

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



**MODELAMIENTO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA CON BLOQUES DE TIERRA COMPRIMIDA**

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil que presenta

JHOMAYRA DE LOS ÁNGELES HERRERA VILLA

Dirigido por

DRA. SUSANA MARÍA TRINIDAD MOREIRA

DR. LUÍS F. RAMOS

San Miguel, 2018

Agradecimientos

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica y a la Maestría de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú por la beca que me otorgaron para realizar mis estudios de posgrado, y por permitirme realizar una pasantía en la Universidad de Minho.

Agradezco a mi asesora Dra. Susana Moreira por guiarme en desarrollo de este trabajo, por sus comentarios y sugerencias que fueron fundamentales para concluir con esta investigación.

Agradezco al profesor Dr. Luis Ramos por el apoyo brindado para el desarrollo de este trabajo, y por toda la información proporcionada del proyecto Hilotec.

Agradezco al profesor Dr. Rafael Aguilar por permitirme integrar el grupo de investigación Engineering and Heritage, lo que me ha permitido ampliar mis conocimientos en el campo de estructuras patrimoniales y conocer excelentes personas en el laboratorio.

Agradezco a mi familia, a mi madre por el apoyo incondicional en todo sentido y en todo momento, y a mi hermana por su compañía, amistad y buenos consejos.

Agradezco a todos mis amigos, a los nuevos amigos de la maestría, por todos los momentos que hemos compartido en las aulas y fuera de ellas.

Resumen

La mampostería con bloques de tierra comprimidos (BTC) es una técnica de construcción económica que presenta mejores propiedades de resistencia y durabilidad que el adobe, y gran potencial de industrialización de sus unidades. Sin embargo, existe escasa información experimental y numérica del comportamiento sísmico de estructuras con este tipo de mampostería. En un trabajo previo, se ha realizado la caracterización experimental de mampostería con BTC con un tipo especial de bloque, que debido a su forma puede no requerir juntas de mortero, lo cual agiliza el proceso constructivo. El estudio también incluyó ensayos en una mesa vibratoria de un prototipo de vivienda a escala real. En este trabajo se realiza el modelamiento numérico del comportamiento sísmico del prototipo de vivienda ensayado, aplicando técnicas de macro-modelamiento. La mampostería es representada como material homogéneo e isotrópico, y sus propiedades elásticas e inelásticas son calibradas tomando en cuenta los resultados de la campaña experimental previa y recomendaciones empíricas empleadas por otros autores. En este proceso de calibración se realizan análisis de sensibilidad de las propiedades inelásticas para evaluar su influencia en la capacidad de la estructura. También se realizan análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos en el modelo numérico; y los resultados se comparan con los obtenidos en los ensayos sísmicos. Las comparaciones incluyen curvas de capacidad, aceleraciones, desplazamientos, curvas de histéresis y patrones de agrietamiento. Finalmente, se concluyó que el modelo numérico desarrollado empleando el método de elementos finitos bajo el enfoque de macro-modelamiento tiene el potencial de representar el comportamiento sísmico del prototipo; sin embargo, debido a características propias del tipo de mampostería evaluado, la capacidad numérica es ligeramente sobrestimada. Esta sobrestimación se acentúa cuando los muros experimentan mecanismos de falla por deslizamiento; o cuando experimentan altas sollicitaciones fuera de su plano que generan un comportamiento altamente biaxial en los muros.

Abstract

Compressed earth block (CEB) masonry is an economic construction technique that has better resistance and durability characteristics than the adobe technique, and great industrialization potential of its units. However, there is not much experimental and numerical information, regarding the seismic behavior of this type of masonry structures. In a previous study, the experimental characterization of CEB masonry was carried out using a special type of block that facilitate the construction process due to the existence of interlocking between the blocks. The study also included a shaking table test of a full-scale housing prototype. In this work, the numerical modeling of the seismic behavior of the tested housing prototype is carried out, applying macro-modeling techniques. The masonry is represented as a homogeneous and isotropic material, and its elastic and inelastic properties are calibrated taking into account the results of the previous experimental campaign and empirical recommendations used by other authors. In this calibration process sensitivity analysis of the inelastic properties is carried out to evaluate their influence on the capacity of the structure. Nonlinear static analysis and dynamic analysis are also performed in the numerical model; and the results are compared with those obtained in the seismic tests. The comparisons include capacity curves, accelerations, displacements, hysteresis curves and cracking patterns. Finally, it concluded that the numerical model developed under the macro-modeling approach has the potential to represent the seismic behavior of the prototype. However, due to inherent characteristics of the type of masonry evaluated, the numerical capacity is slightly overestimated. These differences are accentuated when sliding failure mechanism occurs; or when walls experience high demands outside their plane that generate a highly biaxial behavior.

Contenido

1.	Introducción	1
1.1.	Motivación	2
1.2.	Objetivos de la tesis	4
1.3.	Organización de la tesis	5
2.	Técnica de construcción con bloques de tierra comprimida	7
2.1.	Generalidades.....	8
2.2.	Características de los componentes	11
2.2.1.	El suelo y el estabilizador.....	11
2.2.2.	El bloque y la junta.....	15
2.2.3.	La mampostería	18
2.3.	Comportamiento sísmico de viviendas de mampostería de tierra.....	24
3.	Macro-modelamiento de estructuras de mampostería.....	28
3.1.	Introducción	29
3.2.	Análisis No Lineal en el Método de Elementos Finitos	30
3.3.	Modelos continuos para representar comportamiento inelástico.....	32
3.4.	Data experimental para modelos continuos	38
3.5.	Ejemplos de macro-modelamiento en mampostería	43
4.	Análisis de resultados experimentales del proyecto Hilotec.....	49
4.1.	Introducción	50
4.2.	Generalidades.....	50
4.3.	Caracterización experimental de la mampostería	51
4.3.1.	Propiedades en tracción.....	51
4.3.2.	Propiedades en compresión.....	52
4.3.3.	Propiedades en corte.....	53
4.4.	Comportamiento dinámico del prototipo de vivienda Hilotec.....	54

4.4.1.	Descripción del prototipo y de los ensayos	54
4.4.2.	Parámetros modales.....	57
4.4.3.	Comportamiento sísmico.....	58
5.	Modelamiento numérico del prototipo de vivienda Hilotec.....	68
5.1.	Introducción	69
5.2.	Modelo numérico preliminar del prototipo de vivienda	70
5.3.	Calibración de propiedades elásticas del modelo	75
5.4.	Estudio del comportamiento Estático No Lineal	79
5.5.	Estudio del comportamiento Dinámico No Lineal	93
6.	Conclusiones y Trabajos Futuros	104
6.1.	Introducción	105
6.2.	Conclusiones.....	105
6.3.	Trabajos futuros	113
Referencias.....		115



Lista de Figuras

Figura 1.1 Viviendas de palos y calaminas (UN-HABITAT, 2011).....	2
Figura 1.2 Viviendas de adobe destruidas durante el terremoto de Pisco, Perú (Blondet, 2007).....	2
Figura 1.3 Mampostería con BTC Adaptado de (Sturm, 2014)	3
Figura 2.1 Construcciones con mampostería con BTC	8
Figura 2.2 Procedimiento de fabricación de bloques	9
Figura 2.3 Descripción de algunas prensas. Adaptado de (UNESCO, 2001)	10
Figura 2.4 Formas de bloques (Guillaud et al., 1985).....	11
Figura 2.5 Bloques con indentaciones (Sturm, 2014).	11
Figura 2.6 Erosión en muros estabilizados y sin estabilizar luego de 20 años (Bui et al., 2009).....	12
Figura 2.7 Resistencia a compresión seca y húmeda en probetas cilíndricas con 0, 3, 5, 7 y 9% de cemento (Eires et al., 2012).....	12
Figura 2.8 Material estabilizado con cemento y fibras de polipropileno	13
Figura 2.9 Efecto del contenido de arcilla en la resistencia a compresión (Venkatarama & Latha, 2013).....	14
Figura 2.10 Influencia de la densidad del bloque en la resistencia en compresión y en la conductividad térmica (Ben et al., 2016).....	14
Figura 2.11 Falla en compresión del bloque	15
Figura 2.12 Comportamiento en bloques superpuestos (Hela et al., 2016).....	17
Figura 2.13 Patrones de agrietamiento y propiedades en prismas de mampostería	18
Figura 2.14 Ensayo al corte en tripletes	18
Figura 2.15 Especímenes ensayados en compresión (Jayasinghe, 2007).....	19
Figura 2.16 Ensayo de muro en voladizo fuera del plano (Herskedal et al., 2012).....	20
Figura 2.17 Ensayo de muro apoyado fuera del plano (Herskedal et al., 2012).....	21
Figura 2.18 Resistencia flexural fuera del plano (Jayasinghe & Mallawaarachchi, 2009)	21
Figura 2.19 Especímenes después del ensayo y envolventes de la curva de histéresis (Qu et al., 2015).....	22
Figura 2.20 Ensayos de corte cíclico (Villon & Castillo, 2013)	23
Figura 2.21 Resultados del ensayo en compresión diagonal (Ferreira, 2015).....	24

Figura 2.22	Falla locales en el plano de la mampostería (CISM, 2014)	25
Figura 2.23	Falla por inadecuada conexión. Adaptado de (Ortega et al., 2017)	25
Figura 2.24	Falla de mecanismos estructurales. Adaptado de (Ortega et al., 2017)	26
Figura 2.25	Patrones de falla en el prototipo ensayado (Villon & Castillo, 2013)	27
Figura 3.1	Ejemplo de micro-modelamiento simplificado (Abdulla et al., 2017).....	29
Figura 3.2	Ejemplo de macro-modelamiento (Miccoli et al., 2015)	30
Figura 3.3	Esquema de solución de problemas elásticos en FEM	31
Figura 3.4	Esquema de solución de problemas inelásticos en FEM	32
Figura 3.5	Carga y descarga secante del modelo “Total Strain Crack” (DIANA FEA, 2014).....	33
Figura 3.6	Modelos constitutivos del material en tracción (DIANA FEA, 2014).....	34
Figura 3.7	Modelos constitutivos del material en compresión (DIANA FEA, 2014)....	35
Figura 3.8	Reducción constante del módulo de corte luego del agrietamiento (DIANA FEA, 2014)	36
Figura 3.9	Curvas de Maekawa para el concreto agrietado (DIANA FEA, 2014).....	37
Figura 3.10	Energía de fractura en compresión de acuerdo a “Model Code 90” (Lourenço, 2009).....	40
Figura 3.11	Modelamiento de la compresión uniaxial (Miccoli et al., 2015).....	43
Figura 3.12	Modelamiento de la compresión diagonal (Miccoli et al., 2015).....	44
Figura 3.13	Modelamiento numérico de muros de adobe (Tarque, 2011)	45
Figura 3.14	Modelo numérico del comportamiento dinámico de un prototipo.....	46
Figura 3.15	Ensayo en corte cíclico en muros no confinados Adaptado de (Medeiros et al., 2013).....	47
Figura 3.16	Compara de Curva fuerza-desplazamiento experimental y del modelo (Garofano et al., 2016).....	48
Figura 4.1	Forma y dimensiones del bloque Hilotec (en mm) (Sturm, 2014).....	51
Figura 4.2	Patrón de agrietamiento en muro ensayado en corte cíclico (Sturm, 2014)	54
Figura 4.3	Vista en planta y vista isométrica del prototipo ensayado	55
Figura 4.4	Detalles del prototipo de vivienda Hilotec (Sturm, 2014)	56
Figura 4.5	Secuencia de ensayos y señales de entrada	57
Figura 4.6	Identificación de muros del prototipo Hilotec	57
Figura 4.7	Ubicación de acelerómetros al nivel de la viga de amarre.....	61
Figura 4.8	Desplazamientos relativos –Etapa 6	61
Figura 4.9	Desplazamientos relativos –Etapa 9	62

Figura 4.10	Comparación de fuera cortante real y simplificada.....	63
Figura 4.11	Curvas de histéresis Etapa 3, 6 y 9.....	64
Figura 4.12	Curvas de capacidad experimentales empleando tres métodos.....	65
Figura 4.13	Curvas de histéresis y curvas de capacidad.....	66
Figura 4.14	Sectorización de la curva de capacidad – Dirección Longitudinal	67
Figura 4.15	Sectorización de la curva de capacidad – Dirección Transversal	67
Figura 5.1	Esquema general del trabajo desarrollado	69
Figura 5.2	Tipos de elementos empleados en el modelo (DIANA FEA, 2014).....	70
Figura 5.3	Modelo del prototipo de vivienda Hilotec	71
Figura 5.4	Nodos en los elementos (DIANA FEA, 2014)	71
Figura 5.5	Calidad de la malla del modelo numérico.....	72
Figura 5.6	Parámetros modales del Modelo Preliminar	73
Figura 5.7	Modelamiento del techo con links rígidos	74
Figura 5.8	Parámetros modales del modelo con links rígidos.....	74
Figura 5.9	Parámetros modales del Modelo Calibrado	79
Figura 5.10	Modelos empleados para la mampostería (DIANA FEA, 2014)	80
Figura 5.11	Curvas Pushover para la calibración de propiedades.....	84
Figura 5.12	Comparación de patrones de agrietamiento de modelo numérico con los experimentales – Muros W, E1 Y E2	85
Figura 5.13	Comparación de patrones de agrietamiento de modelo numérico calibrado con los experimentales – Muro N.....	86
Figura 5.14	Comparación de patrones de agrietamiento del modelo numérico calibrado con los experimentales – Muro S	87
Figura 5.15	Influencia de propiedades en tracción.....	88
Figura 5.16	Influencia de propiedades en compresión	89
Figura 5.17	Influencia de factor de reducción de corte y orientación de grieta	90
Figura 5.18	Influencia del tamaño de la malla	91
Figura 5.19	Modelo “Modified Maekawa Concrete Model” (DIANA FEA, 2014)	92
Figura 5.20	Curvas pushover con el modelo de Maekawa.....	93
Figura 5.21	Estudio preliminar- Aceleraciones aplicadas en la base del prototipo.....	94
Figura 5.22	Estudio preliminar – Curvas de histéresis Etapa 3 a Etapa 9 superpuestos	94
Figura 5.23	Aceleraciones aplicadas en la base del modelo numérico	95
Figura 5.24	Fuerza máxima - desplazamiento máximo de Etapa 1, 3, 6 y 9	97
Figura 5.25	Comparación de curvas de histéresis	99

Figura 5.26 Comparación de aceleraciones y desplazamientos – Etapa 3	101
Figura 5.27 Comparación de aceleraciones y desplazamientos – Etapa 6	102
Figura 5.28 Comparación de aceleraciones y desplazamientos – Etapa 9	103

Lista de Tablas

Tabla 2.1 Propiedades mecánicas en bloques	16
Tabla 2.2 Resistencia en compresión en muretes. Adaptado de (Jayasinghe, 2007).....	19
Tabla 3.1 Parámetros inelásticos en modelos continuos de materiales calibrados en otras investigaciones	42
Tabla 4.1 Propiedades en tracción	52
Tabla 4.2 Propiedades en compresión	53
Tabla 4.3 Propiedades en corte	53
Tabla 4.4 Frecuencias experimentales	58
Tabla 4.5 Patrón de agrietamiento en muros después de la etapa 9.....	59
Tabla 5.1 Propiedades elásticas y densidad de los materiales del Modelo Preliminar...73	
Tabla 5.2 Valores para el estudio de sensibilidad de módulo de elasticidad.....76	
Tabla 5.3 Comparación de parámetros modales del Modelo Preliminar y los modelos M1-M8 con respecto a los parámetros modales experimentales	77
Tabla 5.4 Comparación de parámetros modales del Modelo Calibrado con respecto a los resultados experimentales.....77	
Tabla 5.5 Propiedades de los materiales del Modelo Calibrado.....78	
Tabla 5.6 Propiedades inelásticas preliminares	82
Tabla 5.7 Propiedades de la mampostería en el modelo “Modified Maekawa Concrete Model”	93
Tabla 5.8 Módulo de elasticidad en mampostería para cada etapa.....96	

1.Introducción



1.1. Motivación

En el Perú, el 7.53% de la población pobre vive en viviendas con material inadecuado para construcción como esteras, cartón, latas, etc. (INEI, 2016). Existen otros países en desarrollo que enfrentan un problema similar, como Angola, Etiopía, Gana, Kenia, Zambia, Malawi, Uganda Papúa Nueva Guinea, Timor Oriental, Fiyi, entre otros (UN-HABITAT, 2011).



(a) Vivienda en Zambia



(b) Vivienda en Islas del Pacífico

Figura 1.1 Viviendas de palos y calaminas (UN-HABITAT, 2011)

Se requieren técnicas de construcción que además de económicas, sean seguras sísmicamente. En el Perú, el 10.96%, 15.34% y 46.18% de la población pobre vive en construcciones de madera, tapia y adobe respectivamente (INEI, 2016). Muchas de estas construcciones están en alto riesgo, debido al peligro sísmico del lugar y la vulnerabilidad de la construcción. En el terremoto de Pisco en Perú, aproximadamente 90,000 viviendas construidas principalmente de adobe fueron destruidas (Blondet, 2007). Por ello, se ha estudiado la forma de reforzar sísmicamente este tipo de construcciones (La Torre, 2017); sin embargo, muchos de estos esfuerzos no han sido aplicados masivamente.



Figura 1.2 Viviendas de adobe destruidas durante el terremoto de Pisco, Perú (Blondet, 2007)

La mampostería con bloques de tierra comprimida (BTC) (Figura 1.3a) es una técnica de construcción económica que presenta mejores propiedades de resistencia y durabilidad que el adobe, y gran potencial de industrialización de sus unidades. El procedimiento tradicional de fabricación de un BTC consiste en colocar una mezcla de suelo, agua y estabilizador (como la paja, el cemento, fly ash o fibras) en un molde, luego comprimirla, expulsarla; y finalmente, dejarla a secar al sol (Sturm, 2014). Mediante la compresión y la adición del estabilizador se mejoran las propiedades mecánicas y de durabilidad. También se han propuesto formas de bloques (Guillaud et al., 1985) que mejoran el comportamiento sísmico de la mampostería y facilitan el proceso constructivo (Figura 1.3b). El procedimiento de fabricación de los bloques no requiere mano de obra calificada, es decir podría ser fabricada por los mismos pobladores del lugar; o bien, podría ser automatizado en una planta industrial.



Figura 1.3 Mampostería con BTC Adaptado de (Sturm, 2014)

La técnica con mampostería con BTC se empezó a estudiar a mediados del siglo XX. Desde entonces, las investigaciones se han centrado en mejorar y optimizar las propiedades mecánicas del material y del bloque mediante el uso de diferentes estabilizadores (Donkor & Obonyo , 2015; Nagaraj et al., 2014; Ben et al., 2016). Luego se ha estudiado el comportamiento de la mampostería en compresión, corte y flexión en el plano y fuera del plano (Hela et al., 2016; Herskedal et al., 2012; Jayasinghe & Mallawaarachchi, 2009; Qu et al., 2015; Ferreira, 2015). También se han realizado ensayos sísmicos en prototipos de vivienda (Villon & Castillo, 2013; Sturm, 2014). Los resultados de estas investigaciones dan idea del comportamiento sísmico de una vivienda, su capacidad y las zonas donde requieren reforzamiento.

