6.78E-04	-21.9
4.8	6.88E-06	1.0	12.2	1.79E-04	8.3	19.6	-1.67E-03	-25.8
4.9	2.33E-04	8.4	12.3	-1.03E-04	-0.3	19.7	-9.92E-04	-7.7
5.0	1.36E-04	5.5	12.4	-3.86E-04	-11.4	19.8	-7.82E-05	10.9
5.1	-9.82E-05	-2.1	12.5	-5.55E-04	-16.3	19.9	1.80E-03	28.6
5.2	-2.87E-04	-9.2	12.6	-2.70E-04	-5.0	20.0	2.75E-03	31.8
5.3	-6.88E-05	-1.7	12.7	1.49E-05	3.3	20.1	4.34E-03	29.3
5.4	1.50E-04	5.8	12.8	3.00E-04	10.5	20.2	5.79E-03	11.3
5.5	3.24E-04	11.3	12.9	5.85E-04	20.9	20.3	1.88E-03	-17.1
5.6	9.74E-05	4.2	13.0	4.65E-04	18.7	20.4	3.73E-04	-25.2
5.7	-1.29E-04	-3.5	13.1	1.72E-04	7.3	20.5	-1.14E-03	-30.1
5.8	-3.55E-05	-9.3	13.2	-1.22E-04	-4.4	20.6	-2.65E-03	-30.0
5.9	-1.21E-04	-3.1	13.3	-4.15E-04	-11.1	20.7	-3.85E-03	-18.7
6.0	1.13E-04	4.3	13.4	-6.50E-04	-15.7	20.8	-2.31E-03	2.5
6.1	3.46E-05	9.3	13.5	-3.50E-04	-8.6	20.9	-7.74E-04	18.2
6.2	1.20E-04	5.5	13.6	-4.94E-05	-0.7	21.0	7.65E-04	23.1
6.3	-1.06E-04	-3.2	13.7	2.51E-04	11.6	21.1	2.30E-03	29.2
6.4	-3.33E-04	-10.9	13.8	5.51E-04	21.9	21.2	3.84E-03	23.1
6.5	-1.51E-04	-4.0	13.9	4.91E-04	17.2	21.3	2.64E-03	-5.0
6.6	7.66E-05	4.1	14.0	1.91E-04	7.1	21.4	1.13E-03	-18.6

6.7	3.04E-04	11.0	14.1	-1.09E-04	0.6	21.5	-3.82E-04	-22.5
6.8	2.12E-04	7.4	14.2	-4.10E-04	-9.3	21.6	-1.89E-03	-18.7
6.9	-1.58E-05	0.4	14.3	-6.46E-04	-18.4	21.7	-3.40E-03	-10.9
7.0	-2.44E-04	-6.5	14.4	-3.15E-04	-8.1	21.8	-3.08E-03	-2.4
7.1	-2.87E-04	-8.2	14.5	1.68E-05	4.6	21.9	-1.54E-03	8.2
7.2	-5.15E-05	-1.7	14.6	3.48E-04	14.6	22.0	-4.41E-06	14.3

Anexo 2. Valores definidos en el comportamiento inelástico del ladrillo y el concreto en CDP para el muro M2.

Ladrillo compression behavior					Concreto compression behavior				
ϵ_c	σ_c (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in	ϵ_c	σ_c (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in
0	0	0	0	0	0.0000	0.0	0	0.0E+00	0
0.0001	1.0	0	1.0E-04	0	0.0004	4.9	0	2.0E-04	0
0.0004	3.7	0	3.8E-04	0	0.0008	9.6	0	4.0E-04	0
0.0007	6.1	0	6.2E-04	0	0.0010	11.7	0	4.9E-04	0
0.0010	8.0	0	8.3E-04	0	0.0014	15.9	0	6.7E-04	0.0007
0.0016	10.9	0	1.1E-03	0.000	0.0018	19.7	0	8.3E-04	0.0010
0.0019	11.7	0	1.2E-03	0.001	0.0023	22.9	0	9.6E-04	0.0014
0.0022	12.2	0	1.3E-03	0.001	0.0029	25.1	0	1.1E-03	0.0018
0.0025	12.4	0	1.3E-03	0.001	0.0032	25.6	0	1.1E-03	0.0021
0.0028	12.2	0.01	1.3E-03	0.002	0.0035	24.8	0.03	1.0E-03	0.0025
0.0031	11.7	0.05	1.2E-03	0.002	0.0037	23.4	0.09	9.8E-04	0.0027
0.0034	10.9	0.12	1.1E-03	0.002	0.0040	21.2	0.17	8.9E-04	0.0031
0.0040	8.3	0.33	8.6E-04	0.003	0.0050	10.8	0.58	4.5E-04	0.0045
0.0043	6.6	0.47	6.8E-04	0.004					
0.0046	4.5	0.63	4.7E-04	0.004					
Ladrillo tension behavior					Concreto tension behavior				
ϵ_c	σ_t (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in	ϵ_c	σ_t (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in
0	0	0	3.3E-07	0	0	0	0	0.0E+00	0
0.0001	1.24	0.00	1.3E-04	0	0.0001	3.0	0	1.3E-04	0
0.0004	0.87	0.30	8.9E-05	0.0003	0.0004	2.2	0.25	9.4E-05	0.0003
0.0006	0.68	0.45	7.0E-05	0.0005	0.0006	1.6	0.47	6.7E-05	0.0005
0.0008	0.52	0.58	5.4E-05	0.0007	0.0007	1.2	0.6	5.0E-05	0.0007
0.0010	0.37	0.70	3.8E-05	0.0009	0.0013	0.6	0.8	2.5E-05	0.0013
0.0015	0.12	0.90	1.3E-05	0.0015					

Anexo 3. *Parámetros usados para graficar la curva histerética del muro M2.*

Tiempo (s)	Distorsión (mm/mm)	Cortante (ton)	Tiempo (s)	Distorsión (mm/mm)	Cortante (ton)	Tiempo (s)	Distorsión (mm/mm)	Cortante (ton)
0	0	0	8.0	2.1E-04	18.0	15.1	5.7E-05	5.1
0.2	-1.7E-06	0	8.1	1.8E-05	3.8	15.2	3.3E-04	17.8
0.4	1.2E-07	0	8.2	-1.7E-04	-7.4	15.3	6.0E-04	29.8
0.6	3.3E-06	0	8.3	-2.5E-04	-18.5	15.4	3.1E-04	17.1
0.8	7.6E-06	0	8.4	-6.6E-05	-2.1	15.5	2.8E-05	1.2
1.0	5.8E-06	0	8.5	1.2E-04	9.4	15.6	-2.6E-04	-11.4
1.2	-7.6E-07	0	8.6	3.0E-04	23.7	15.7	-6.8E-04	-29.7
1.4	-3.1E-06	0	8.7	2.8E-04	22.1	15.8	-2.1E-04	-12.2
1.6	-7.2E-06	0	8.8	7.3E-05	7.3	15.9	-1.1E-04	0.3
1.8	-8.3E-06	0	8.9	-1.4E-04	-3.1	16.0	3.7E-04	24.9
2.0	-8.1E-07	0	9.0	-3.5E-04	-18.4	16.1	8.9E-04	46.1
2.0	-8.1E-07	0.2	9.1	-2.3E-04	-7.9	16.2	7.6E-04	23.8
2.1	5.2E-05	1.4	9.2	-2.1E-05	4.5	16.3	4.6E-04	5.9
2.2	4.9E-06	-0.2	9.3	1.8E-04	17.5	16.4	-1.8E-04	-25.6
2.3	-4.3E-05	-2.4	9.4	3.9E-04	29.1	16.5	-1.1E-03	-46.6
2.4	6.3E-05	3.7	9.5	1.8E-04	11.3	16.6	-8.9E-04	-19.8
2.5	-2.2E-05	-0.5	9.6	-3.2E-05	0.4	16.7	-6.0E-04	-4.3
2.6	-2.6E-05	-0.5	9.7	-2.4E-04	-8.8	16.8	-2.9E-04	8.8
2.7	7.3E-05	6.6	9.8	-3.2E-04	-20.1	16.9	9.4E-05	22.9
2.8	1.2E-04	8.0	9.9	-1.1E-04	-0.5	17.0	9.9E-04	44.9
2.9	-1.5E-05	-2.5	10.0	1.1E-04	9.1	17.1	6.9E-04	16.8
3.0	-1.5E-04	-10.0	10.1	3.2E-04	24.1	17.2	4.2E-04	0.7
3.1	-2.1E-05	-2.1	10.2	3.2E-04	24.9	17.3	-1.1E-04	-19.9
3.2	1.1E-04	7.4	10.3	9.8E-05	6.0	17.4	-1.2E-03	-42.1
3.3	5.9E-05	4.0	10.4	-1.2E-04	-5.5	17.5	-5.2E-04	-0.5
3.4	-7.4E-05	-3.3	10.5	-3.4E-04	-19.3	17.6	-6.9E-05	21.2
3.5	-1.0E-04	-5.2	10.6	-2.9E-04	-11.0	17.7	7.5E-04	45.9
3.6	3.2E-05	4.0	10.7	-6.8E-05	0.1	17.8	1.8E-03	57.8
3.7	1.6E-04	13.3	10.8	1.6E-04	12.8	17.9	1.2E-03	14.3
3.8	1.2E-04	9.2	10.9	3.8E-04	25.2	18.0	4.6E-04	-14.2
3.9	-3.2E-05	-1.1	11.0	2.5E-04	14.6	18.1	-1.2E-04	-33.2
4.0	-1.9E-04	-10.5	11.1	2.2E-05	4.1	18.2	-6.1E-04	-46.1
4.1	-9.9E-05	-5.2	11.2	-2.0E-04	-5.4	18.3	-1.6E-03	-59.8