La información en el párrafo anterior consiste en investigaciones experimentales. Algunas de ellas incluyen simulaciones del comportamiento mecánico mediante modelos

numéricos, principalmente, aplicando técnicas de micro-modelamiento como lo realizado en (Hela et al., 2016). En la búsqueda bibliográfica, se han encontrado otras investigaciones en donde se han aplicado técnicas de micro y macro-modelamiento para simular el comportamiento en otros tipos de mampostería, como adobe, ladrillos de arcilla, bloques de concreto, etc. (Miccoli et al., 2015; Medeiros et al., 2013; Garofano et al., 2016). En estos trabajos, principalmente, se simulan mecanismos aislados como, solo de compresión, o solo de compresión y corte en el plano. Sin embargo, en una vivienda ocurren mecanismos combinados de compresión, flexión y corte en el plano y fuera del plano de los muros. En estos casos, una alternativa atractiva es emplear macro-modelos ya que son modelos simplificados que involucran bajo costo computacional. Sin embargo, es necesario estudiar su efectividad y limitaciones en representar todos los mecanismos que contribuyen a la respuesta sísmica de la estructura.

Todos los factores mencionados anteriormente han motivado a continuar el estudio de esta técnica de construcción bajo un enfoque poco estudiado. En esta investigación se evaluará la efectividad de aplicar técnicas de macro-modelamiento para representar el comportamiento sísmico de un prototipo de vivienda de mampostería con bloques de tierra comprimida. Para ello se emplearán los resultados experimentales obtenidos en el Proyecto Hilotec (Sturm, 2014), los cuales incluyen desde la caracterización del material en probetas cilíndricas, hasta el ensayo de un prototipo de vivienda en una mesa vibratoria.

1.2. Objetivos de la tesis

El objetivo de esta investigación es analizar el comportamiento sísmico de una vivienda de mampostería con BTC, que fue ensayada previamente en una mesa vibratoria, aplicando técnicas de macro-modelamiento.

Los objetivos específicos son:

- 1) Estudiar el comportamiento mecánico y sísmico de mampostería con BTC.
- 2) Estudiar técnicas de macro-modelamiento en mampostería.
- 3) Analizar y procesar los resultados experimentales del proyecto Hilotec con fines de modelamiento.
- 4) Representar numéricamente los patrones de falla y la capacidad sísmica de la mampostería con BTC a través de análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos.

1.3. Organización de la tesis

- **Capítulo 1. Introducción**
Se presenta la motivación, los objetivos y la organización de este trabajo.
- **Capítulo 2. Técnica de construcción con bloques de tierra comprimida**
En este capítulo se presentan aspectos generales de la técnica como: el proceso de fabricación de los bloques, formas y tipos de bloques, y tipos de prensas para la fabricación. Luego se presentan los principales resultados de ensayos experimentales obtenidos por diferentes investigadores. Incluye ensayos para estudiar el comportamiento del material, bloques, muros y muretes. Finalmente se presenta el comportamiento sísmico en viviendas de mampostería, los principales mecanismos de falla, y resultados de ensayos sísmicos en prototipos de vivienda con mampostería de BTC.
- **Capítulo 3. Macro-modelamiento en estructuras de mampostería**
Se presenta un resumen del enfoque de la técnica de macro-modelamiento aplicado en el método de elementos finitos. También se presentan modelos de materiales empleados bajo este enfoque y las propiedades experimentales requeridas para caracterizar estos modelos. Finalmente se presentan investigaciones en las que se han aplicado técnicas de macro-modelamiento para representar mecanismos en la mampostería, se detalla el modelo del material empleado y los resultados obtenidos.
- **Capítulo 4. Análisis de resultados experimentales del proyecto Hilotec**
En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en el proyecto Hilotec que son importantes para la calibración de propiedades del modelo numérico del prototipo de vivienda Hilotec. También se presentan resultados adicionales que han sido obtenidos en esta investigación para compararlos con los resultados del modelo numérico, como curvas de capacidad, curvas de histéresis, desplazamientos, entre otros.
- **Capítulo 5. Modelamiento numérico del prototipo de vivienda Hilotec**
Se presentan las principales características del modelo numérico y los modelos de los materiales empleados. Luego se detalla el proceso de calibración de las propiedades elásticas de los materiales, las conexiones y las condiciones de borde. También se presenta el proceso de calibración

de propiedades inelásticas. Este proceso involucra realizar análisis estáticos no lineales cuyos resultados, curvas pushover y patrones de agrietamiento, se comparan con los obtenidos experimentalmente. Luego se analiza la influencia de las propiedades inelásticas en la capacidad de la estructura. Finalmente se realizan análisis dinámicos, y la respuesta se compara con los resultados obtenidos en los ensayos sísmicos del prototipo, estos incluyen respuesta máxima, desplazamientos, aceleraciones y curvas de histéresis.

- **Capítulo 6. Conclusiones y trabajos futuros**

En este capítulo se presentan las principales conclusiones de esta investigación, y se proponen trabajos futuros.



2. Técnica de construcción con bloques de tierra comprimida



2.1. Generalidades

Típicamente la técnica de mampostería con bloques de tierra comprimida (BTC) está formada por las unidades de mampostería denominados bloques, y por las juntas de mortero que unen a los bloques. En la Figura 2.1 se muestra aplicaciones de la técnica.



Madagascar- Vivienda



Costa de Marfil- Restaurante



Marruecos- Vivienda



India – Eco Resort

Figura 2.1 Construcciones con mampostería con BTC

Figuras tomadas de http://www.earth-auroville.com/compressed_earth_blocks_en.php Último acceso 13/09/2017

Los bloques son una mezcla de suelo, agua y estabilizador. Esta mezcla es colocada en un molde, y posteriormente, comprimida mediante una máquina denominada prensa. Este proceso permite reducir el contenido de vacíos de la mezcla, aumentar la densidad del bloque; y consecuentemente, mejorar sus propiedades mecánicas. Luego el bloque se expulsa del molde y se coloca a secar (Figura 2.2).



(a) Mezcla de material



(b) Colocación del material en el molde



(c) Compresión con prensa



(d) Expulsión de bloque



(e) Secado al aire

Figura 2.2 Procedimiento de fabricación de bloques

Figuras tomadas de <http://www.civil.uminho.pt/hilotec/deliverables.html>. Último acceso 05/09/2017.

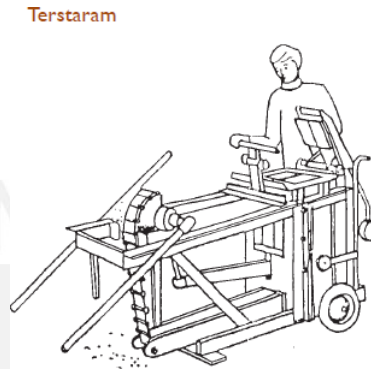
La compactación se realiza mediante prensas las cuales varían desde las más simples operadas manualmente hasta las motorizadas capaces de producir bloques a gran escala (UNESCO, 2001). Algunas de ellas se describen en la Figura 2.3. La presión que es transmitida al suelo al final de cada ciclo de compactación depende de la fricción interna en el suelo, y la fricción externa entre el suelo y el molde.



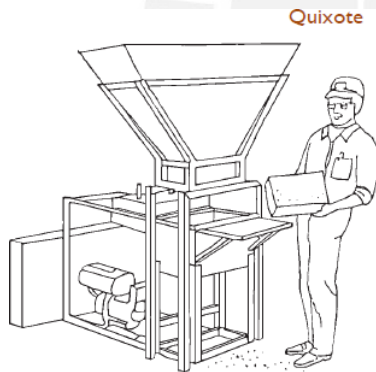
Cinva Ram

Prensa manual mecánica: Estas máquinas son ligeras, de bajo costo, simple para la producción y su reparación. Su desventaja es que requieren mantenimiento constantemente ya que se deterioran rápido. También transmiten bajas presiones.

Prensa-pesada manual mecánica: Estas máquinas pueden transmitir presiones mayores a 2 MPa. Son fáciles de usar y realizar el mantenimiento. Se pueden cambiar moldes de los bloques. Su diseño permite organizar un trabajo más eficiente.



Terstaram



Quixote

Prensa motorizada hidráulica: Estas máquinas producen bloques por sí mismas. Pueden transmitir presiones mayores a 2 MPa. También pueden acoplarse con una tolva para realizar la mezcla de diferentes tipos de suelo y estabilizador.

Figura 2.3 Descripción de algunas prensas. Adaptado de (UNESCO, 2001)

Las dimensiones de bloques más comunes son 295 x 140 x 90 mm (largo x ancho x altura). Estas dimensiones dan la posibilidad de cargar fácilmente al bloque (6 a 8 kg de peso) y trabajar con diferentes configuraciones de armado del muro (muros de 150, 300 o 450 mm de espesor) (Guillaud et al., 1985). Por otro lado, la altura del bloque no debería exceder los 100 mm para asegurar la uniformidad de presiones en toda su altura, principalmente cuando se emplean prensas manuales mecánicas para la fabricación del bloque (Houben & Guillaud, 1994). Los bloques pueden ser sólidos, huecos, perforados o con indentaciones (Figura 2.4).

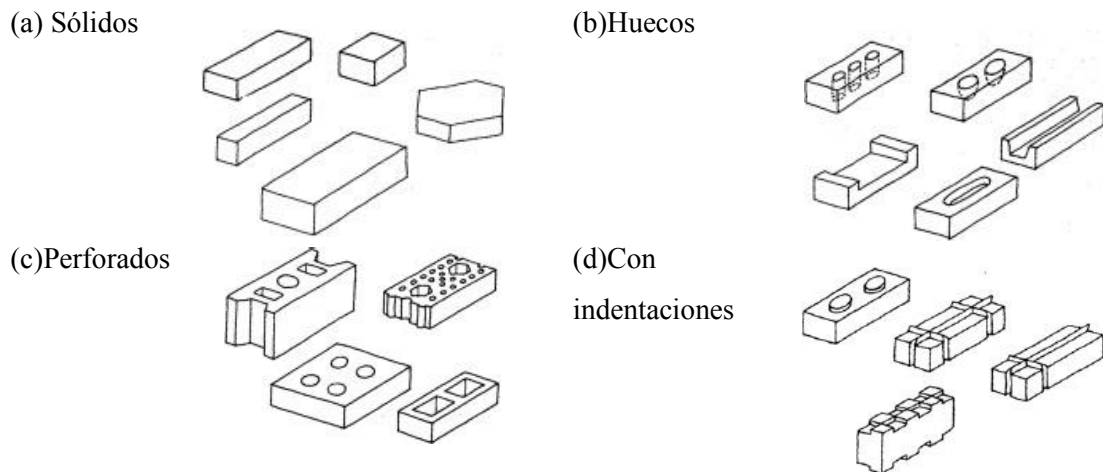


Figura 2.4 Formas de bloques (Guillaud et al., 1985)

El bloque Rhino y el bloque Hilotec son tipos de bloques perforados y con indentaciones (Figura 2.5). El bloque Rinho está compuesto por dos agujeros verticales por donde se puede colocar refuerzo embebido en mortero, tres canales verticales, y dos indentaciones que generan trabazón entre bloque y bloque (Qu et al., 2015). El bloque Hilotec es una adaptación del bloque Rinho. Las ventajas de estos bloques son que agilizan la construcción de la vivienda, ya que pueden no requerir juntas de mortero, y además, reducen la masa de la estructura debido a sus perforaciones (Sturm, 2014).

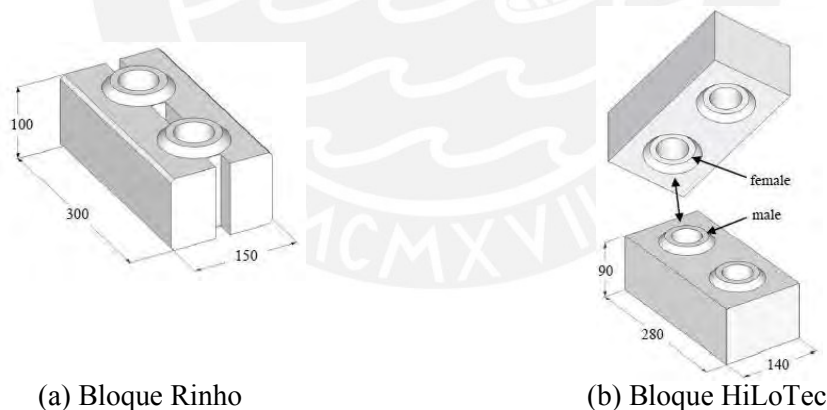


Figura 2.5 Bloques con indentaciones (Sturm, 2014).

2.2. Características de los componentes

2.2.1. El suelo y el estabilizador

La técnica de estabilización se ha desarrollado para superar las deficiencias de las construcciones de tierra relacionadas a sus propiedades mecánicas y de durabilidad. Por ejemplo, en la investigación de (Bui et al., 2009) se comparó la erosión en muros con tierra apisonada estabilizada con cal y sin estabilizar luego de 20 años de exposición a las

mismas condiciones ambientales. Luego de ese tiempo, el espesor del muro estabilizado (Figura 2.6a) se redujo solo en 0.5%, mientras que el espesor del muro sin estabilizar (Figura 2.6b) se redujo en 1.6%.



(a) Muro estabilizado con cal hidráulica (b) Muro sin estabilizar

Figura 2.6 Erosión en muros estabilizados y sin estabilizar luego de 20 años (Bui et al., 2009)

El estabilizador más empleado es el cemento; y se ha demostrado que mejora las propiedades mecánicas del material. Por ejemplo, en (Eires et al., 2012) se han realizado ensayos en compresión en probetas cilíndricas fabricadas con suelo estabilizado con diferentes porcentajes de cemento (0%, 3%, 5%, 7% y 9%). Se obtuvo que la resistencia a compresión aumenta conforme se aumenta el porcentaje de cemento en la mezcla, pero además, se requiere un porcentaje mínimo para tener adecuada resistencia a compresión húmeda (Figura 2.7). Esta propiedad es importante en caso no se proteja al muro contra el agua.

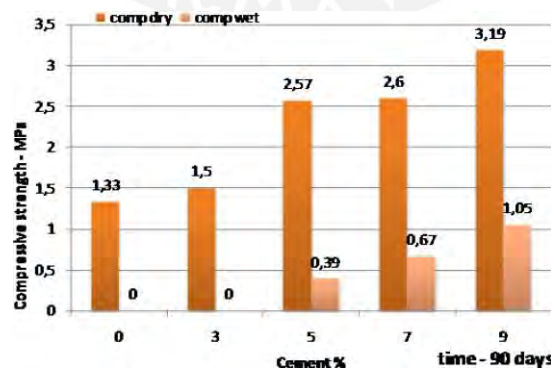


Figura 2.7 Resistencia a compresión seca y húmeda en probetas cilíndricas con 0, 3, 5, 7 y 9% de cemento (Eires et al., 2012)

Cuando el suelo se estabiliza con cemento, el material presenta un comportamiento frágil. Este comportamiento cambia cuando, además de emplear cemento, se adicionan

fibras de polipropileno (Donkor & Obonyo , 2015). El tipo de falla del material cambia de frágil a dúctil (Figura 2.8). Además, se puede mejorar la resistencia a tracción y compresión si se emplea un porcentaje de fibras adecuado (entre 0.4% a 0.6%).



(a) Falla dúctil en ensayo de flexion



(b) Falla dúctil en compresión

Figura 2.8 Material estabilizado con cemento y fibras de polipropileno

Las propiedades mecánicas del material también dependen de la gradación y composición del suelo. Por un lado, se requiere una adecuada gradación para que al momento de la compactación de la mezcla las partículas se reacomoden, y en consecuencia, el porcentaje de vacíos sea mínimo. Por otro lado, se requiere una adecuada composición del suelo para que se forme una buena matriz suelo-estabilizador (Venkatarama et al., 2007). En (Venkatarama & Latha, 2013) se ha evaluado la influencia de la composición del suelo en las propiedades mecánicas de bloques estabilizados con cemento. Se encontró que el porcentaje óptimo de arcilla en el suelo que conduce a la máxima resistencia a compresión está entre el 10-14%, evaluado con porcentajes de cemento entre 4 y 10% (Figura 2.9). Por otro lado, en (Nagaraj et al., 2016) se obtuvo que un alto contenido de arcilla puede proporcionar los óptimos resultados si se emplea como estabilizador, además de cemento, cierto porcentaje de cal. Así se obtuvieron los óptimos resultados, empleando suelo con 29% de arcilla, y estabilizado con 2% de cal y 6% de cemento.

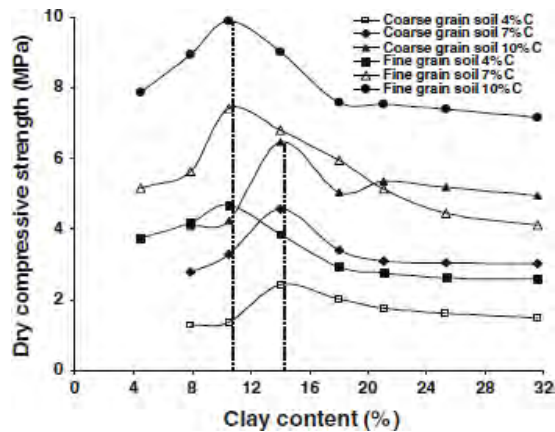


Figura 2.9 Efecto del contenido de arcilla en la resistencia a compresión (Venkatarama & Latha, 2013).

El empleo de cal, en reemplazo de cierto porcentaje de cemento, también puede generar el crecimiento de la resistencia a compresión a largo plazo. En la investigación de (Nagaraj et al., 2014) se encontró que en bloques estabilizados con cal y cemento, se genera crecimiento continuo de la resistencia en compresión hasta los 2 primeros años, mientras que cuando se estabilizan solo con cemento el crecimiento se da solo hasta los 6 primeros meses.

A medida que la densidad de los bloques aumenta, las propiedades mecánicas mejoran; sin embargo, tiene un efecto negativo en sus propiedades térmicas (Ben et al., 2016). En esta última investigación se encontró que la alta densidad aparente del material, producido por altas presiones de compactación en la fabricación del bloque, conduce a una elevada conductividad térmica (Figura 2.10). Esto es desfavorable en cuanto al confort térmico de una vivienda, más aun cuando los climas son extremos.

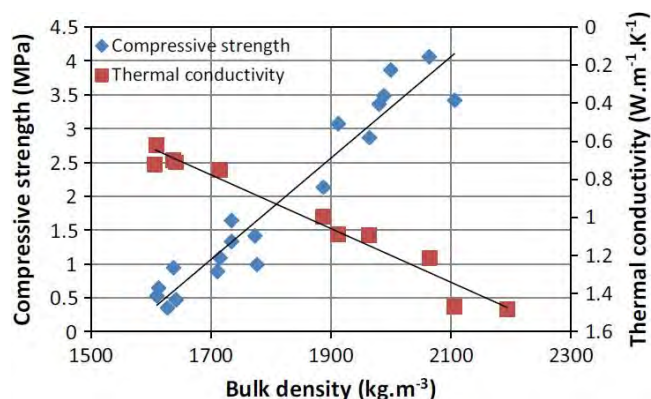


Figura 2.10 Influencia de la densidad del bloque en la resistencia en compresión y en la conductividad térmica (Ben et al., 2016)

2.2.2. El bloque y la junta

Las propiedades mecánicas del bloque de tierra comprimida (BTC) dependen, principalmente, de la composición y gradación del suelo, el tipo y cantidad de estabilizador, y la densidad del bloque (UNESCO, 2001).

La resistencia en compresión es una medida universal aceptable de la calidad de las unidades de mampostería. También algunos aspectos de durabilidad son satisfechos a través de la especificación de la resistencia a compresión húmeda (Morel et al., 2007). Otra forma de especificar la resistencia del bloque es mediante el módulo de ruptura que puede ser determinada con el ensayo de flexión en bloques.

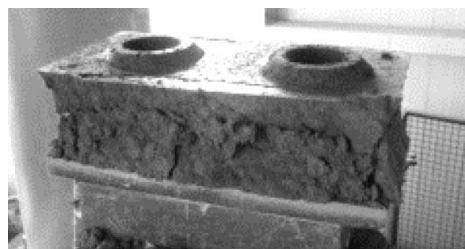
En la Tabla 2.1 se presenta una recopilación de los valores de resistencia a compresión seca (f_b), resistencia a compresión húmeda (f_{b_w}) y módulo de ruptura en bloques (MOR) encontrados en diferentes investigaciones. Se observan valores muy variables, ya que dependen de las dimensiones y forma del espécimen ensayado, el procedimiento de ensayo, la composición del bloque, entre otros.

El criterio común en normativas y manuales de construcciones en tierra es considerar como resistencia a compresión seca mínima en bloques igual o mayor a 2 MPa, salvo se requieran mayores valores por solicitaciones. En el caso del módulo de ruptura los valores requeridos mínimos son muy variables. Por ejemplo, en la norma (HB 195, 2009) el valor mínimo exigido es 0.10 MPa, mientras que en la norma (NZS 4298, 1998) es de 0.50 MPa.

Los BTC estabilizados con cemento presentan una falla frágil cuando son ensayados en compresión. Cuando el bloque es sólido, empiezan a aparecer fisuras verticales en los laterales del bloque (Figura 2.11a). Cuando el bloque tiene perforaciones, se forman una especie de conos alrededor de cada perforación (Figura 2.11b).



(a)Bloque sólido (Hela et al., 2016)



(b)Bloque Hilotec (Sturm, 2014)

Figura 2.11 Falla en compresion del bloque

Tabla 2.1 Propiedades mecánicas en bloques

Autor	Dimensiones de bloque	Estabilizador	Resistencia a compresión seca (fb) (MPa)	Resistencia a compresión húmeda (fb_w) (MPa)	Módulo de ruptura (MOR) (MPa)
(Taallah et al., 2014)	20 x 10 x 10 cm	8% de cemento + 0.05% Fibra palmera datilera	12.8	9.0	1.50
(Donkor & Obonyo , 2015)	19.1 x 20.3 x 12.1 cm ¹ 22.9 x 20.3 x 12.1cm ²	8% cemento + 0.4% Fibras de polipropileno	5.15	-	0.83
(Taallah & Guettala, 2016)	-	10% cal + 0.05% Fibras palmera datilera tratada	10.5	6.9	1.45
(Nagaraj et al., 2014)	30.5 x 14.5 x 10 cm	4% de cemento+ 4% cal	-	7.0	-
(Alavéz et al., 2012)	30 x 15 x 12 cm	10% cal 10% cemento 10% cal+ 10% cenizas de bagazo de la caña de azúcar	16.5 23.5 21.3	5.55 12.7 7.72	1.12 1.96 1.40
(Setyo, 2011)	23 x 11 x 5.5 cm ¹ 60 x 15 x 15 cm ²	5% cal + 5% cáscara de arroz	18.6	16.1	0.056
(Venkatarama et al., 2007)	30.5 x 14.3 x 9.6 cm	4% de cemento 8% de cemento	8.33 12.04	3.14 5.73	0.38 0.95
(Sturm, 2014)	28 x 14 x 9 cm	5% de cemento	2.99	-	0.26

¹ Dimensiones de bloque para ensayos en compresión

² Dimensiones de bloque para ensayo de tres puntos en flexión

La resistencia a compresión y módulo de elasticidad disminuyen conforme aumenta el número de bloques superpuestos en los ensayos de compresión (Figura 2.12). En (Hela et al., 2016) se han realizado ensayos de compresión en uno, dos y tres BTC estabilizados con cemento y con junta seca. El patrón de agrietamiento consistió en grietas verticales producidas por esfuerzos de tracción horizontales iniciadas en las proximidades de las conexiones entre bloque y bloque.

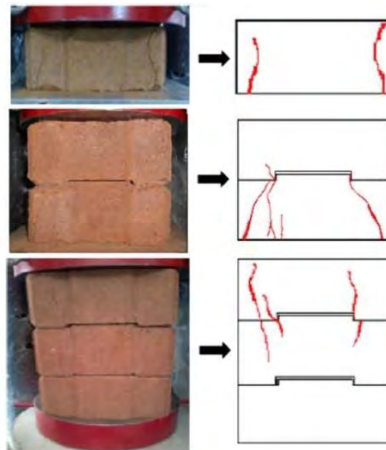


Figura 2.12 Comportamiento en bloques superpuestos (Hela et al., 2016)

El patrón de agrietamiento esperado en prismas ensayados en compresión consiste en grietas verticales que atraviesan a los bloques, independientemente si presentan junta de mortero o junta seca (Figura 2.13). Este tipo de agrietamiento es debido al efecto Poisson, es decir, a la deformación lateral que experimenta la pila al someterse a sollicitaciones de compresión. En la Figura 2.13 se presenta el patrón de agrietamiento en prismas de BTC reportado en diferentes investigaciones. También se presenta la resistencia en compresión (f_p) y el módulo de elasticidad (E) obtenidos de los ensayos.

La resistencia al corte de la interfase bloque-mortero-bloque o bloque-bloque se puede evaluar a partir de ensayos en tripletes (Figura 2.14). Los resultados de este tipo de ensayos permiten definir el modelo de fricción de Coulomb, el cual está conformado por dos componentes. La primera componente es la resistencia al corte inicial (f_{v0}). Para el caso de bloques unidos con junta de mortero, esta es debido a la resistencia al corte que proporciona la unión bloque-mortero. Para el caso de bloques con indentaciones y con junta seca, la resistencia al corte inicial es debido a la trabazón generada por las indentaciones de los bloques, siempre y cuando, las superficies permanezcan juntas. La

segunda componente es debido a la fricción entre superficies, y depende del coeficiente de fricción y el esfuerzo normal en compresión.

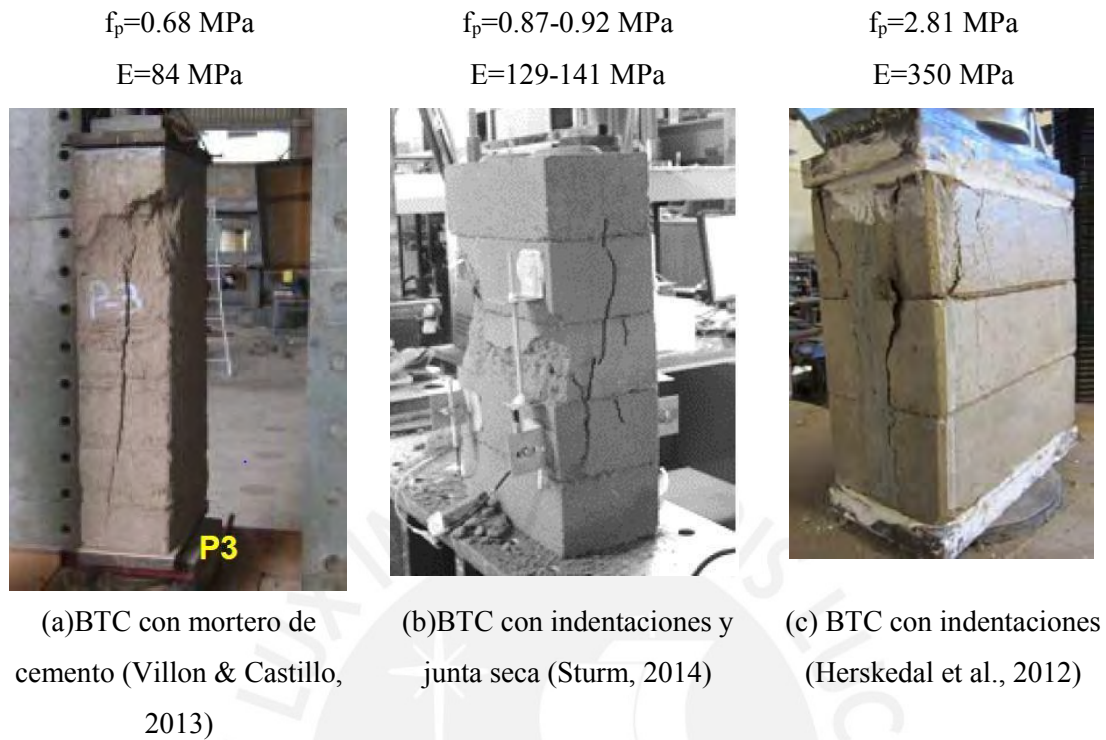


Figura 2.13 Patrones de agrietamiento y propiedades en prismas de mampostería

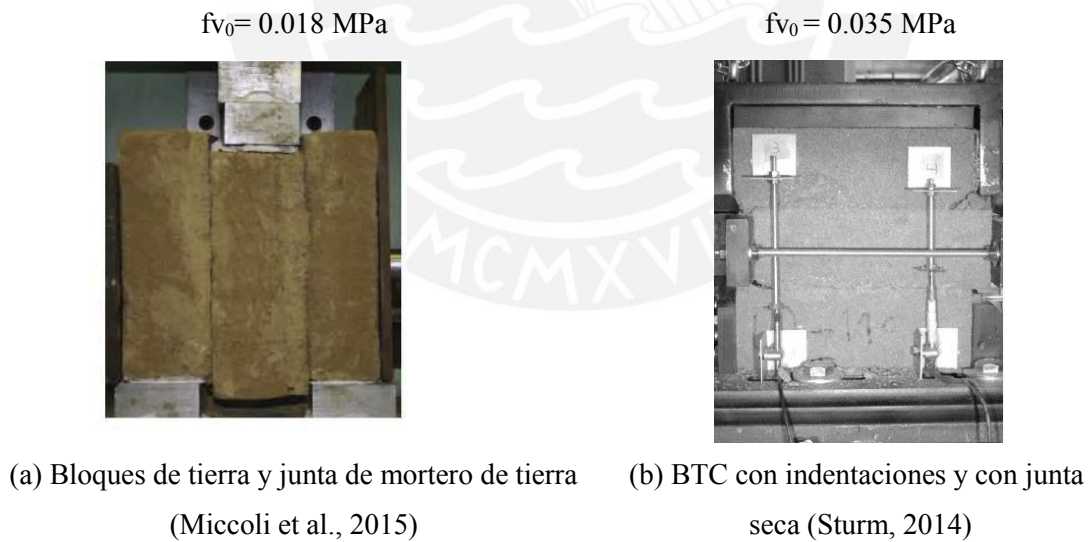


Figura 2.14 Ensayo al corte en tripletes

2.2.3. La mampostería

a) Comportamiento en compresión

Los parámetros que se obtienen de los ensayos de compresión en muretes de mampostería, como la resistencia en compresión o módulo de elasticidad, caracterizan

mejor el comportamiento en compresión de la mampostería como material compuesto. Esto debido a que se toma en cuenta la distribución de los bloques y la junta (aparejo).

En (Jayasinghe, 2007) se ha evaluado la resistencia en compresión y patrones de agrietamiento en muretes con diferentes tipos de BTC y aparejos. En la Tabla 2.2 se muestran las características de los especímenes y los resultados obtenidos de resistencia en compresión. Los BTC sólidos con aparejos en flamenco e inglés alcanzaron valores similares de resistencia. Los BTC con indentaciones y alveolos verticales (Figura 2.15a) se agrietaron en el espesor del murete, lo que indicó un plano débil en el área hueca. Los BTC con indentaciones y ranura horizontal (Figura 2.15b) alcanzaron los valores más bajos de resistencia, y el agrietamiento se inició en la parte central de los especímenes a niveles bajos de carga.

Tabla 2.2 Resistencia en compresión en muretes. Adaptado de (Jayasinghe, 2007)

Espécimen	Dimensiones de especímenes (cm)	Resistencia a la compresión (MPa)
BTC sólidos con aparejo inglés	73.6 x 69.0 x 22.5	2.56
BTC sólidos con aparejo flamenco	85.2 x 68.5 x 22.5	2.92
BTC con indentaciones y alveolos verticales, con aparejo en sogá	75.0 x 62.5 x 14.5	2.22
BTC con indentaciones y con ranura horizontal, con aparejo en sogá	69.0 x 60.0 x 23.5	1.50
BTC sólidos con aparejo en sogá	75.0 x 62.0 x 23.5	3.19



(a)BTC con indentaciones y alveolos verticales



(b)BTC con indentaciones y con ranura horizontal

Figura 2.15 Especímenes ensayados en compresión (Jayasinghe, 2007)

b) Comportamiento en flexión y corte fuera del plano

El comportamiento fuera del plano en mampostería con BTC puede ser evaluado a través de ensayos donde se aplica carga perpendicular al plano del muro. Por ejemplo, en (Herskedal et al., 2012) se han realizado ensayos en dos tipos de configuraciones. El primer tipo consistió en aplicar una carga cíclica en la parte superior y perpendicular al plano de un muro en voladizo (Figura 2.16a). La mampostería consistió en BTC con indentaciones y con refuerzo de acero longitudinal y transversal colocado en los canales horizontales y verticales de los bloques que luego fueron llenados con mortero. El comportamiento fue dominante en flexión ya que aparecieron grietas en la parte inferior del muro en las uniones entre bloques (Figura 2.16b). Este tipo de configuración representa al comportamiento de muros en una vivienda cuando no se tiene adecuada rigidez en la dirección perpendicular al plano del muro.

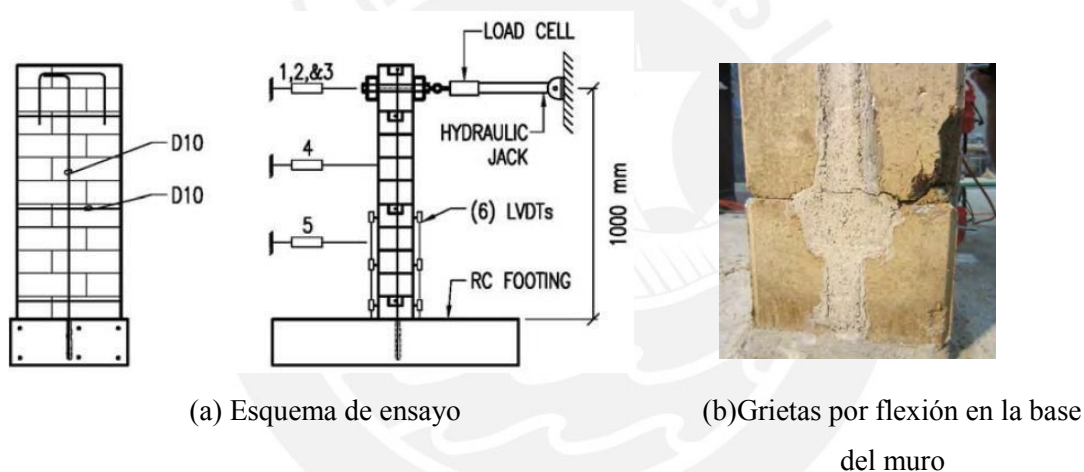
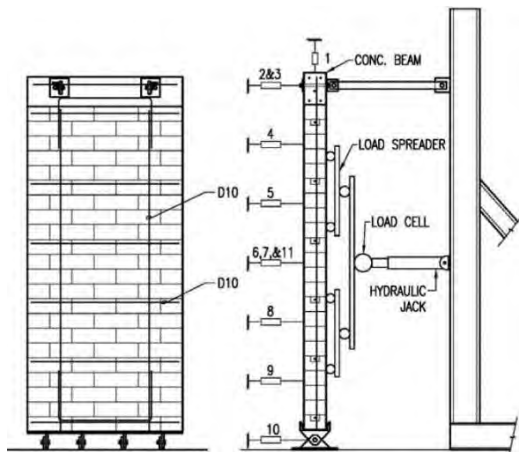
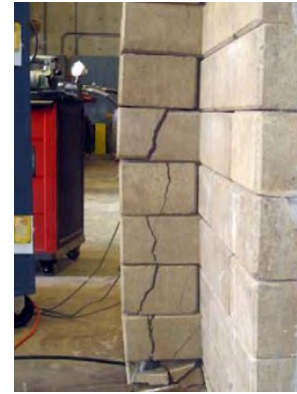


Figura 2.16 Ensayo de muro en voladizo fuera del plano (Herskedal et al., 2012)

Otro tipo de configuración, evaluado en la misma investigación, consistió en aplicar carga cíclica en cuatro puntos equidistantes perpendiculares al plano del muro (Figura 2.17a). El muro estaba apoyado en sus dos extremos. El tipo de mampostería fue igual al muro en voladizo. Se valoraron dos tipos de sección transversal, una sección rectangular y otra en forma de “T” con una columneta en la parte central. En el primer tipo de sección, el mecanismo de falla fue en flexión ya que se reportaron grietas horizontales en la parte central del muro. En la sección con columneta, el mecanismo de falla fue por corte, ya que aparecieron grietas en la parte inferior del muro, donde los esfuerzos cortantes son máximos (Figura 2.17b). Además, tanto la resistencia como la rigidez inicial del muro con columneta fue considerablemente mayor al muro de sección rectangular.