4.2	5.2E-05	4.9	11.3	-4.3E-04	-25.6	18.4	-6.1E-04	-0.5
4.3	2.0E-04	15.0	11.4	-2.2E-04	-5.7	18.5	-4.8E-05	21.2
4.4	7.7E-05	7.3	11.5	-1.3E-05	3.0	18.6	8.9E-04	45.9
4.5	-7.9E-05	-3.1	11.6	1.9E-04	14.1	18.7	1.9E-03	59.8
4.6	-2.0E-04	-9.9	11.7	4.0E-04	28.5	18.8	1.2E-03	14.3
4.7	-3.8E-05	-0.9	11.8	3.5E-04	22.1	18.9	4.3E-04	-14.2
4.8	1.3E-04	9.7	11.9	1.3E-04	7.7	19.0	-2.5E-04	-33.2
4.9	1.9E-04	14.2	12.0	-8.9E-05	-3.0	19.1	-1.5E-03	-56.3
5.0	2.4E-05	1.9	12.1	-3.1E-04	-16.0	19.2	-1.0E-03	-19.7
5.1	-1.4E-04	-9.2	12.2	-4.4E-04	-24.8	19.3	-3.4E-04	12.8
5.2	-1.7E-04	-14.6	12.3	-2.2E-04	-5.4	19.4	6.3E-04	37.4
5.3	-8.0E-07	1.0	12.4	-7.9E-07	4.0	19.5	1.6E-03	56.1
5.4	1.7E-04	13.7	12.5	2.2E-04	14.1	19.6	1.4E-03	30.5
5.5	1.4E-04	10.9	12.6	4.4E-04	27.9	19.7	4.4E-04	-9.2
5.6	-3.6E-05	0.6	12.7	3.0E-04	16.5	19.8	-5.4E-04	-29.3
5.7	-2.1E-04	-18.9	12.8	7.8E-05	1.4	19.9	-1.5E-03	-45.1
5.8	-1.1E-04	-1.7	12.9	-1.5E-04	-5.8	20.0	-1.3E-03	-26.5
5.9	6.0E-05	6.9	13.0	-3.7E-04	-25.1	20.1	-8.8E-07	27.2
6.0	2.3E-04	18.4	13.1	-3.8E-04	-23.4	20.2	1.3E-03	54.7
6.1	1.5E-04	12.0	13.2	-1.5E-04	-3.7	20.3	3.2E-03	68.9
6.2	-2.8E-05	-0.6	13.3	7.1E-05	7.3	20.4	4.5E-03	56.9
6.3	-2.1E-04	-11.1	13.4	2.9E-04	17.6	20.5	2.3E-03	-14.1
6.4	-1.7E-04	-17.7	13.5	5.2E-04	29.9	20.6	5.2E-04	-41.3
6.5	8.3E-06	2.5	13.6	2.0E-04	7.8	20.7	-1.2E-03	-53.6
6.6	1.9E-04	14.8	13.7	1.6E-04	5.4	20.8	-3.0E-03	-53.8
6.7	1.9E-04	16.7	13.8	-1.4E-04	-5.8	20.9	-3.3E-03	-18.3
6.8	8.2E-06	3.4	13.9	-3.8E-04	-26.0	21.0	-1.6E-03	21.3
6.9	-1.7E-04	-5.8	14.0	-4.7E-04	-27.1	21.1	1.7E-04	40.7
7.0	-2.1E-04	-16.7	14.1	-2.3E-04	-7.4	21.2	1.9E-03	42.0
7.1	-3.5E-05	0.0	14.2	1.1E-05	3.2	21.3	3.7E-03	40.6
7.2	1.4E-04	10.4	14.3	2.5E-04	13.1	21.4	2.6E-03	-4.9
7.3	2.8E-04	19.9	14.4	4.9E-04	27.3	21.5	8.0E-04	-32.8
7.4	1.0E-04	6.7	14.5	3.5E-04	17.6	21.6	-9.8E-04	-38.0
7.5	-8.3E-05	-2.5	14.6	1.2E-04	6.9	21.7	-2.8E-03	-39.4
7.6	-2.7E-04	-11.4	14.7	-1.2E-04	-5.6	21.8	-3.5E-03	-4.6
7.7	-1.6E-04	-3.7	14.8	-3.5E-04	-25.0	21.9	-1.7E-03	19.5

7.8	2.7E-05	5.8	14.9	-4.9E-04	-28.9	22.0	-1.0E-06	31.2
7.9	2.1E-04	18.5	15.0	-2.1E-04	-6.2			

Anexo 4. Valores definidos en el comportamiento inelástico del ladrillo y el concreto en CDP para el muro M3.