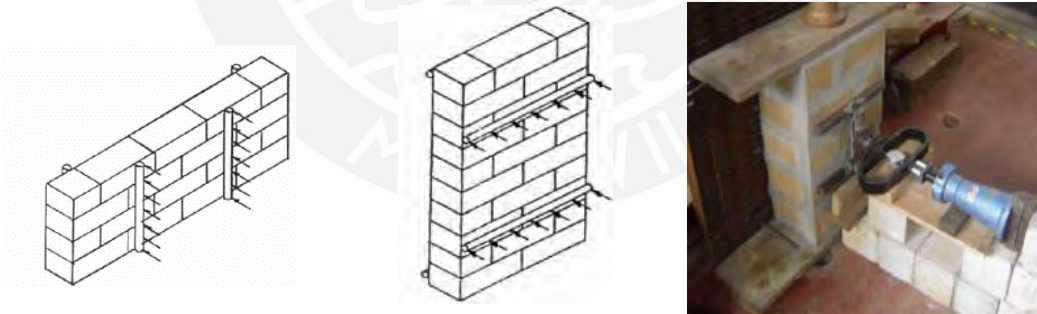
(a) Esquema de ensayo-Altura de muro 2.4m



(b)Grietas por corte en la base de la columneta

Figura 2.17 Ensayo de muro apoyado fuera del plano (Herskedal et al., 2012)

En (Jayasinghe & Mallawaarachchi, 2009) se han realizado ensayos aplicando cargas pseudo estáticas perpendiculares al plano en especímenes de mampostería con diferentes tipos de BTC y aparejos (Figura 2.18). A partir de estos ensayos se ha determinado la resistencia flexural paralela y perpendicular a las juntas. Se ha concluido que para bajas cargas de compresión, y en los tipos de mampostería analizados, puede considerarse 0.25 N/mm^2 de resistencia flexural fuera del plano, en caso no se cuente con información experimental.



a)Esquemas de ensayos con cargas perpendiculares y paralelas a las juntas

b)BTC sólido y junta de mortero

Figura 2.18 Resistencia flexural fuera del plano (Jayasinghe & Mallawaarachchi, 2009)

c) Comportamiento en flexión y corte en el plano

En (Qu et al., 2015) se estudió el comportamiento ante cargas cíclicas en el plano muros de mampostería de BTC con falla dominante en flexión. Para ello, se construyeron 4 tipos de especímenes con adecuado refuerzo por corte para evitar este tipo de falla. La

mampostería consistió en BTC con alveolos verticales e indentaciones. Se evaluó la influencia de la esbeltez del muro, la presencia de un ala en la terminación de los muros y la presencia de una ventana en la parte central del muro. En la Figura 2.19 se observa el patrón de agrietamiento obtenido en estos especímenes. Del comportamiento histerético se observó incremento de ductilidad a medida que se incrementa la esbeltez (relación altura-ancho del muro) pero reducción de resistencia. También, al incluir una aleta en un lado de las terminaciones de los muros incrementa la resistencia a flexión del muro y no altera significativamente la ductilidad del sistema. La presencia de una ventana reduce la resistencia a flexión del muro y se dan concentraciones de esfuerzos en las esquinas que conducen a fallas de corte localizadas (Figura 2.19d). También se reportó que la presencia de ventanas no generó impacto en la ductilidad del muro.



Figura 2.19 Especímenes después del ensayo y envolventes de la curva de histéresis (Qu et al., 2015)

En (Villon & Castillo, 2013) se han realizado ensayos en corte cíclico en muros de mampostería con BTC. La mampostería consistió en BTC perforados, junta horizontal de mortero de barro y junta vertical seca. Se ensayaron dos tipos de especímenes, uno reforzado verticalmente con tuberías de PVC y los alveolos llenados con mortero de barro (Muro M2), y el otro espécimen sin refuerzo vertical pero los alveolos fueron rellenos

con mortero de barro (Muro M1). En ambos muros la falla fue por corte: en el muro M2 se formaron grietas diagonales (Figura 2.20a); y en el muro M1 se produjo deslizamiento en las últimas hiladas, que luego generaron grietas diagonales (Figura 2.20b). El mayor efecto del refuerzo de PVC fue reforzar las uniones entre bloques, evitar el deslizamiento por corte y, consecuentemente, aumentar la ductilidad del muro (Figura 2.20c). La resistencia a corte obtenida en el muro M2 fue de 0.018 MPa aproximadamente.



Figura 2.20 Ensayos de corte cíclico (Villon & Castillo, 2013)

En el trabajo de (Ferreira, 2015) se han realizado ensayos de compresión diagonal para simular un estado de corte puro, y poder evaluar la efectividad de diferentes tipos de refuerzo en mampostería con BTC. Los bloques que se han empleado son similares a los empleados en el proyecto Hilotec (Figura 2.5b). Se ensayaron 6 tipos de especímenes cuyas características y el patrón de agrietamiento obtenido de los ensayos se presentan en la Figura 2.21. También se muestra la resistencia al corte (S_s) y el módulo de corte (G) de los especímenes. Los resultados permitieron verificar la efectividad de la malla polimérica como refuerzo externo para incrementar las propiedades en corte de la mampostería.







<p>W: BTC con junta seca</p>  <p>Ss = 0.05 MPa G=7.1 MPa</p>	<p>W-R1: BTC con junta seca + refuerzo vertical</p>  <p>Ss = 0.10 MPa G=37 MPa</p>	<p>W-R2: BTC con junta seca + refuerzo exterior (malla polimérica)</p>  <p>Ss = 0.27 MPa G = 401 MPa</p>
<p>W_M: BTC con junta de mortero</p>  <p>Ss = 0.28 MPa G = 216 MPa</p>	<p>W_M-R1: BTC con junta mortero + refuerzo vertical</p>  <p>Ss = 0.22 MPa G = 208 MPa</p>	<p>W_M-R2: BTC con junta mortero + refuerzo exterior</p>  <p>Ss = 0.59 MPa -</p>

Figura 2.21 Resultados del ensayo en compresión diagonal (Ferreira, 2015)

2.3. Comportamiento sísmico de viviendas de mampostería de tierra

La acción sísmica en una vivienda de mampostería genera mecanismos de falla debido a la acción combinada de solicitaciones de compresión, flexión y corte en el plano y fuera del plano de los muros.

En (CISM, 2014) se mencionan tres modos de falla locales encontrados en estructuras de mampostería. El primero está relacionado a la fragilidad del material y se manifiesta con grietas que separan, claramente, dos partes del elemento aparentemente intactos (Figura 2.22a). El segundo modo de falla es una combinación del primero, pero alternado con líneas de deslizamiento. Generalmente ocurren cuando se tienen altas

cargas de compresión y corte (Figura 2.22b). El tercer modo de falla local es por aplastamiento del material, el material se tritura generando, algunas veces, material con consistencia de polvo (Figura 2.22c). El primer tipo es el más frecuente y usualmente irrelevante. El segundo y el tercer tipo ocurren cuando la carga es crítica o cercana a la carga de colapso. El tercer tipo de falla local es el más peligroso ya que el colapso de la estructura puede ocurrir en cualquier momento.



(a)Grietas diagonales

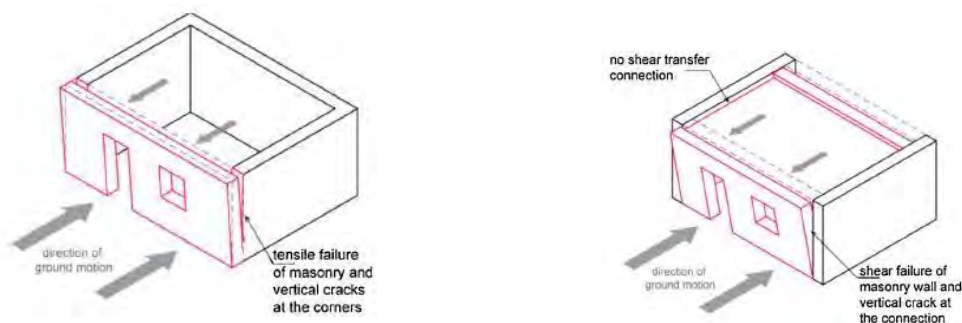
(b)Grietas diagonales y deslizamiento

(c)Aplastamiento

Figura 2.22 Falla locales en el plano de la mampostería (CISM, 2014)

También se han observado fallas de los mecanismos estructurales debido a la inadecuada conexión entre elementos estructurales (Figura 2.23), fallas fuera del plano en muros y esquinas (Figura 2.24a) y falla por corte en el plano de muros (Figura 2.24b).

Si la mampostería presenta buena calidad y existe una buena conexión entre los elementos verticales y horizontales, la resistencia global de la construcción será debido a la resistencia en el plano de los muros. Este es el mecanismo estructural que se busca en estructuras de mampostería (CISM, 2014).



Volteo global de los muros

Mala conexión entre muros y el diafragma

Figura 2.23 Falla por inadecuada conexión. Adaptado de (Ortega et al., 2017)

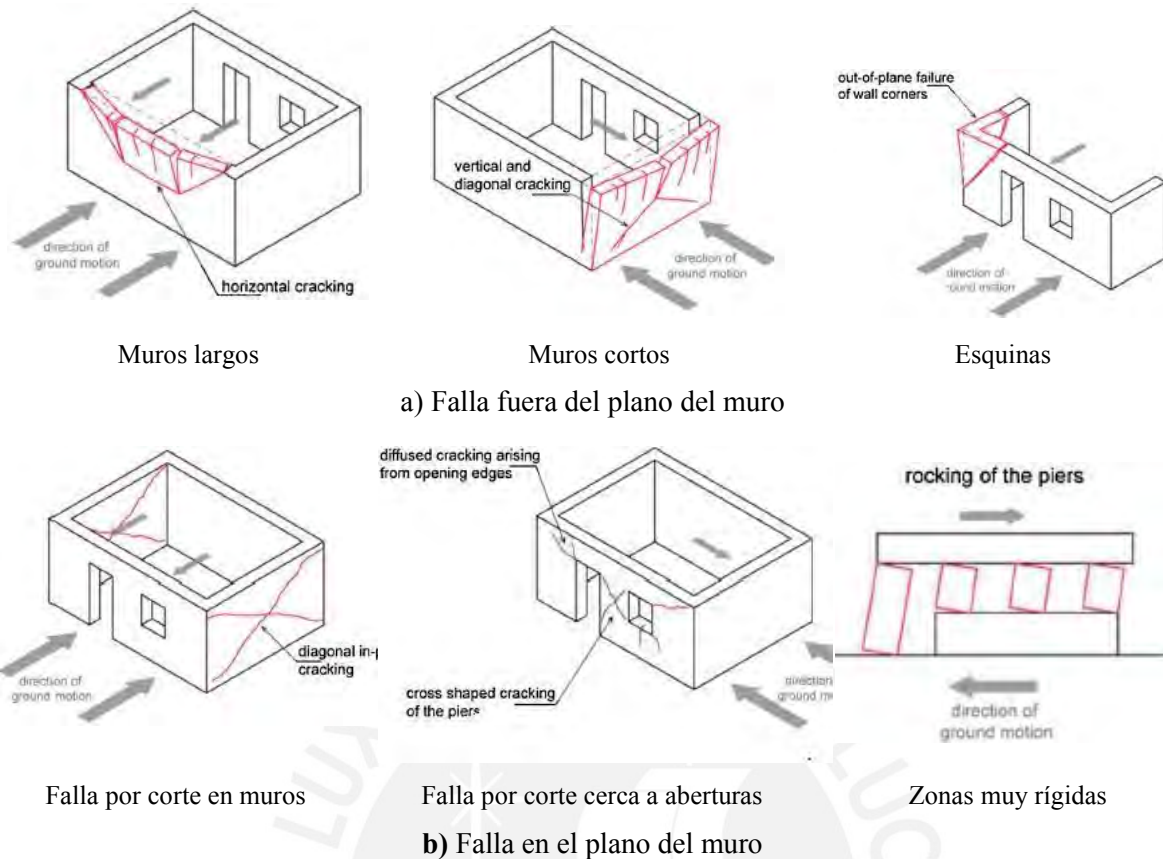


Figura 2.24 Falla de mecanismos estructurales. Adaptado de (Ortega et al., 2017)

En busca de un buen comportamiento estructural, se han desarrollado técnicas de reforzamiento para evitar fallas indeseables o aumentar la capacidad de los muros de mampostería. Por ejemplo, en (Angulo et al., 2011) se ha estudiado la efectividad de diferentes formas tradicionales de arriostres para mejorar la conexión en las esquinas de viviendas de tierra. Por otro lado, en (Villon & Castillo, 2013) se ha estudiado la efectividad de reforzar mampostería con tuberías de PVC. Para ello se han realizado ensayos sísmicos en un prototipo de vivienda. La mampostería consistió en bloques de tierra comprimida con alveolos verticales unidos con mortero de barro. Al finalizar el ensayo sísmico, se reportaron grietas verticales en las 4 esquinas del prototipo. Estas grietas ocasionaron el desacople de los tubos de PVC (Figura 2.25).

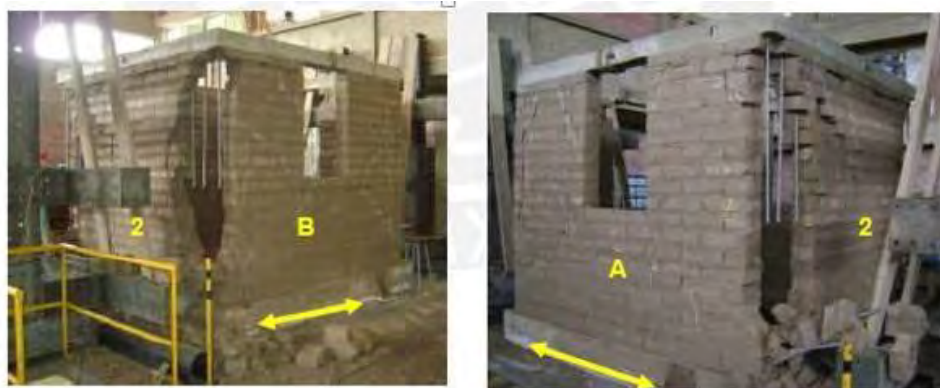


Figura 2.25 Patrones de falla en el prototipo ensayado (Villon & Castillo, 2013)



3. Macro-modelamiento de estructuras de mampostería



3.1. Introducción

La mampostería es clasificada como un material heterogéneo y anisotrópico. Esto debido a que está constituida por unidades de mampostería y mortero, los cuales cada uno tiene sus propias propiedades mecánicas, y además la forma como están distribuidos en los muros no es uniforme a lo largo de todo el elemento (Abdulla et al., 2017). El comportamiento de este tipo de estructuras puede ser evaluado mediante experimentos físicos, como lo descrito en el capítulo anterior, o mediante modelos numéricos.

En la actualidad, existen diferentes métodos numéricos para analizar el comportamiento elástico e inelástico de la mampostería, como el método de elementos finitos (FEM), el método de elementos discretos (DEM), el método de análisis límite, entre otros.

En el método de elementos finitos (FEM) se pueden aplicar dos enfoques de modelamiento. El micro-modelamiento, que puede ser detallado o simplificado, y el macro-modelamiento (Lourenco, 1996).

En el micro-modelamiento detallado, las unidades y el mortero se representan como elementos continuos, y la interface unidad-mortero como elementos discontinuos. En el micro-modelamiento simplificado las unidades se representan como elementos continuos, y el mortero y la interface unidad-mortero como elementos discontinuos. Empleando este enfoque, se pueden representar mecanismos como deslizamiento en la junta o agrietamiento en los bloques (Figura 3.1).

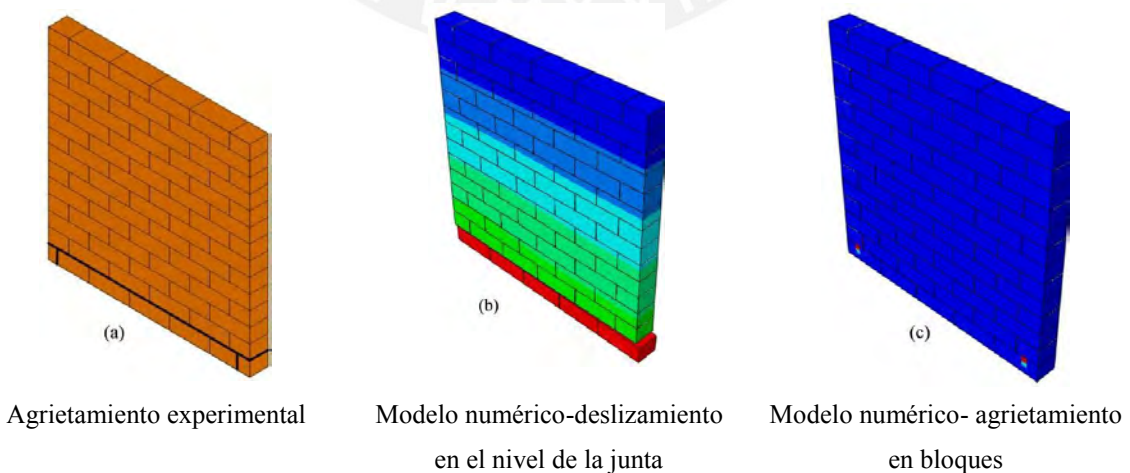
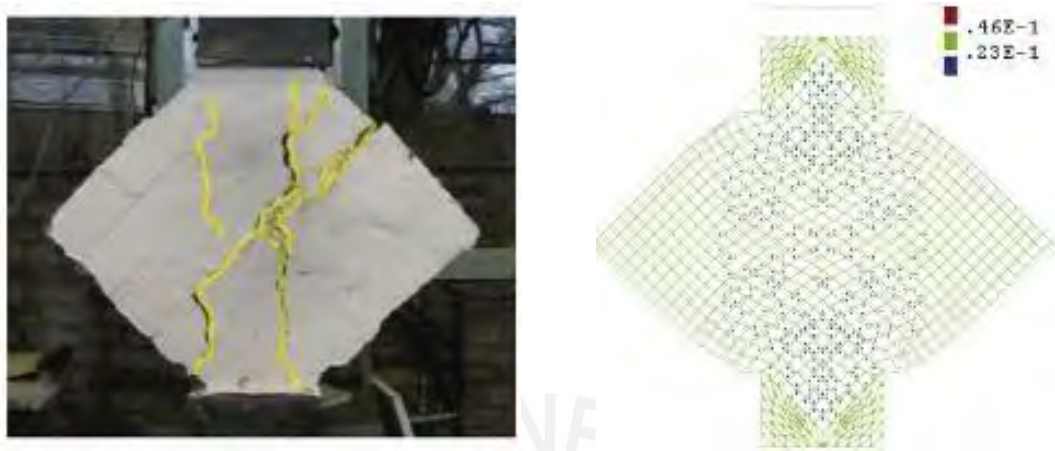


Figura 3.1 Ejemplo de micro-modelamiento simplificado (Abdulla et al., 2017)

En el macro-modelamiento, la unidad, el mortero y la interfase se representan como un elemento continuo. En este caso, el daño es esparcido en todo el continuo, y no se

pueden representar fallas locales entre bloques y juntas (Figura 3.2). Los macro-modelos son herramientas adecuadas para aplicaciones prácticas en estructuras de grandes dimensiones donde el interés es el comportamiento global.



Agrietamiento experimental

Agrietamiento en modelo numérico

Figura 3.2 Ejemplo de macro-modelamiento (Miccoli et al., 2015)

En este trabajo se empleará el método de elementos finitos (FEM) para el análisis de la mampostería bajo el enfoque de macro-modelamiento. Esto debido a que bajo este enfoque se emplean modelos simplificados lo cual es conveniente cuando se realizan análisis complejos, como son los análisis sísmicos. Por otro lado, el interés de los análisis es representar la capacidad sísmica global de la estructura.

3.2. Análisis No Lineal en el Método de Elementos Finitos

El procedimiento tradicional para la solución problemas de análisis estructural en el rango elástico aplicando el método de elementos finitos es como se muestra en el Figura 3.3. Los desplazamientos se relacionan con las deformaciones mediante ecuaciones cinemáticas. Los esfuerzos se determinan empleando las ecuaciones constitutivas del material; y finalmente, se aplican ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas internas y externas. La mezcla de todas estas ecuaciones lleva a la siguiente ecuación general:

$$K_e d = f_{ext} \quad \text{Ecuación. 3.1}$$

Donde " K_e " es la matriz de rigidez de la estructura, " d " es el vector de desplazamientos y " f_{ext} " son las cargas externas en la estructura.

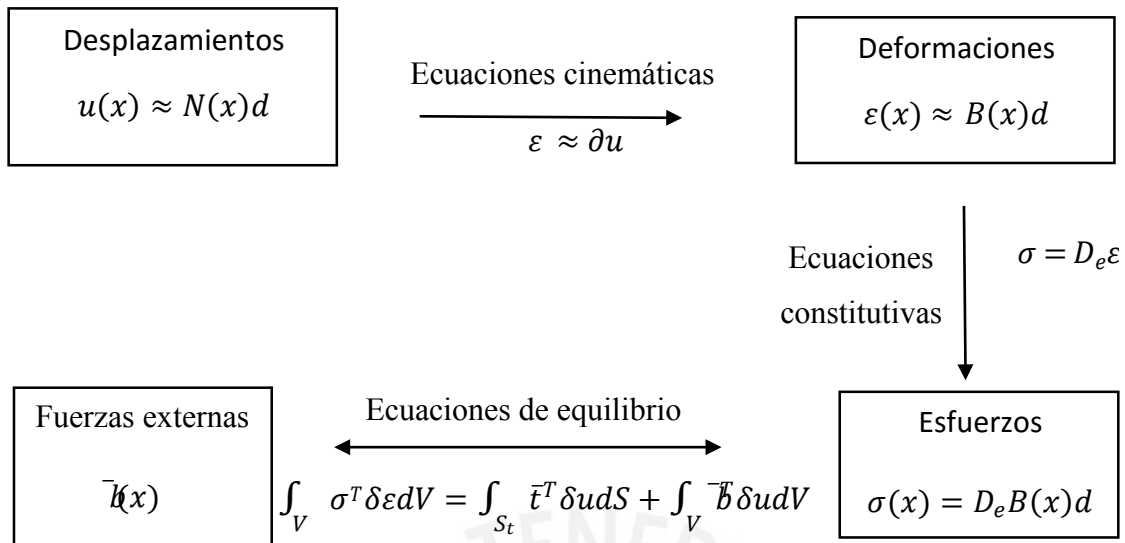


Figura 3.3 Esquema de solución de problemas elásticos en FEM

El comportamiento inelástico del material, como la plasticidad y el daño, se incluye en las ecuaciones constitutivas (Figura 3.4). Análogamente al caso anterior, se llega a un conjunto de ecuaciones algebraicas no lineales de la siguiente forma:

$$f_{int}(d) = f_{ext} \quad \text{Ecuación. 3.2}$$

Donde “ f_{ext} ” consiste en cargas externas ya definidas, y “ d ” es el vector de desplazamientos que satisface todas las ecuaciones indicadas en la Figura 3.4. Luego de un proceso de linearización de la Ecuación 3.2, la ecuación de equilibrio para un incremento de fuerza (Δf_{ext}) queda como sigue:

$$f_{int}(\bar{d} + \Delta d) = \bar{f}_{ext} + \Delta f_{ext}$$

$$f_{int}(\bar{d}) + \frac{\partial f_{int}(\bar{d})}{\partial d} \Delta d = \bar{f}_{ext} + \Delta f_{ext}$$

$$f_{int}(\bar{d}) + K(\bar{d}) \Delta d = \bar{f}_{ext} + \Delta f_{ext} \quad \text{Ecuación. 3.3}$$

La solución de la ecuación 3.3 puede determinarse mediante métodos iterativos como el método de Newton-Raphson Regular, Newton-Raphson Modificado, Rigidez inicial, entre otros.

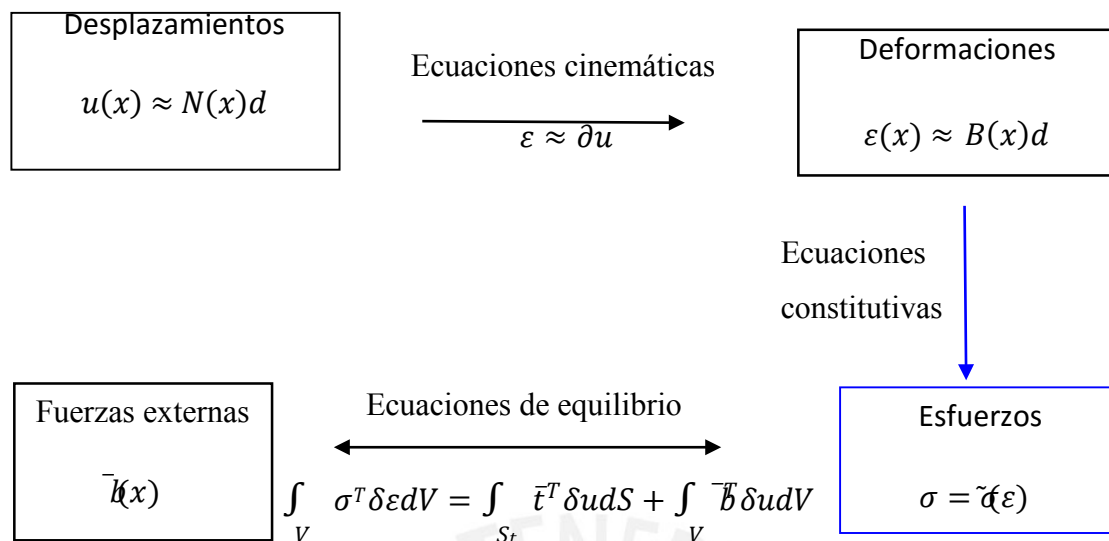


Figura 3.4 Esquema de solución de problemas inelásticos en FEM

3.3. Modelos continuos para representar comportamiento inelástico

En esta sección se presentan dos modelos de materiales que representan mecanismos continuos: “Total Strain Crack Model” y “Modified Maekawa Concrete Model”. Ambos modelos están implementados en el software (DIANA FEA, 2014). La información que se presenta en esta sección proviene principalmente de los manuales del software.

3.3.1. Modelo “Total Strain Crack”

Este modelo está basado en deformaciones totales, y describe el esfuerzo como una función de la deformación mediante modelos constitutivos del material. Los esfuerzos son evaluados en la dirección del agrietamiento. La dirección del agrietamiento puede rotar constantemente con la dirección principal del vector de deformaciones, o bien puede ser fija una vez se iniciado el agrietamiento. En el primer caso, la relación esfuerzo-deformación es evaluada en la dirección principal del vector de deformaciones. Este enfoque también es conocido como “Rotating Crack Model”. En el caso del segundo, la relación esfuerzo-deformación es evaluada en un sistema de coordenadas que se fija al inicio del agrietamiento. Este enfoque también es conocido como “Fixed Crack Model”.

El vector de deformación, en el sistema de coordenadas global “x-y-z” es actualizado aplicando un incremento de deformación $\Delta \varepsilon_{xyz}$:

$$\varepsilon_{xyz}^{t+\Delta t, i+1} = \varepsilon_{xyz}^t + \Delta \varepsilon_{xyz}^{t+\Delta t, i+1}$$

Para obtener el vector de deformaciones en coordenadas de la grieta “n-s-t”, se emplea la matriz de transformación de deformaciones “T”. Este se obtiene calculando los “eigenvectores” del tensor de deformaciones.

$$\varepsilon_{nst}^{t+\Delta t, i+1} = T(\varepsilon_{xyz}^{t+\Delta t, i+1})$$

Las ecuaciones constitutivas son formuladas en el sistema de coordenadas agrietado, el cual, luego es transformado a coordenadas globales mediante la matriz de transformación T.

$$\sigma_{nst}^{t+\Delta t, i+1} = \sigma(\varepsilon_{nst}^{t+\Delta t, i+1})$$

$$\sigma_{xyz}^{t+\Delta t, i+1} = T^T \sigma_{nst}^{t+\Delta t, i+1}$$

Durante el proceso de carga, el material puede estar sometido a esfuerzos de tracción o compresión, los cuales pueden resultar en su agrietamiento o aplastamiento. El deterioro del material, debido al agrietamiento y aplastamiento, es controlado con seis variables internas de daño: α_k . La condición de carga-descarga-recarga es controlada con restricciones adicionales “ r_k ” los cuales son determinados para modelar la degradación de la rigidez en tracción y compresión (Figura 3.5).

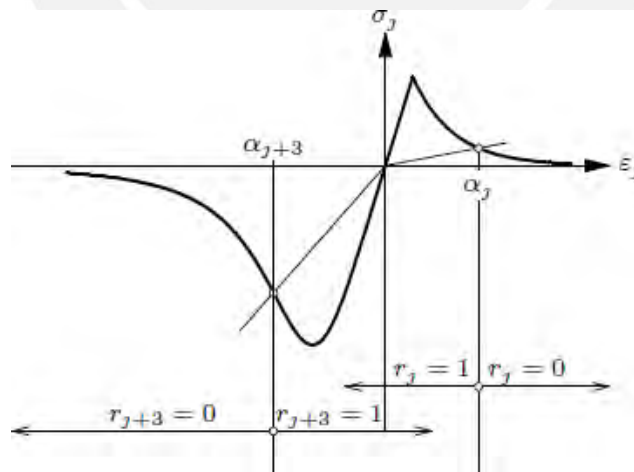


Figura 3.5 Carga y descarga secante del modelo “Total Strain Crack” (DIANA FEA, 2014)

La relación uniaxial de esfuerzo-deformación, está basada en la resistencia en la dirección de la grieta “ f ”, multiplicada por la función de carga y descarga “ g ” como sigue:

$$\sigma_j = f_j(\alpha, \varepsilon_{nst}) \cdot g_j(\alpha, \varepsilon_{nst})$$

a) *Funciones para modelos constitutivos en tracción y compresión*

En (DIANA FEA, 2014), el comportamiento en tracción puede ser modelado mediante funciones basadas en la energía de fractura, como el modelo con función exponencial (Figura 3.6a). Existen también otros modelos que no están relacionados directamente con la energía de fractura, como el modelo lineal basado en la deformación última (Figura 3.6b).



a) Función exponencial

b) Función lineal

Figura 3.6 Modelos constitutivos del material en tracción (DIANA FEA, 2014)

El modelo exponencial (Figura 3.6a) presenta la siguiente función:

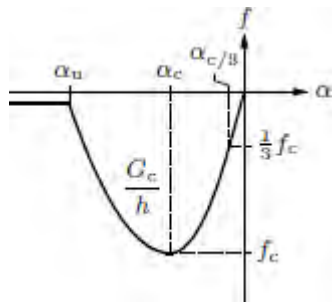
$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\epsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \exp\left(-\frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}}\right)$$

La deformación última ($\epsilon_{nn,ult}^{cr}$) puede calcularse con la siguiente expresión:

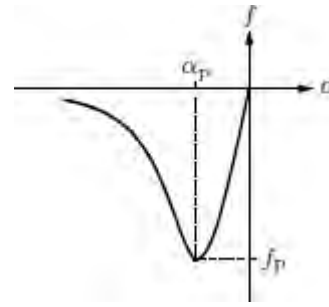
$$\epsilon_{nn,ult}^{cr} = \frac{G_f^I}{hf_t}$$

Donde “ G_f^I ” es la energía de fractura en tracción relacionada a una banda de grieta “ h ”; y “ f_t ” es la resistencia a tracción. Se considera que la grieta está totalmente abierta cuando $\epsilon_{nn}^{cr} > 2\epsilon_{nn,ult}^{cr}$.

El comportamiento en compresión puede modelarse con funciones también basadas en la energía de fractura, como el modelo con función parabólica (Figura 3.7a), o bien basados en deformación al esfuerzo máximo como las curvas de Thorenfeldt (Figura 3.7b).



a) Función parabólica



b) Curvas de Thorenfeldt

Figura 3.7 Modelos constitutivos del material en compresión (DIANA FEA, 2014)

El modelo parabólico (Figura 3.7a) presenta la siguiente función:

$$f = \begin{cases} -fc \frac{1}{3} \frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_{c/3}}; & \text{para } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0 \\ -fc \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right)^2 \right); & \text{para } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq \alpha_c \\ -fc \left(1 - \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right); & \text{para } \alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c \\ 0 & \text{para } \alpha_j \leq \alpha_u \end{cases}$$

Con $\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{fc}{E}$; $\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{fc}{E}$; $\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{h fc}$

En (DIANA FEA, 2014), para elementos lineales en 2-dimensiones, la banda de grieta “ h ” se calcula como la raíz cuadrada del doble del área de cada elemento finito $h = \sqrt{2A}$; y para elementos de órdenes superiores en 2-Dimensiones la banda de grieta es la raíz del área del elementos finito $h = \sqrt{A}$.

b) Funciones para reducción de módulo de corte

Bajo el concepto de “Fixed Crack Model”, el comportamiento en corte es modelado explícitamente con una relación entre esfuerzos y deformaciones en corte. Normalmente la rigidez en corte es reducida luego del agrietamiento. Una de las opciones disponibles en (DIANA FEA, 2014) es considerar una reducción constante del módulo de corte (Figura 3.8). Los valores “ β ” oscilan entre 0 y 1. El valor de “0” indica la reducción total de “ G ”; y por lo tanto, en el plano de la grieta no se transmitirían esfuerzos por corte.

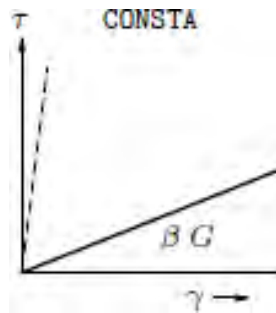


Figura 3.8 Reducción constante del módulo de corte luego del agrietamiento (DIANA FEA, 2014)

Cuando se emplea el enfoque de “Rotating Crack Model”, el comportamiento en corte es modelado implícitamente con una relación que garantiza la coaxialidad entre los esfuerzos y las deformaciones principales (Rots & Blaauwendraad, 1989).

3.3.2. Modelo “Modified Maekawa Concrete Model”

El modelo modificado de Maekawa combina un modelo del tipo “Elastoplastic Damage Model” para representar el comportamiento en compresión y un modelo relacionado al modelo “Total Strain Crack Model” para representar el comportamiento en tracción.

El modelo de Maekawa asume que el daño en la elasticidad es gobernada por la parte elástica de la deformación total. Los componentes elásticos y plásticos del vector de deformación son determinados mediante análisis de plasticidad propuestos en (Maekawa et al., 1993). Una vez que el vector de deformación elástico es determinado, el parámetro de fractura “K” se calcula en función de las invariantes del tensor de deformaciones elásticos y otros parámetros elásticos.

$$K = K(F) = \exp\left(-\frac{F}{3.25} \left(1 - \exp\left(-\frac{F}{0.80}\right)\right)\right)$$

$$F = F(I_{1e}, J_{2e}, J_{3e})$$

Debido al daño, el módulo de corte inicial “G” es reducido por el factor K. El factor K oscila entre 0 y 1, donde 0 significa deterioro total y 1 no daño. Para determinar el daño en el módulo de corte, los esfuerzos reales y la matriz de elasticidad del material son formulados en función del parámetro “K”.

El modelo “Elastoplastic Damage Model” se aplica hasta antes que ocurra la primera grieta en cada punto de integración, ya sea en casos de carga, descarga o recarga. Cuando el punto de integración es agrietado, el modelo cambia a un modelo del concreto agrietado, el cual también incluye reglas para casos de carga-descarga-recarga en tracción y compresión (Figura 3.9). Se observa que de 0-1 es carga en compresión, 1-2 es descarga en compresión, 2-3 es recarga en compresión, etc.

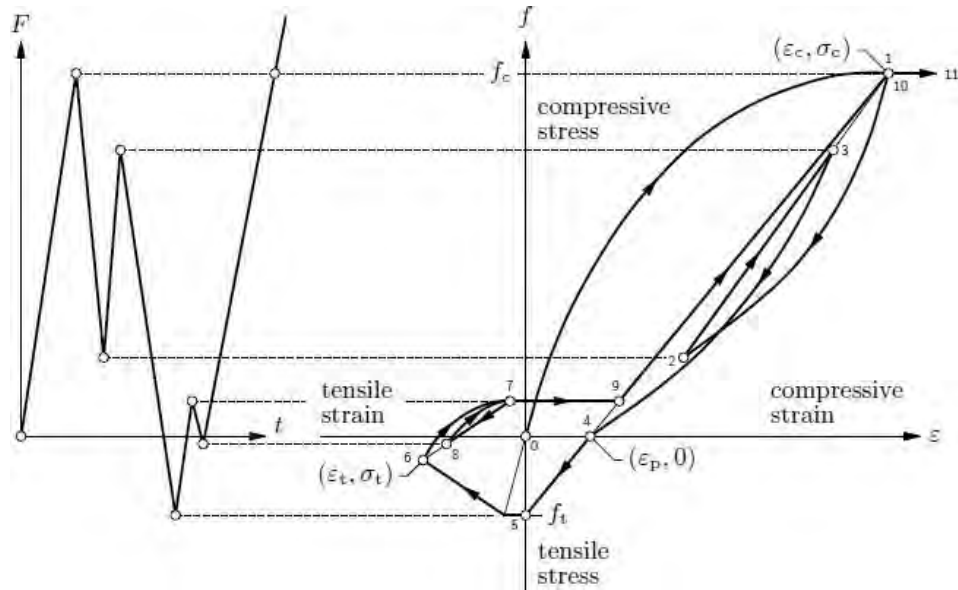


Figura 3.9 Curvas de Maekawa para el concreto agrietado (DIANA FEA, 2014)

El comportamiento histerético de la Figura 3.9 se define como sigue:

- Carga en compresión ($\varepsilon \leq \varepsilon_c$)

$$\sigma = K E (\varepsilon - \varepsilon_p)$$

$$K = \exp\left(-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left(1 - \exp\left(-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right)$$

$$\varepsilon_p = \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \frac{20}{7} \left(1 - \exp\left(-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)\right)\right) \varepsilon_c$$

- Descarga en compresión ($\varepsilon > \varepsilon_c$, $\varepsilon > \varepsilon_0$, $\varepsilon < 0$)

$$\sigma = K E (\varepsilon - \varepsilon_p) \alpha$$

$$\alpha = K^2 + \left(\frac{\sigma_0}{K E (\varepsilon_0 - \varepsilon_p)} - K^2\right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}\right)^2$$

- Recarga en compresión ($\varepsilon > \varepsilon_c$, $\varepsilon \leq \varepsilon_0$, $\varepsilon < 0$)

$$\sigma = \sigma_c - (\sigma_c - \sigma_0) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon}{\varepsilon_c - \varepsilon_0}$$

- Carga en tracción ($\varepsilon > \varepsilon_t$)

$$\sigma = K f_{TSC} (\varepsilon - \varepsilon_p)$$

- Descarga en tracción ($\varepsilon < \varepsilon_t, \varepsilon < \varepsilon_0, \varepsilon > 0$)

$$\sigma = E_{b0} (\varepsilon - \varepsilon_p) \alpha + \sigma_b$$

$$E_{b0} = \frac{(\sigma_t - \sigma_b)}{(\varepsilon_t - \varepsilon_p)}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_0}{E_{b0}(\varepsilon - \varepsilon_p)} \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p} \right)^3$$

$$\sigma_b = -f_t \left(0.05 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_p) E}{5 f_t} \right)$$

- Recarga en tracción ($\varepsilon < \varepsilon_t, \varepsilon \geq \varepsilon_0, \varepsilon > 0$)

$$\sigma = \sigma_t - (\sigma_t - \sigma_0) \frac{\varepsilon_t - \varepsilon + \varepsilon_p}{\varepsilon_t - \varepsilon_0 + \varepsilon_p}$$

En las ecuaciones anteriores “ ε ” es la deformación total y “ σ ” su correspondiente esfuerzo, “ ε_p ” es la deformación plástica, “ ε_0 ” es la deformación al inicio de cada incremento y “ σ_0 ” su correspondiente esfuerzo, “ ε_c ” es la deformación máxima en compresión experimentada en toda la historia de deformaciones y “ σ_c ” su correspondiente esfuerzo, “ ε_t ” es la máxima deformación en tracción experimentada en toda la historia de deformaciones y “ σ_t ” es su correspondiente esfuerzo, “ f_t ” es la resistencia a tracción, “ E ” el módulo de Young, “ K ” es el parámetro de daño, y “ f_{TSC} ” es la función para el comportamiento en tracción.