Ladrillo compression behavior					Concreto compression behavior				
ϵ_c	σ_c (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in	ϵ_c	σ_c (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in
0	0	0	0	0	0.0000	0.0	0	0.0E+00	0
0.0002	1.6	0	2.0E-04	0	0.0004	5.7	0	2.2E-04	0
0.0006	4.1	0	5.2E-04	0	0.0008	11.2	0	4.4E-04	0
0.0012	6.7	0	8.5E-04	0	0.0010	13.6	0	5.3E-04	0
0.0014	7.4	0	9.3E-04	0.0005	0.0014	18.5	0	7.2E-04	0.0007
0.0018	8.2	0	1.0E-03	0.0008	0.0018	22.9	0	8.9E-04	0.0009
0.0022	8.7	0	1.1E-03	0.0011	0.0023	26.6	0	1.0E-03	0.0013
0.0024	8.9	0	1.1E-03	0.0013	0.0029	29.2	0	1.1E-03	0.0017
0.0026	8.9	0	1.1E-03	0.0015	0.0032	29.8	0	1.2E-03	0.0021
0.0030	8.6	0.03	1.1E-03	0.0019	0.0035	29.2	0.02	1.1E-03	0.0024
0.0042	6.5	0.27	8.2E-04	0.0034	0.0037	28.3	0.05	1.1E-03	0.0026
0.0046	5.5	0.38	6.9E-04	0.0039	0.0040	25.8	0.14	1.0E-03	0.0030
0.0048	4.9	0.45	6.2E-04	0.0042	0.0050	16.9	0.43	6.6E-04	0.0043
0.0052	3.6	0.60	4.5E-04	0.0047					
0.0054	2.9	0.67	3.7E-04	0.0050					
Ladrillo tension behavior					Concreto tension behavior				
ϵ_c	σ_t (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in	ϵ_c	σ_t (MPa)	dc	ϵ_{0c} , el	ϵ_c , in
0	0	0	4.0E-07	0	0	0	0	0.0E+00	0
0.0001	0.89	0.00	1.1E-04	0	0.0001	3.2	0	1.3E-04	0
0.0003	0.58	0.35	7.3E-05	0.0003	0.0004	2.4	0.25	9.4E-05	0.0003
0.0005	0.43	0.52	5.4E-05	0.0005	0.0006	1.7	0.47	6.7E-05	0.0005
0.0007	0.32	0.64	4.0E-05	0.0006	0.0007	1.3	0.6	5.0E-05	0.0007
0.0008	0.22	0.75	2.8E-05	0.0008	0.0013	0.6	0.8	2.5E-05	0.0013
0.0013	0.02	0.98	2.5E-06	0.0013					

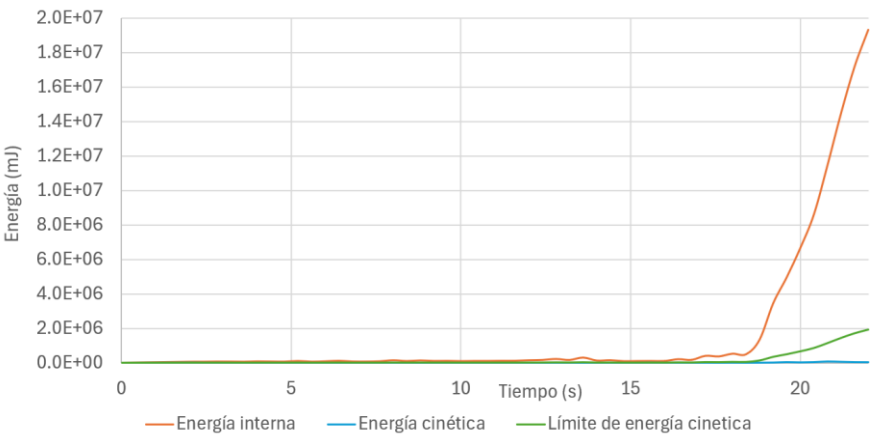
Anexo 5. *Parámetros usados para graficar la curva histerética del muro M3.*