3.4. Data experimental para modelos continuos

Generalmente, la información experimental disponible son propiedades de unidades pequeñas como, especímenes cilíndricos, bloques, prismas o muretes. Sin embargo, en modelos continuos es necesario determinar propiedades de la mampostería como material compuesto. Los parámetros necesarios generalmente son: la resistencia en compresión, la resistencia en tracción y sus respectivas energías de fractura (Lourenço, 2009).

La resistencia en compresión que normalmente se emplea es la proveniente de ensayos en compresión de prismas o muretes; también de bloques pero afectada por un factor de reducción para obtener la resistencia en compresión de la mampostería.

La resistencia a tracción generalmente se considera como un porcentaje de la resistencia en compresión entre el 5% al 10%. También se puede aproximar de ensayos de muros en corte cíclico cuando la falla es predominantemente por corte (Tassios, 1988). La formulación se presenta en la Ecuación 3.4, donde “H” es la fuerza cortante máxima obtenida de los ensayos, “A_w” es el área de la sección horizontal transversal del muro, “f_t” es la resistencia a tracción asociada a una grieta diagonal, “σ_o” es el esfuerzo normal promedio en el muro, y “b” es un parámetro de distribución de esfuerzo por corte que depende de la geometría del muro.

$$H = A_w \left(f_t \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1} \right) \quad \text{Ecuación. 3.4}$$

La energía de fractura en compresión (G_{fc}) y tracción (G_f) se puede calcular conociendo el índice de ductilidad en compresión (d_{uc}) y tracción (d_u) y la resistencia en compresión (f_c) y tracción (f_t) de la unidad, respectivamente: $d_u = \frac{G_f}{f_t}$ y $d_{uc} = \frac{G_{fc}}{f_c}$.

En (Lourenço, 2009) se recomienda el índice de ductilidad en tracción para unidades de albañilería de $d_u = 0.029$ mm, en caso no se cuente con información experimental. Este valor es el valor medio de diferentes tipos de unidades de albañilería reportado en diversas investigaciones. Por otro lado, el código de diseño de concreto (Comite Euro-International Du Beton, 1990) recomienda emplear la Ecuación 3.5, para calcular la energía de fractura en tracción (G_f) cuando el tamaño del agregado es menor a 8 mm. Los parámetros deben tener las siguientes unidades: G_f en N/mm y f_c en N/mm².

$$G_f = 0.025 \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0.70} \quad \text{Ecuación. 3.5}$$

En el mismo código, se propone un modelo para el concreto con deformación máxima de 0.2% y energía de fractura en compresión (G_{fc}) de acuerdo a la Figura 3.10, válido para valores de resistencia a compresión entre 12 N/mm² y 80 N/mm². De este gráfico resulta índices de ductilidad en compresión “d_{uc}” de 0.68 mm en promedio. En (Lourenço, 2009) se recomiendan valores de “d_{uc}” para otros rangos de resistencia en compresión basados también en el mismo código: d_{uc}=1.6 mm para resistencia a

compresión menor a 12 N/mm^2 y $d_{uc}=0.33 \text{ mm}$ para resistencia a compresión mayores a 80 N/mm^2 .

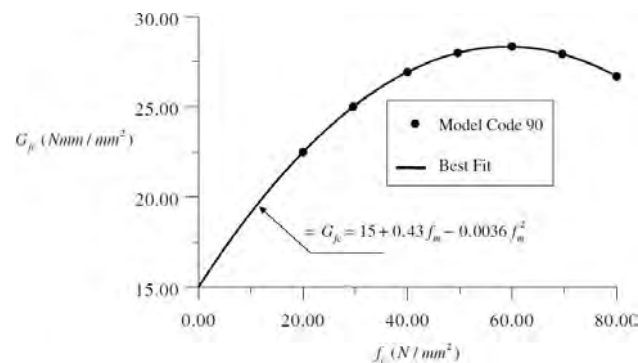


Figura 3.10 Energía de fractura en compresión de acuerdo a “Model Code 90” (Lourenço, 2009)

En la Tabla 3.1 se presentan las propiedades empleadas en diferentes investigaciones sobre modelamiento numérico de mecanismos en la mampostería, y donde se han empleado modelos continuos. En la investigación de (Miccoli et al., 2015) se empleó un modelo “Multi-directional Fixed Crack Model” para representar el comportamiento en compresión uniaxial de mampostería de tierra. La resistencia a tracción proviene de ensayos en especímenes fabricados con el material de las juntas de mortero. La resistencia a compresión es el promedio de los valores determinados en los ensayos de compresión uniaxial en muretes. En la investigación de (Tarque, 2011) se representó el comportamiento en corte en el plano de mampostería de adobe empleando dos tipos de modelos de material: “Damage Plasticity Model” y “Total Strain Crack Model”. Los parámetros inelásticos fueron calibrados; sin embargo, los puntos de partida fueron, la resistencia en compresión obtenida en prismas, la resistencia tracción aproximada como el 10% de la resistencia en compresión, y la energía de fractura en compresión de acuerdo a (Lourenco , 1996). En la investigación de (Medeiros et al., 2013), se empleó el modelo “Total Strain Crack Model” para representar el comportamiento de mampostería de bloques ligeros de concreto ensayados en corte cíclico en su plano. La resistencia a compresión fue tomada de ensayos en compresión en muretes, la resistencia en tracción fue determinada indirectamente mediante la propuesta de (Tassios, 1988), y las energía de fractura en tracción y compresión de acuerdo a (Lourenco , 1996) y (Lourenço, 2009), respectivamente. En (Garofano et al., 2016) se ha empleado el modelo “Rankine Principal Stress” para representar el comportamiento en corte en el plano de mampostería de adobe. Se empleó la resistencia a tracción

proveniente de ensayos en prismas (bloques), la resistencia en compresión de bloques reducido en 15% para estimar la resistencia en compresión de la mampostería, y la energía de fractura en compresión y tracción cercanos a los recomendados en (Lourenço, 2009). En (Basili et al., 2016) se ha modelado mampostería de piedra ensayada en compresión diagonal. Se ha empleado un modelo del tipo “Smearred Crack Model”. La resistencia en compresión proviene de ensayos en compresión uniaxial en muretes, la resistencia a tracción corresponde a un rango entre el 5% y 10% de la resistencia en compresión, y las energías de fractura en compresión y tracción de acuerdo a (Lourenço, 2009).

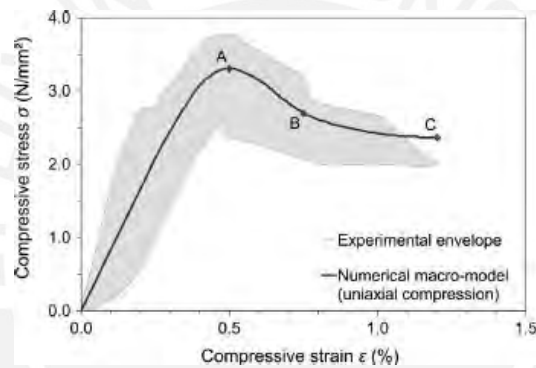


Tabla 3.1 Parámetros inelásticos en modelos continuos de materiales calibrados en otras investigaciones

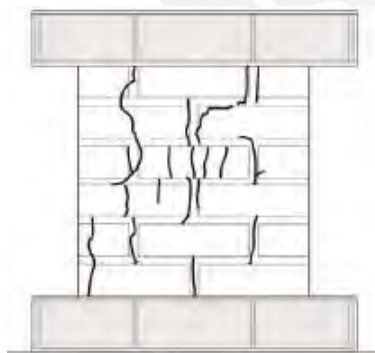
Autor	Tipo de mampostería	Comportamiento simulado	Modelo de material	f_t N/mm²	f_c N/mm²	G_f N/mm	G_{fc} N/mm	β
(Miccoli et al., 2015)	Adobe	Compresión uniaxial	Smeared Crack Model (Multi-directional fixed crack model)	0.30	3.28	-	-	0.20
(Tarque, 2011)	Adobe	Corte en el plano Corte en el plano	Damage Plasticity Model Total Strain Crack Model	0.04 0.04	0.45 0.30	0.01 0.01	0.155 0.103	- 0.05
(Medeiros et al., 2013)	Unidades ligeras de concreto	Corte en el plano	Smeared Crack Model (Total Strain Crack Model)	0.40/0.50	2.80	0.05	4.48	0.125
(Garofano et al., 2016)	Adobe	Corte en el plano	Rankine Principal Stress (Rankine y Von Mises)	1.60	2.50	0.011	2.80	-
(Basili et al., 2016)	Bloques de piedra con mortero de cal	Compresión Diagonal	Smeared Crack Model (Total Strain Crack Model)	0.19	2.73	0.01	4.00	0.01

3.5. Ejemplos de macro-modelamiento en mampostería

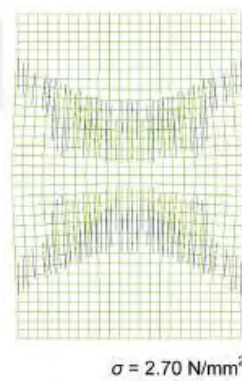
En la investigación de (Miccoli et al., 2015) se realizaron ensayos en compresión uniaxial y compresión diagonal en muretes de mampostería de tierra, luego se aplicaron técnicas de micro y macro-modelamiento para simular numéricamente su comportamiento. En el modelamiento de la compresión uniaxial se obtuvieron adecuados resultados (Figura 3.11a) empleando un modelo “Multi-Directional Fixed Crack Model”, con criterios de plasticidad de Rankine y Von Mises, reducción de módulo de corte constante, modelo en tracción frágil y modelo en compresión multi-lineal proveniente del ensayo en compresión uniaxial de los muretes. El modelo proporcionó una representación menos realista en cuanto al agrietamiento ya que resultó un patrón simétrico contrario al patrón asimétrico obtenido experimentalmente (Figuras 3.11b y 3.11c).



(a) Curva esfuerzo-deformación experimental y numérica



(b) Patrón de agrietamiento experimental

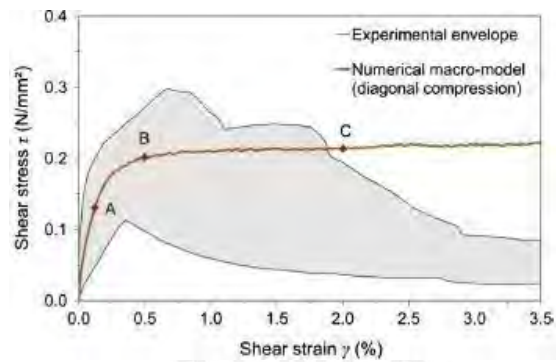


(c) Patrón de agrietamiento del modelo en “B”

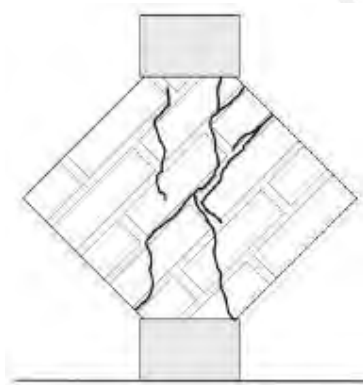
Figura 3.11 Modelamiento de la compresión uniaxial (Miccoli et al., 2015)

El macro-modelo para representar el comportamiento en compresión diagonal fue el mismo empleado en compresión uniaxial pero se incluyó el criterio de Mohr-Coulomb. Los valores para definir el modelo Mohr-Coulomb fueron tomados de los resultados

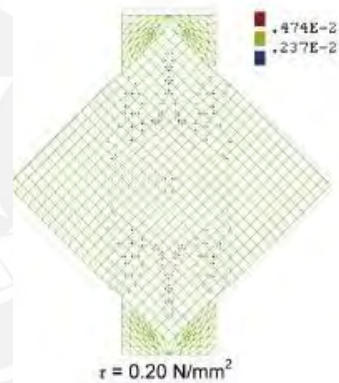
experimentales en tripletes. Los resultados con este modelo fueron adecuados en cuanto a la representación de la curva esfuerzo-deformación (Figura 3.12a). En cuanto al patrón de agrietamiento, el modelo simplificado no fue capaz de reproducir el patrón de agrietamiento exacto que fue observado durante el ensayo (Figuras 3.12b y 3.12c).



(a) Curva esfuerzo-deformación experimental y numérica



(b) Patrón de agrietamiento experimental

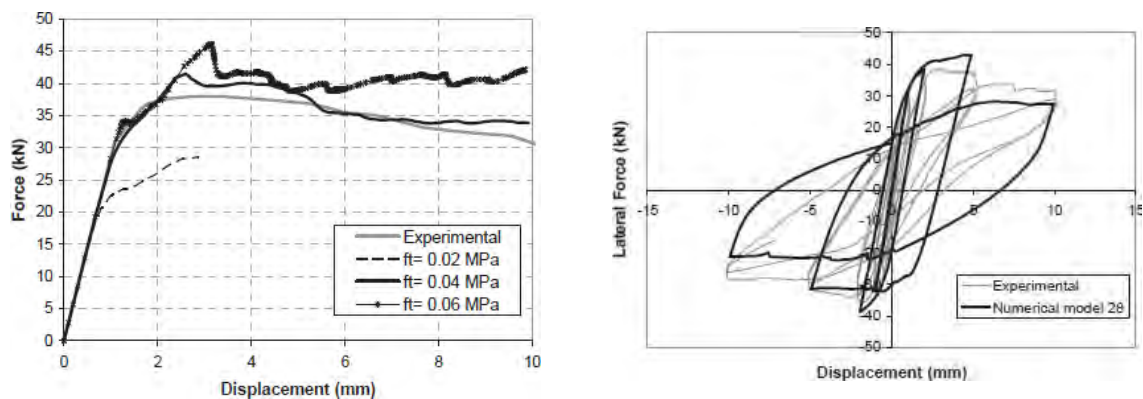


(c) Patrón de agrietamiento del modelo en "B"

Figura 3.12 Modelamiento de la compesión diagonal (Miccoli et al., 2015)

En el trabajo de (Tarque, 2011) se han aplicado técnicas de macro-modelamiento para simular el comportamiento pseudo estático no lineal y cíclico en muros de adobe ensayados en corte cíclico. Uno de los modelos empleados para representar a la mampostería fue del tipo "Damaged Plasticity Model". Los parámetros requeridos en este modelo fueron calibrados empleando resultados experimentales de proyectos previos y recomendaciones, donde debido a su variabilidad también se realizaron estudios de sensibilidad de parámetros. En la Figura 3.13a se muestra la comparación de la curva de capacidad experimental, obtenida a partir de los ensayos en corte cíclico, y la curva de capacidad del modelo numérico calibrado (curva con $f_t=0.04$ MPa), obtenida al aplicar una carga lateral monotónica. Para modelar el comportamiento cíclico de los muros fue necesario incluir en el modelo del material factores de daño y de recuperación de rigidez

en tracción y compresión. Estos factores fueron calibrados para obtener curvas del comportamiento cíclico similares a las obtenidas experimentalmente (Figura 3.13b).

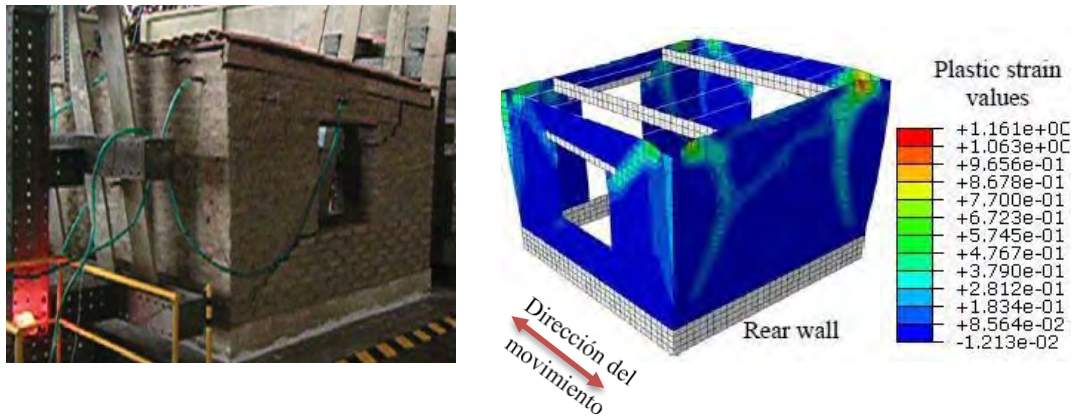


a) Comportamiento pseudo estático no lineal

b) Comportamiento cíclico

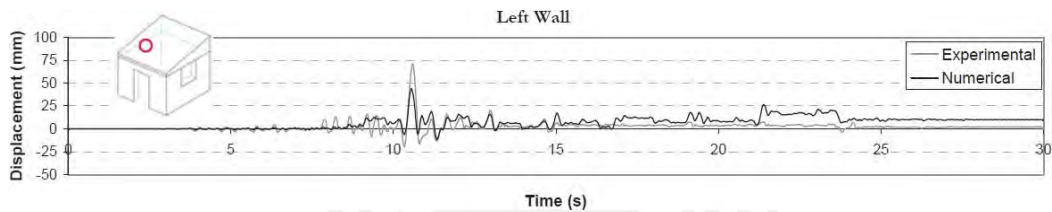
Figura 3.13 Modelamiento numérico de muros de adobe (Tarque, 2011)

En la misma investigación se realizó el modelamiento de un prototipo de vivienda ensayado en una mesa sísmica (Figura 3.14a). El modelo se desarrolló en el software Abaqus/Explicit y se empleó el modelo del material previamente calibrado del comportamiento cíclico (“Damage Plasticity Model”). El prototipo ensayado consistió en muros de adobe conectados en la parte superior con vigas de madera. En el ensayo sísmico se reportó la separación física (grietas verticales) en el encuentro de los muros dando lugar a comportamientos casi independientes entre los muros paralelos y perpendiculares (Figura 3.14a). Este comportamiento no fue posible capturar en el modelo continuo desarrollado; sin embargo, para simular parcialmente este comportamiento se separaron las vigas de madera en las esquinas. Finalmente se obtuvo un modelo numérico que representó el patrón de agrietamiento (Figura 3.14b) y la respuesta de desplazamiento experimental (Figura 3.14c).