Tiempo	Distorsión	Cortante	Tiempo	Distorsión	Cortante	Tiempo	Distorsión	Cortante
(s)	(mm/mm)	(ton)	(s)	(mm/mm)	(ton)	(s)	(mm/mm)	(ton)
0.0	0.0E+00	0.0	8.0	4.3E-04	32.9	15.1	-7.1E-04	-18.5
0.2	5.0E-06	0.0	8.1	1.4E-04	13.5	15.2	-2.5E-04	0.1
0.4	8.2E-06	0.0	8.2	-1.4E-04	-3.7	15.3	2.0E-04	29.2
0.6	2.7E-06	0.0	8.3	-4.3E-04	-17.9	15.4	7.4E-04	58.1
0.8	9.0E-06	0.0	8.4	-2.5E-04	-4.9	15.5	9.7E-04	61.5
1.0	-5.6E-07	0.0	8.5	4.3E-05	14.1	15.6	4.6E-04	19.5
1.2	2.2E-07	0.0	8.6	3.4E-04	30.7	15.7	-8.3E-05	-11.7
1.4	6.3E-06	0.0	8.7	3.4E-04	30.0	15.8	-6.3E-04	-33.3
1.6	-5.3E-06	0.0	8.8	5.6E-05	12.2	15.9	-9.6E-04	-31.5
1.8	1.1E-05	0.0	8.9	-2.3E-04	-3.7	16.0	-4.1E-04	-2.9
2.0	-1.3E-06	0.0	9.0	-4.6E-04	-16.5	16.1	1.4E-04	27.7
2.0	-1.3E-06	-0.1	9.1	-1.6E-04	-0.9	16.2	8.6E-04	57.6
2.1	7.6E-05	3.1	9.2	1.4E-04	19.0	16.3	9.1E-04	51.4
2.2	-2.3E-05	-0.7	9.3	4.4E-04	35.8	16.4	3.7E-04	12.8
2.3	-1.7E-05	-0.8	9.4	3.2E-04	28.6	16.5	-1.6E-04	-16.8
2.4	4.5E-05	3.2	9.5	1.4E-05	8.3	16.6	-6.9E-04	-38.9
2.5	-8.1E-05	-4.2	9.6	-2.9E-04	-8.5	16.7	-8.2E-04	-31.6
2.6	5.5E-05	2.9	9.7	-4.7E-04	-15.1	16.8	9.9E-06	14.3
2.7	1.9E-04	12.4	9.8	-1.6E-04	-0.8	16.9	1.0E-03	59.8
2.8	-1.3E-06	-0.3	9.9	1.6E-04	22.3	17.0	1.9E-03	81.5
2.9	-1.9E-04	-9.8	10.0	4.7E-04	36.3	17.1	1.1E-03	15.1
3.0	-1.0E-05	0.7	10.1	2.9E-04	27.2	17.2	1.1E-04	-33.4
3.1	1.7E-04	12.1	10.2	-1.7E-05	5.6	17.3	-6.9E-04	-60.4
3.2	1.8E-05	2.4	10.3	-3.2E-04	-8.6	17.4	-1.8E-03	-78.7
3.3	-1.7E-04	-9.0	10.4	-4.5E-04	-15.7	17.5	-1.0E-03	-19.7
3.4	-3.2E-05	-0.6	10.5	-1.6E-04	0.0	17.6	5.3E-05	33.4
3.5	1.5E-04	11.0	10.6	1.4E-04	19.3	17.7	1.5E-03	74.8
3.6	2.1E-04	14.9	10.7	4.3E-04	34.5	17.8	1.5E-03	45.1
3.7	-1.2E-05	-0.3	10.8	4.9E-04	36.6	17.9	5.9E-04	-17.6
3.8	-2.3E-04	-12.7	10.9	1.8E-04	14.2	18.0	-1.7E-04	-56.3
3.9	-1.1E-04	-3.2	11.0	-1.2E-04	1.1	18.1	-1.3E-03	-79.6
4.0	1.0E-04	9.8	11.1	-4.3E-04	-16.4	18.2	-1.1E-03	-35.0
4.1	2.3E-04	16.9	11.2	-4.8E-04	-13.3	18.3	3.4E-04	30.7

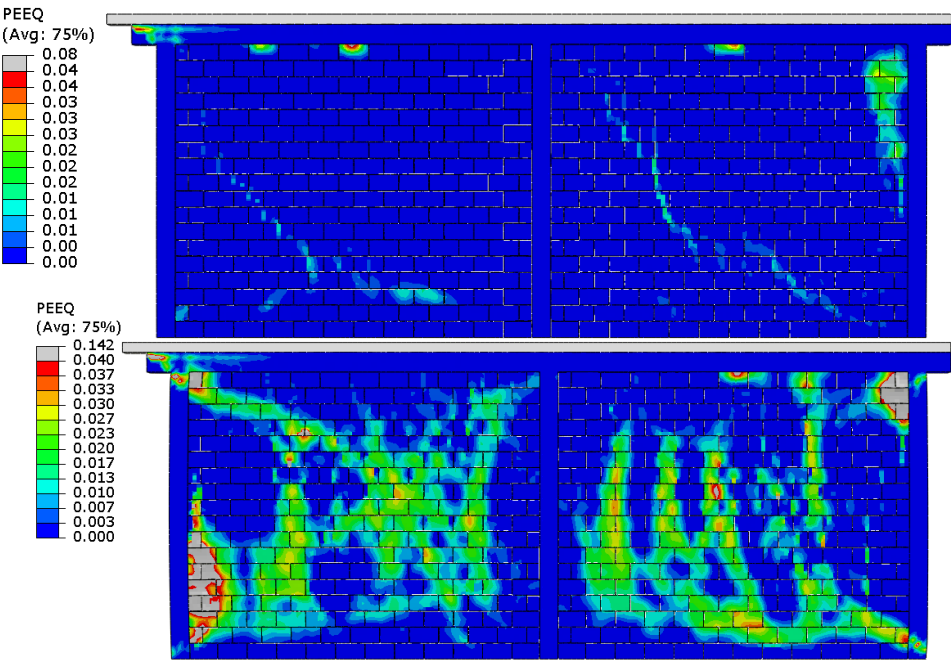
4.2	9.6E-06	3.9	11.3	-1.7E-04	4.4	18.4	1.8E-03	72.8
4.3	-2.1E-04	-10.6	11.4	1.4E-04	20.0	18.5	3.7E-03	71.7
4.4	-1.1E-04	-3.9	11.5	4.5E-04	39.0	18.6	3.0E-03	-3.8
4.5	1.2E-04	10.3	11.6	4.5E-04	24.9	18.7	1.1E-03	-49.2
4.6	2.6E-04	19.2	11.7	1.4E-04	8.9	18.8	-8.8E-04	-70.1
4.7	2.2E-05	4.9	11.8	-1.7E-04	-6.8	18.9	-2.8E-03	-73.0
4.8	-2.1E-04	-11.2	11.9	-4.8E-04	-17.1	19.0	-2.9E-03	-29.5
4.9	-1.6E-04	-4.3	12.0	-4.2E-04	-9.9	19.1	-1.3E-03	23.6
5.0	8.4E-05	9.6	12.1	-1.1E-04	5.8	19.2	1.0E-03	57.6
5.1	2.8E-04	22.5	12.2	2.0E-04	21.9	19.3	3.8E-03	63.4
5.2	4.6E-05	7.0	12.3	5.2E-04	36.4	19.4	3.4E-03	19.1
5.3	-1.9E-04	-7.6	12.4	5.1E-04	30.4	19.5	1.5E-03	-26.9
5.4	-1.9E-04	-7.5	12.5	1.8E-04	12.2	19.6	-3.8E-04	-51.4
5.5	4.5E-05	7.1	12.6	-1.5E-04	-4.2	19.7	-2.3E-03	-60.4
5.6	2.8E-04	21.8	12.7	-4.8E-04	-16.7	19.8	-3.8E-03	-37.0
5.7	1.7E-04	15.9	12.8	-5.4E-04	-15.7	19.9	-1.8E-03	12.1
5.8	-9.2E-05	-2.3	12.9	-2.2E-04	2.2	20.0	1.5E-03	44.7
5.9	-3.5E-04	-14.9	13.0	1.1E-04	19.2	20.1	3.9E-03	56.9
6.0	-1.0E-04	-2.2	13.1	4.4E-04	35.1	20.2	5.6E-03	46.5
6.1	1.5E-04	16.0	13.2	5.8E-04	37.5	20.3	5.5E-03	17.9
6.2	3.0E-04	23.2	13.3	2.5E-04	18.1	20.4	3.1E-03	-23.3
6.3	4.9E-05	8.7	13.4	-8.4E-05	0.5	20.5	6.1E-04	-43.4
6.4	-2.0E-04	-8.7	13.5	-4.1E-04	-13.6	20.6	-1.8E-03	-50.6
6.5	-2.6E-04	-9.6	13.6	-6.0E-04	-15.9	20.7	-5.1E-03	-43.0
6.6	-1.3E-05	4.8	13.7	-2.3E-04	0.0	20.8	-5.3E-03	-17.4
6.7	2.3E-04	20.3	13.8	1.5E-04	21.8	20.9	-2.8E-03	3.1
6.8	2.7E-04	22.7	13.9	5.2E-04	38.0	21.0	-3.7E-04	17.4
6.9	1.2E-05	5.3	14.0	5.9E-04	36.4	21.1	2.1E-03	28.8
7.0	-2.5E-04	-9.5	14.1	2.0E-04	15.4	21.2	5.7E-03	35.8
7.1	-2.5E-04	-9.7	14.2	-2.0E-04	-6.2	21.3	5.0E-03	-2.9
7.2	-1.2E-06	7.0	14.3	-5.9E-04	-17.7	21.4	9.7E-04	-24.2
7.3	2.5E-04	21.5	14.4	-5.1E-04	-11.0	21.5	-1.3E-03	-33.1
7.4	2.5E-04	22.7	14.5	-1.2E-04	7.4	21.6	-2.7E-03	-36.5
7.5	-1.4E-05	4.4	14.6	2.8E-04	30.1	21.7	-5.6E-03	-34.5
7.6	-2.7E-04	-9.7	14.7	6.7E-04	44.5	21.8	-4.4E-03	1.7
7.7	-2.3E-04	-8.4	14.8	4.2E-04	28.4	21.9	-2.4E-03	22.4