(a) Patrón de agrietamiento

(b) Deformación plástica en tensión al final



(c) Comparación de desplazamientos numérico y experimental

Figura 3.14 Modelo numérico del comportamiento dinámico de un prototipo

Adaptado de (Tarque, 2011)

En la investigación de (Medeiros et al., 2013) se han aplicado técnicas de macro-modelamiento para simular la capacidad y agrietamiento de muros de mampostería que fueron ensayados en corte cíclico. Se han ensayado tres tipologías de mampostería con bloques ligeros de concreto: muros sin refuerzo y con junta vertical seca (W2.1), muros sin refuerzo y con junta vertical de mortero (W2.2); y muros reforzados y con junta vertical seca (W2.3). El patrón de agrietamiento se muestra en la Figura 3.15a, en donde se observan, principalmente grietas diagonales por corte y grietas horizontales por flexión al nivel de la base de los muros. En el modelo numérico, la mampostería fue representada mediante un modelo “Smearred Crack Model”, con orientación de grieta fija y degradación de módulo de corte constante. Se han empleado modelos de material en tracción y compresión con función exponencial y parabólica respectivamente. El modelo fue capaz de representar las principales características del comportamiento observado en los ensayos: el patrón de agrietamiento y la curva fuerza- desplazamiento (Figura 3.15b). Solo una grieta diagonal se puede observar en el patrón de agrietamiento del modelo numérico ya que la carga es monotónica.

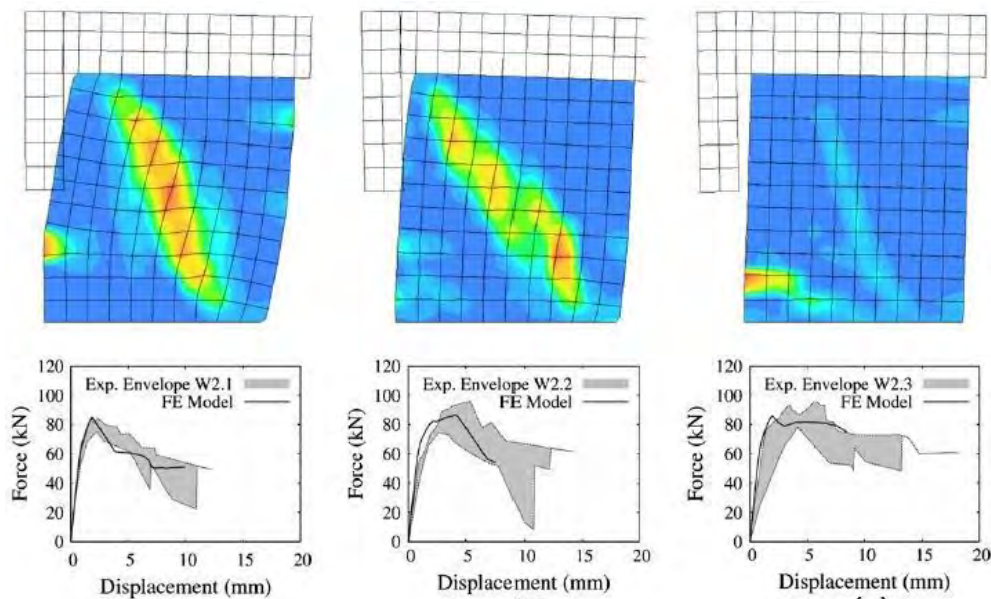
Muro W2.1

Muro W2.2

W2.3



(a) Patrones de agrietamiento experimental



(b) Resultados empleando del modelo numérico

Figura 3.15 Ensayo en corte cíclico en muros no confinados Adaptado de (Medeiros et al., 2013)

En la investigación de (Garofano et al., 2016) se ha realizado el modelo numérico del comportamiento de corte en el plano de muros de mampostería conformados por unidades y mortero de adobe. Se ha empleado la envolvente de las curvas fuerza–desplazamiento obtenidas del ensayo en corte cíclico de los muros para compararlas con las obtenidas de aplicar una carga monótonica en la parte superior del modelo del muro. El modelo se ha desarrollado bajo el enfoque de macro-modelamiento y empleando un modelo de material tipo “Rankine Principal Stresses” para representar a la mampostería. El criterio de plasticidad fue el de Rankine y de Von Mises. Los modelos constitutivos en tracción y compresión fueron con funciones exponencial y parabólica, respectivamente. La energía de fractura de tracción y compresión fueron calibradas para

obtener la mejor similitud con las curvas fuerza-desplazamiento experimentales. También se encontró que la energía de fractura en compresión no tiene significativa influencia en el comportamiento en corte en los muros en estudio, dentro del rango de valores que se analizaron. Finalmente, los resultados se muestran en la Figura 3.16, y se observa una muy buena representación numérica de la capacidad en corte de los muros de adobe.

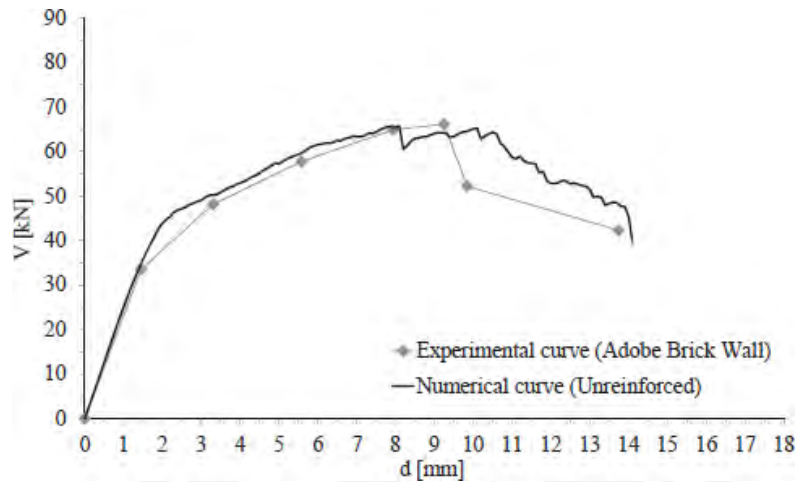


Figura 3.16 Comparación de Curva fuerza-desplazamiento experimental y del modelo (Garofano et al., 2016)

4. Análisis de resultados experimentales del proyecto Hilotec



4.1. Introducción

El proyecto Hilotec fue un trabajo desarrollado por la empresa constructora Mota-Engil y la Universidad de Minho (Portugal), cuyo objetivo fue proponer y validar soluciones innovadoras para viviendas sociales en países en desarrollo. En este proyecto se evaluó la técnica de construcción con mampostería de bloques de tierra comprimida con un tipo especial de bloque que debido a su forma puede no requerir juntas de mortero. Para ello se llevó a cabo una extensa campaña experimental para caracterizar las propiedades de la mampostería, y para evaluar el comportamiento sísmico de un prototipo de vivienda.

En esta investigación se realizará el modelo numérico del prototipo de vivienda del proyecto Hilotec. Por ello, se presentan los resultados que son relevantes para realizar la calibración de las propiedades del modelo numérico, y posteriormente, para realizar comparaciones entre resultados experimentales y numéricos.

Esta sección está dividida en dos partes, los resultados de la caracterización de la mampostería, y los resultados de los ensayos en la mesa vibratoria. Los primeros han sido tomados de la referencia (Sturm, 2014). Los resultados de los ensayos en la mesa vibratoria están divididos en dos grupos: los resultados de la identificación dinámica y los resultados de los ensayos sísmicos. El procesamiento de una parte de los resultados de identificación dinámica (los parámetros modales del primer ensayo de identificación dinámica), y el procesamiento de gran parte de los resultados de los ensayos sísmicos (desplazamientos, curvas de histéresis y curvas de capacidad) forman parte del trabajo desarrollado en esta investigación.

4.2. Generalidades

Los especímenes de ensayo se han fabricado con la forma y dimensiones de los bloques que se muestran en la Figura 4.1. Cada bloque presenta dos perforaciones circulares e indentaciones que permiten colocar los bloques uno sobre otro sin la necesidad de colocar mortero entre bloques. Cada bloque pesó entre 5.6 a 6.4 kg, lo cual indica una densidad de masa del bloque entre 1.76 a 2.02 T/m³.

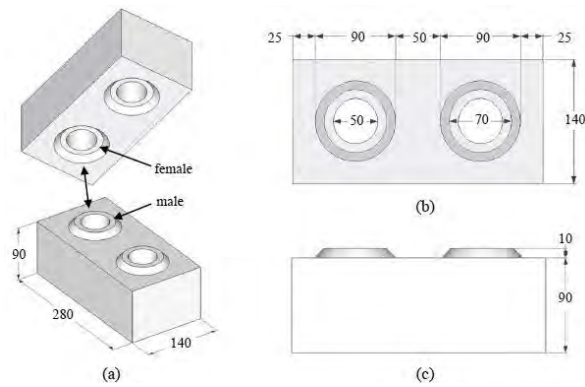


Figura 4.1 Forma y dimensiones del bloque Hilotec (en mm) (Sturm, 2014)

Se utilizaron dos tipos de suelo (PL y PA) debido a que no fue posible emplear el mismo suelo para toda la campaña experimental. Sin embargo, se intentó homogenizar las propiedades mecánicas del material. El material PL presentó alto contenido de arena. Por lo tanto, la mezcla se estabilizó con cemento (5%). El material PA presentó alto contenido de arcilla. En este caso, fue necesario agregar arena a la mezcla; y luego también se estabilizó con cemento (5%). Los bloques del prototipo de vivienda fueron fabricados usando el material PA; y para la caracterización de mampostería se empleó material PL. Sin embargo, algunos especímenes se fabricaron utilizando el material PA para verificar la homogeneización de las propiedades. En la siguiente sección, se presentan los resultados de los dos tipos de materiales, material PL y material PA, ya que ambos constituirán la base para la calibración del modelo numérico y los análisis de sensibilidad.

4.3. Caracterización experimental de la mampostería

4.3.1. Propiedades en tracción

Las propiedades en tracción se obtuvieron a partir de ensayos en compresión diametral en probetas cilíndricas y de ensayos de flexión en bloques. En la Tabla 4.1 se muestran los valores promedios obtenidos de los ensayos. A partir de la curva fuerza-deflexión vertical obtenida de los ensayos de flexión en bloques, también se calculó la energía de fractura en tracción (G_{Ft}^I) basado en las indicaciones de (RILEM 50-FMC, 1985). En general, los valores obtenidos en los bloques con tipo de material PA son mayores a los obtenidos con el material PL, lo que indicaría una mejor calidad del primero.

Tabla 4.1 Propiedades en tracción

Propiedades	Probetas cilíndricas	Bloques	
	PL	PL	PA
Resistencia a tracción f_t , N/mm ²	0.058	0.210	0.260
Energía de fractura en tracción G_f , N/mm	-	0.0181	0.0321

Los ensayos ejecutados son métodos indirectos para calcular la resistencia a tracción del material. Esto debido a que los ensayos de tracción directa no son simples de realizar por la baja resistencia a tracción y fragilidad del material, entre otros factores (Ottazzi, 2004). Sin embargo, el Euro-International Concrete Committee (CEB) proporciona factores de 0.90 y 0.50 para aplicar a la resistencia a tracción obtenida de ensayos de compresión diametral y flexión en bloques, respectivamente, para aproximar la resistencia a tracción directa del material. Aplicando estos factores a los valores de la Tabla 4.1 se obtendría la resistencia en tracción de 0.05 y 0.10 N/mm² para el material PL, y 0.13 N/mm² para el material PA.

4.3.2. Propiedades en compresión

Las propiedades en compresión se han obtenido de ensayos en compresión en prismas y muretes. En la Tabla 4.2 se presentan los resultados promedios. La energía de fractura en compresión se ha calculado a partir de la curva esfuerzo-desplazamiento vertical obtenido de los ensayos en compresión en prismas, y la metodología de cálculo es similar a la de (Jansen & Shah, 1997). De los resultados en los prismas, se observa que las propiedades de los especímenes con el material PA son mayores a los resultados con el material PL, a excepción de la energía de fractura; sin embargo, en general, la diferencia entre ambos es menor al 10%. Solo se han realizado ensayos en compresión en muretes con el material tipo PL; sin embargo, se esperaría que análogamente a lo obtenido en prismas, los resultados en muretes con material PA sean similares.

Tabla 4.2 Propiedades en compresión

Propiedad	Prismas		Muretes
	PL	PA	PL
Resistencia a compresión, N/mm ²	0.95	1.00	0.50
Módulo de elasticidad, N/mm ²	129	141	102
Energía de fractura en compresión, N/mm	2.380	2.208	-
Coefficiente de Poisson	-	-	0.23

4.3.3. Propiedades en corte

Las propiedades en corte se han obtenido a partir de ensayos en tripletes y corte cíclico en el plano de los muros. Los ensayos en tripletes se han realizado empleando tres niveles de esfuerzo de confinamiento vertical σ_{co} (0.02 N/mm², 0.15 N/mm² y 0.30 N/mm²). Los resultados han permitido determinar la resistencia al corte empleando el modelo constitutivo de fricción de Coulomb. Los parámetros de este modelo son la resistencia al corte inicial (f_{v0}) y la tangente del ángulo de fricción interna ($\tan\alpha_k$) cuyos valores promedios se muestran en la Tabla 4.3.

Los especímenes ensayados en corte cíclico fueron sometidos a carga lateral cíclica y a un pre compresión de aproximadamente 0.05 N/mm². Este valor corresponde, aproximadamente, a la carga vertical en servicio del prototipo de vivienda Hilotec. Se obtuvo que la resistencia al corte es de 0.022 N/mm². Si se emplearía el modelo de fricción de Coulomb determinado en el ensayo en tripletes, y considerando un esfuerzo de confinamiento vertical de 0.05 N/mm², se obtendría la resistencia al corte de 0.072 N/mm². Este valor es mucho más alto que el determinado en el ensayo de corte cíclico debido a que se producen diferentes formas de falla.

Tabla 4.3 Propiedades en corte

Propiedades	Tripletes	Muros
	PL	PL
Resistencia al corte, N/mm ²	0.035+0.73 σ_{co}	0.022
Resistencia inicial al corte, N/mm ²	0.035	-
Tangente del ángulo de fricción	0.730	-

El muro ensayado en corte cíclico está sometido a solicitaciones de flexión, corte y compresión; y sus modos de falla corresponden a una acción combinada de estas solicitaciones. Sin embargo el mecanismo de falla predominantemente fue por corte (Figura 4.2).

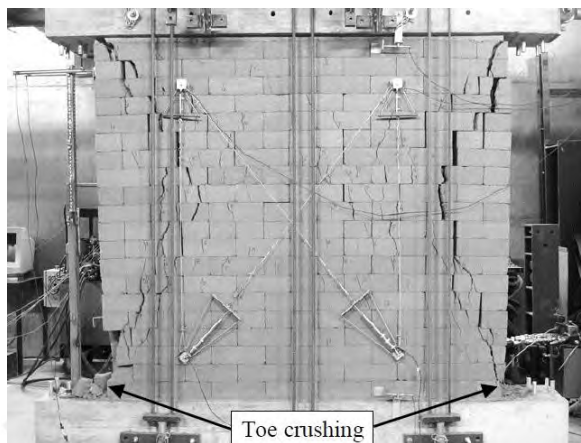


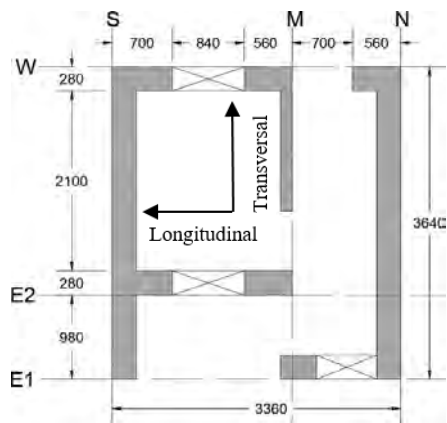
Figura 4.2 Patrón de agrietamiento en muro ensayado en corte cíclico (Sturm, 2014)

A partir de la resistencia al corte obtenida del ensayo en corte cíclico y tomando en cuenta que la falla en los muros fue predominantemente por corte, se puede calcular indirectamente la resistencia a tracción basada en la relación propuesta en (Tassios, 1988). Así se obtiene una resistencia a tracción igual a 0.016 N/mm^2 aproximadamente.

4.4. Comportamiento dinámico del prototipo de vivienda Hilotec

4.4.1. Descripción del prototipo y de los ensayos

En la Figura 4.3 se presentan las características geométricas, las direcciones principales y la vista isométrica del prototipo ensayado. El prototipo se armó sobre una losa de concreto la cual estaba fija sobre la mesa vibratoria. La unión entre la losa y la primera hilada de bloques fue mediante mortero. Los muros tienen espesor de 280 mm, a excepción del muro del eje M (Figura 4.3a) que es de 140 mm de espesor.



a) Vista en planta (en mm)



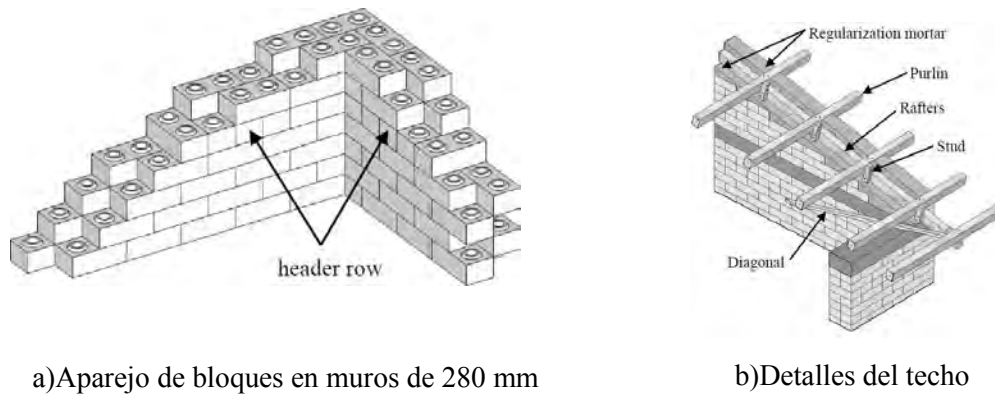
b) Vista isométrica

Figura 4.3 Vista en planta y vista isométrica del prototipo ensayado

El aparejo consistió en dos filas de bloques paralelos dispuestos en “soga” y cada quinta hilada de bloques dispuestos en “cabeza” (Figura 4.4a). Los muros son conectados en su parte superior mediante una viga de concreto armado de 150 mm de altura. Sobre esta viga y en los muros de los ejes N y S se armaron hiladas adicionales en forma triangular que fueron niveladas y terminadas con vigas de madera. El detalle del techo se presentan en la Figura 4.4b. La altura desde la primera hilada del prototipo hasta el inicio de la viga de concreto y el punto más alto del techo fue de 2.25 m y 3.10 m, respectivamente.