7.8	2.8E-05	9.9	14.9	1.9E-05	6.4	22.0	-1.3E-06	38.0
7.9	2.8E-04	23.5	15.0	-3.9E-04	-10.2			

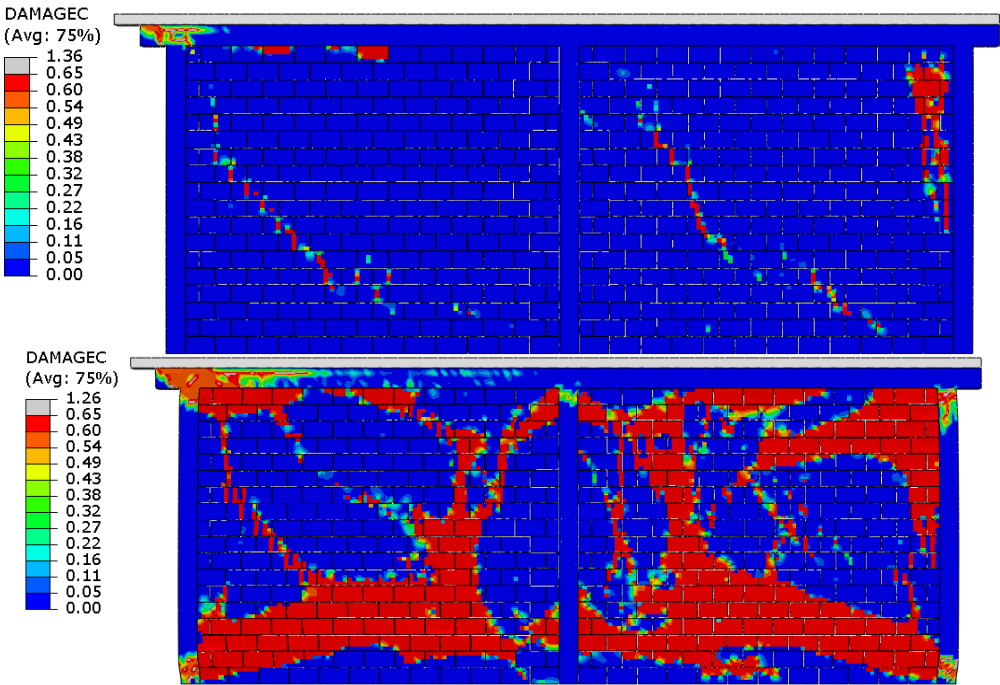
Anexo 6. Comparación de la energía cinética y su límite con respecto a la energía interna en el muro M1.



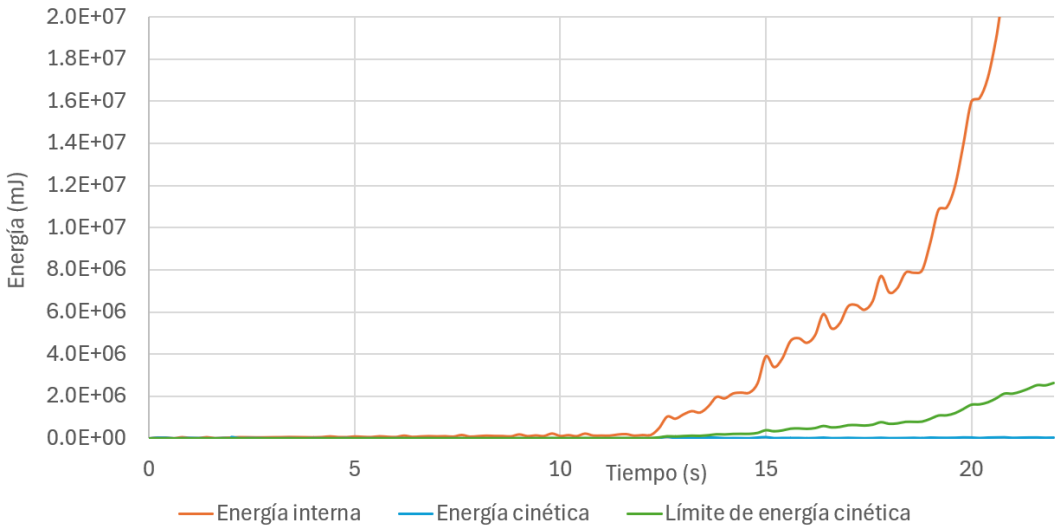
Anexo 7. Avance de las grietas en el muro M2 de acuerdo con PEEQ.



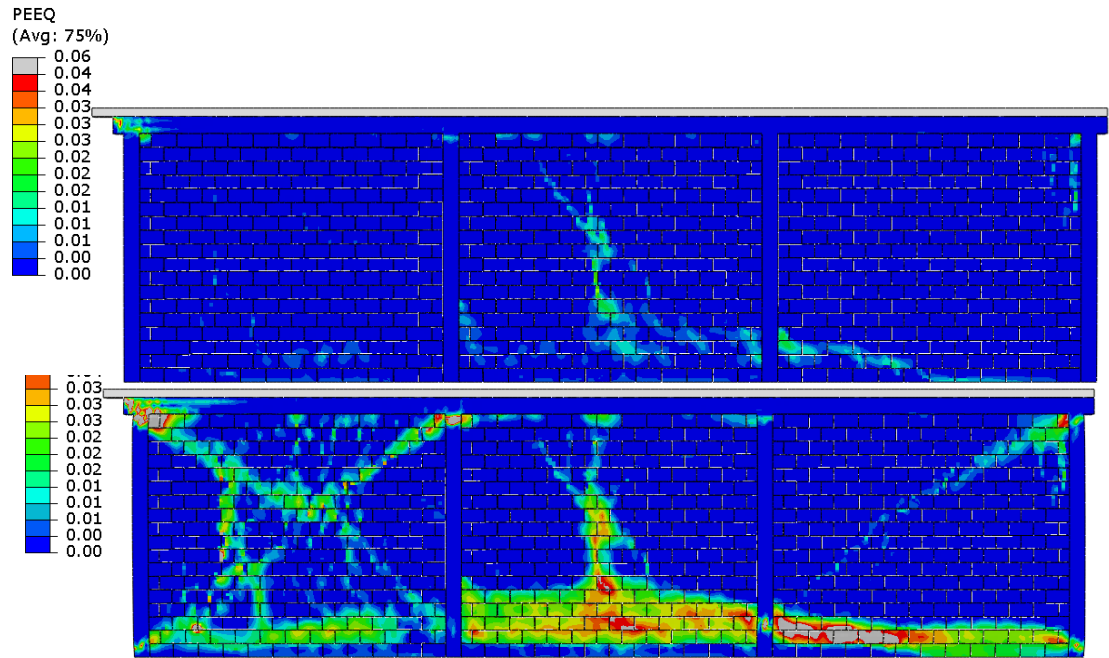
Anexo 8. Evolución del daño en compresión en el muro M2.



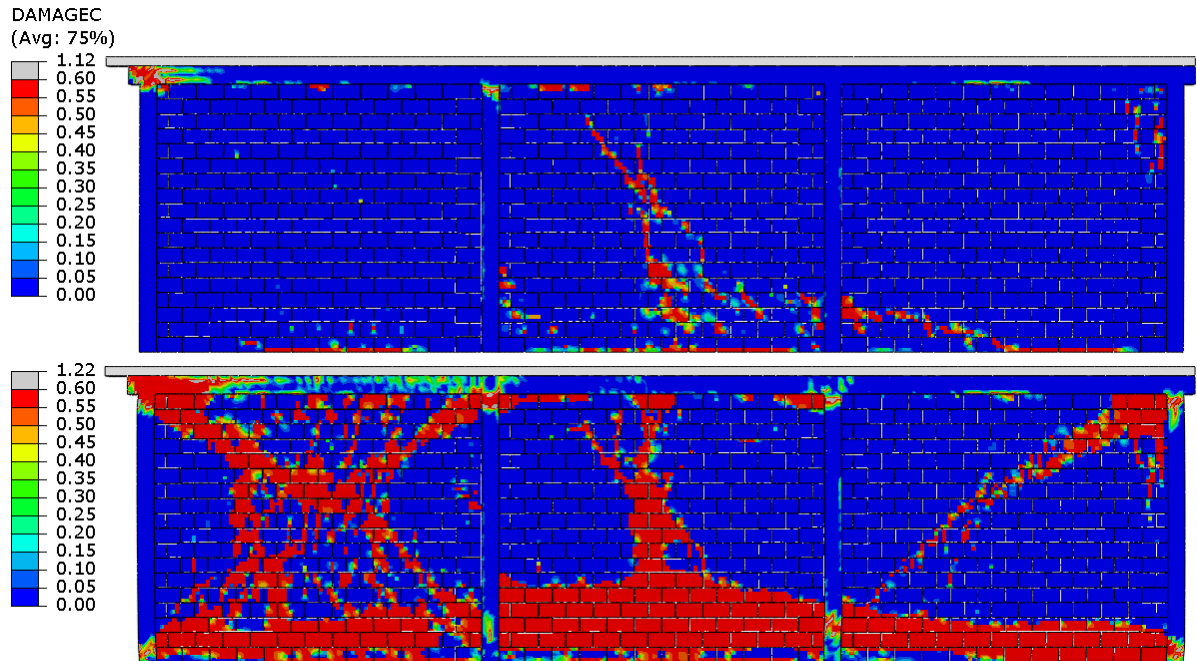
Anexo 9. Comparación de la energía cinética y su límite con respecto a la energía interna en el muro M2.



Anexo 10. *Avance de las grietas en el muro M3 de acuerdo con PEEQ*



Anexo 11. *Evolución del daño en compresión en el muro M3.*



Anexo 12. Comparación de la energía cinética y su límite con respecto a la energía interna en el muro M3.