Se emplearon en total 52 acelerómetros para instrumentar a los muros (en el plano y fuera del plano) y en el nivel de la viga de amarre. También dos acelerómetros en el nivel de la losa de cimentación para medir las acciones directamente impuestas en el prototipo.

La mesa vibratoria está formada principalmente de una plataforma, un sistema de guía (para evitar rotaciones) y cuatro actuadores hidráulicos (uno vertical, uno longitudinal y dos transversales). Se han llevado a cabo dos tipos de ensayos: ensayos de identificación dinámica y ensayos sísmicos.



a) Aparejo de bloques en muros de 280 mm

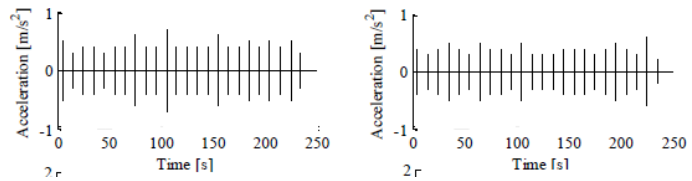
b) Detalles del techo

Figura 4.4 Detalles del prototipo de vivienda Hilotec (Sturm, 2014)

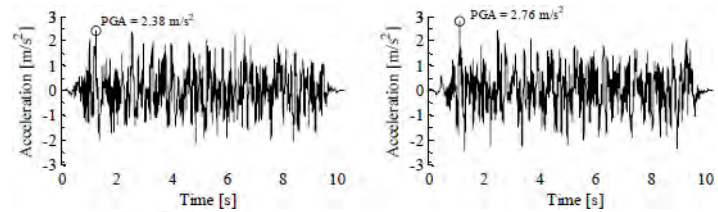
Los ensayos de identificación dinámica consistieron en aplicar 24 pulsos sucesivos en la dirección longitudinal y transversal de la mesa vibratoria (Figura 4.5b). Ello con la finalidad de excitar a la estructura lo suficiente e identificar sus parámetros modales (frecuencias, formas y amortiguamiento). Estos ensayos se realizaron en la estructura sin daño alguno, y después de cada ensayo sísmico para evaluar los cambios de los parámetros modales a medida que se incrementaba el daño (Figura 4.5a).

Los ensayos sísmicos consistieron en aplicar aceleraciones sísmicas en ambas direcciones de la mesa vibratoria (Figura 4.5c). Las aceleraciones son artificiales y representan el peligro sísmico de Malawi; y además son compatibles con el espectro de diseño elástico del (Eurocode 8, 2003) para un PGA de 0.30g (100%). La acción sísmica fue aplicada progresivamente en nueve etapas iniciando con el 20 % de PGA (0.06g) hasta 175% de PGA (0.53g). En algunas etapas, la excitación sísmica fue repetida; por ejemplo, en la primera etapa el sismo fue repetido tres veces (Figura 4.5a). En la Figura 4.5a solo se muestran los ensayos sísmicos que fueron considerados para el procesamiento de resultados, ya que en algunos casos, se obtuvieron resultados incoherentes en algunos acelerómetros.

Etapa	PGA objetivo	
DI0	Identificación dinámica	
1	(1) 0.06g	20%
	(2) 0.06g	20%
	(3) 0.06g	20%
DI1	Identificación dinámica	
2	(1) 0.09g	30%
	(2) 0.09g	30%
DI2	Identificación dinámica	
3	(1) 0.12g	40%
	(2) 0.12g	40%
DI3	Identificación dinámica	
4	(1) 0.15g	50%
	(2) 0.15g	50%
	(3) 0.15g	50%
DI4	Identificación dinámica	
5	(1) 0.23g	75%
	(2) 0.23g	75%
DI5	Identificación dinámica	
6	(1) 0.30g	100%
DI6	Identificación dinámica	
7	(1) 0.38g	125%
DI7	Identificación dinámica	
8	(1) 0.45g	150%
	(2) 0.45g	150%
DI8	Identificación dinámica	
9	(1) 0.53g	175%



(b) Pulsos sucesivos longitudinal (izq.) y transversal (der.)



(c) Aceleraciones sísmicas 100% PGA longitudinal (izq.) y transversal (der.)

(a) Secuencia de ensayo

Figura 4.5 Secuencia de ensayos y señales de entrada

En los siguientes acápite se presentarán los resultados de los ensayos sísmicos y de identificación dinámica. En algunos casos se mencionarán a los muros “N”, “S”, “E1”, “E2” y “W”, cuya ubicación e identificación se muestran en la Figura 4.6.

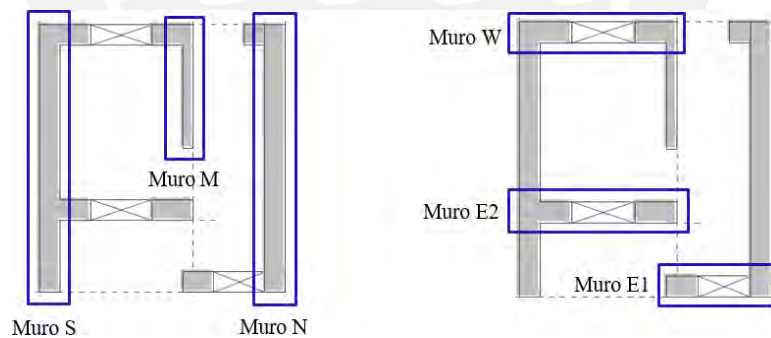


Figura 4.6 Identificación de muros del prototipo Hilotec

4.4.2. Parámetros modales

Los principales resultados de cada ensayo de identificación dinámica fueron los parámetros modales del prototipo: frecuencias, formas modales y amortiguamiento. Las aceleraciones registradas luego de cada ensayo, fueron segmentadas en 24 partes. Cada parte incluye la perturbación del pulso y la respuesta en vibración libre amortiguada del prototipo. Los parámetros modales han sido obtenidos de la parte en vibración libre amortiguada.

En la Tabla 4.4 se presentan las frecuencias obtenidas experimentalmente. Se ha empleado el método SSI (Stochastic Subspace Identification) para obtener la frecuencia y el vector de formas modales del ensayo de identificación DI0, es decir de la estructura sin daño. Este método está implementado en el software ARTeMIS Modal (SVS, 2013), el cual ha sido empleado en este trabajo. En la Tabla 4.4 también se presentan los resultados obtenidos de los siguientes ensayos de identificación dinámica (DI2 a DI8), los cuales fueron tomados de (Sturm, 2014) y (Masciotta et al., 2014). El Modo 1 corresponde al modo principal traslacional de la dirección longitudinal, el Modo 2 es un modo local de la dirección longitudinal, el Modo 3 es el modo principal traslacional de la dirección transversal.

Tabla 4.4 Frecuencias experimentales

DI	Modo 1 Frecuencia (Hz)	Modo 2 Frecuencia (Hz)	Modo 3 Frecuencia (Hz)	Modo 4 Frecuencia (Hz)
DI0	3.44	4.83	6.01	6.86
DI2	2.97	-	4.32	-
DI5	2.54	-	3.40	-
DI8	2.15	-	2.35	-

Cabe resaltar que la identificación de los parámetros modales en la dirección transversal no ha sido clara. Esto debido a la baja sensibilidad de los acelerómetros empleados (100mV/g) sumado a la alta rigidez de la dirección trasversal.


El amortiguamiento se determinó mediante el decremento logarítmico calculado de la parte en vibración libre amortiguada de la respuesta. En la identificación dinámica DI0 se determinó el coeficiente de amortiguamiento de 12% y 16% para la dirección longitudinal (Modo 1) y transversal (Modo 3) respectivamente, y en el último ensayo de identificación dinámica ID8 los valores fueron 8% para ambas direcciones. Promediando los resultados de todos los ensayos de identificación dinámica se obtuvo 10% y 13% de coeficiente de amortiguamiento para la dirección longitudinal (Modo 1) y transversal (Modo 3) respectivamente.

4.4.3. Comportamiento sísmico

a) Patrón de agrietamiento

En términos generales, según se reportó en (Sturm, 2014), hasta antes de la Etapa 6 (100% del PGA), no se observaron grietas significativas a excepción de la grieta horizontal en la parte superior del muro “M”. Esta grieta se produjo desde las primeras etapas, desde entonces, el muro osciló desconectado de la viga superior, y estuvo apoyada solo en su base y en la conexión con el muro “W”. Después de la Etapa 6, el prototipo empezó a perder el comportamiento de caja debido a la presencia de grietas horizontales en la parte superior de todos los muros. Esto generó que el techo se moviera como un cuerpo rígido parcialmente desconectado de los muros. Durante la demolición, la viga de concreto fue izada y salió entera, con la última hilada del muro pegada a ella. Ello indicó que hubo una buena conexión de la viga-muro con el mortero que se colocó entre ambos. En la Tabla 4.5 se detalla el patrón de agrietamiento al finalizar los ensayos sísmicos en base a la evaluación de las fotografías proporcionadas por los autores del proyecto Hilotec.

Tabla 4.5 Patrón de agrietamiento en muros después de la etapa 9

Muro	Descripción de daño
	<p>Muro N: Este muro es el más largo sin apoyos intermedios perpendiculares a su plano. Se observan mecanismos en su plano y fuera del plano. En toda su superficie se observan grietas dispersas: verticales y diagonales en los bloques; y grietas horizontales en las interfaces entre bloque y bloque. Se observa una grieta horizontal en la parte superior.</p>

	<p>Muro S:</p> <p>Este muro es de dimensiones iguales al muro N, pero con un apoyo intermedio perpendicular a su plano. El patrón de agrietamiento es similar al muro N. También se observa una grieta horizontal en el tercio central de su altura, aproximadamente al nivel del inicio de la ventana del muro perpendicular.</p>
	<p>Muro E2 y E1:</p> <p>En estos muros se observaron mecanismos, principalmente, en el plano del muro. Se observan grietas en las esquinas de la ventana. En el muro E2 se observó, adicionalmente, rotación en su plano.</p>
	<p>Esquina W-S y N-E1:</p> <p>Las esquinas que formaban las intersecciones de los muros “N-E1” y “S-W” empezaron a rotar fuera del plano.</p>

b) Desplazamientos

En la Figura 4.7 se muestra la ubicación de los acelerómetros que se encuentran en el nivel de la viga de concreto: 5 en la dirección longitudinal y 2 en la dirección transversal. En estos puntos se determinaron los desplazamientos mediante la doble

integración de la aceleración. En la misma figura se indica el sentido positivo de la dirección longitudinal y transversal.

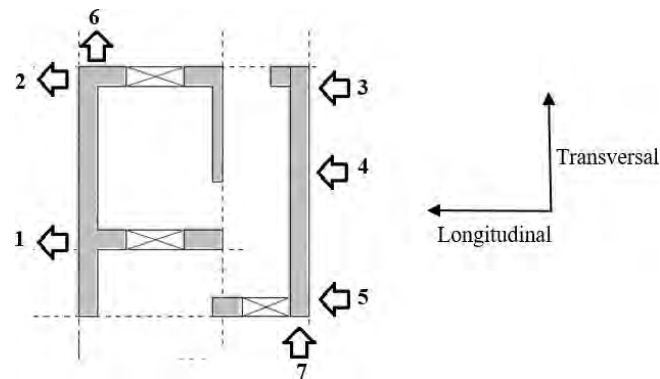
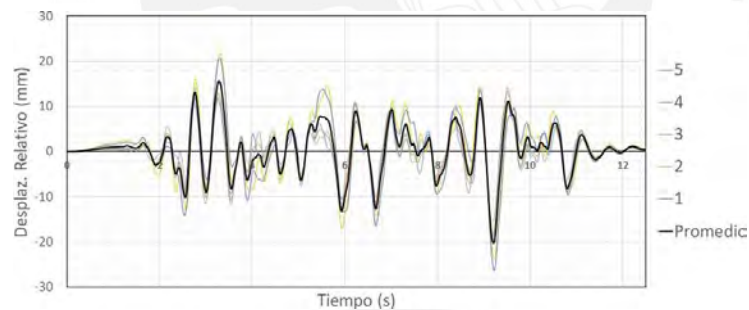
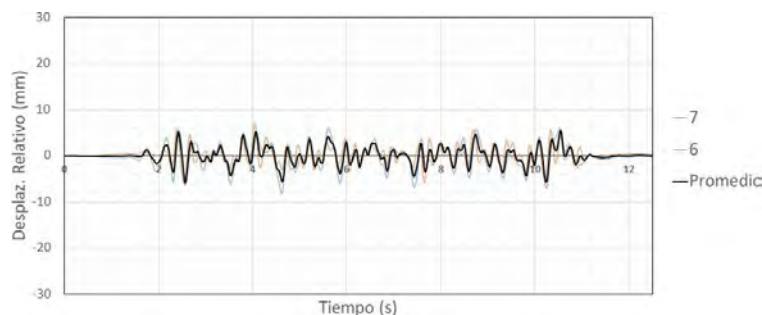


Figura 4.7 Ubicación de acelerómetros al nivel de la viga de amarre

En la Figura 4.8 se muestra los desplazamientos relativos (en las ubicaciones de la Figura 4.7) con respecto a la base y obtenidos en Etapa 6. En la dirección longitudinal se alcanza el valor promedio máximo de 20 mm aproximadamente; y en la dirección transversal 6 mm. En la Figura 4.9 se muestran los resultados para la Etapa 9. En la dirección longitudinal se alcanza el valor promedio máximo de 38 mm aproximadamente; y en la dirección transversal de 15 mm.

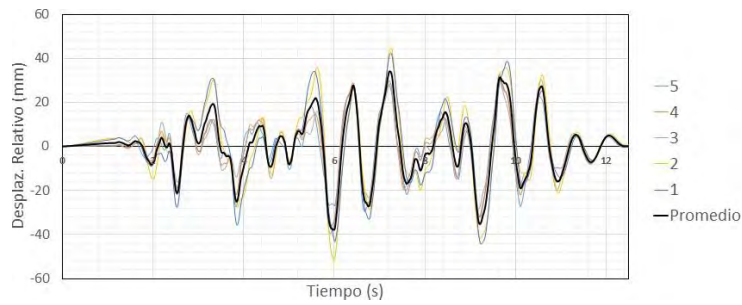


(a) Desplazamientos relativos en la dirección longitudinal

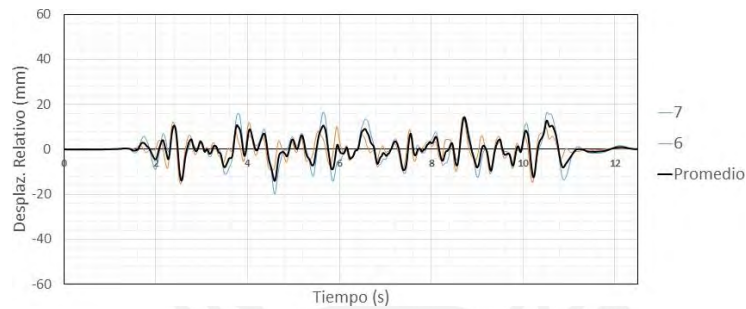


(b) Desplazamientos relativos en la dirección transversal

Figura 4.8 Desplazamientos relativos –Etapa 6



(a) Desplazamientos relativos en la dirección longitudinal



(b) Desplazamientos relativos en la dirección transversal

Figura 4.9 Desplazamientos relativos –Etapa 9

c) Curvas de histéresis

La fuerza cortante basal se obtuvo al sumar las fuerzas de inercia en un modelo de masas concentradas equivalente y asumiendo que la fuerza de amortiguamiento (F_D) es cero. Con ello la ecuación de movimiento queda de la siguiente forma: $F_I + F_R = 0$, donde F_I es la fuerza de inercia y F_R es la fuerza restitutiva. La ubicación de las masas concentradas coincide con la ubicación de los acelerómetros. La masa fue calculada mediante la multiplicación del área tributaria de cada acelerómetro con la densidad del muro. Luego, con la aceleración y la masa equivalente se obtuvieron las fuerzas de inercia en cada punto, que finalmente se sumaron para obtener la fuerza de inercia total F_I ; y consecuentemente, la fuerza restitutiva F_R en cada dirección.

Los cálculos detallados en el párrafo anterior, parten de asumir que la fuerza de amortiguamiento es cero, y que es un sistema de masas concentradas. El amortiguamiento tiene el efecto de disminuir la respuesta en la estructura. En general, su eficacia es menor en sistemas que incursionan en el rango inelástico que en sistemas en el rango elástico; y disminuye conforme aumenta la deformación inelástica (Chopra, 2014). Entonces, la validación de esta forma simplificada de calcular la fuerza restitutiva se ha realizado mediante la comparación de la fuerza cortante basal aplicando el procedimiento detallado en el párrafo anterior, con la fuerza cortante basal “real” proveniente del análisis dinámico

elástico en de un modelo numérico preliminar del prototipo de vivienda. Se ha empleado un coeficiente de amortiguamiento modal del 10% para los dos primeros modos. En la Figura 4.10 se muestran los resultados para ambas direcciones. En el eje de las ordenadas se presenta la fuerza cortante basal dividida entre el peso de la estructura (BSC).

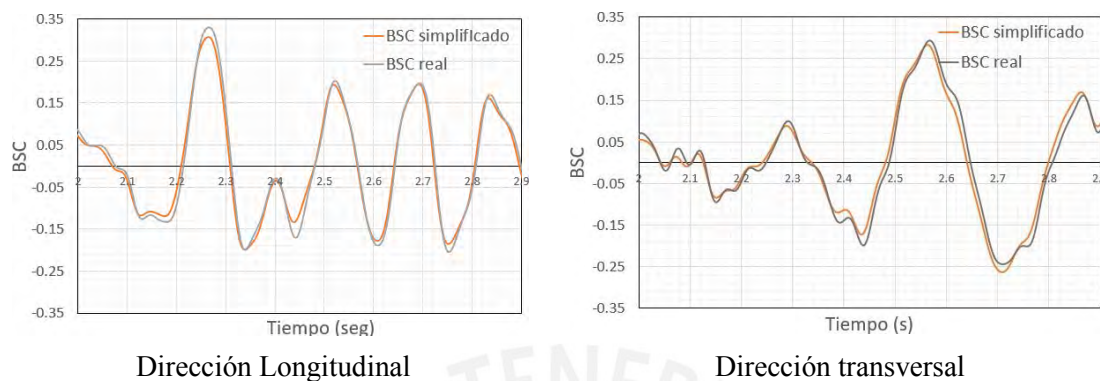
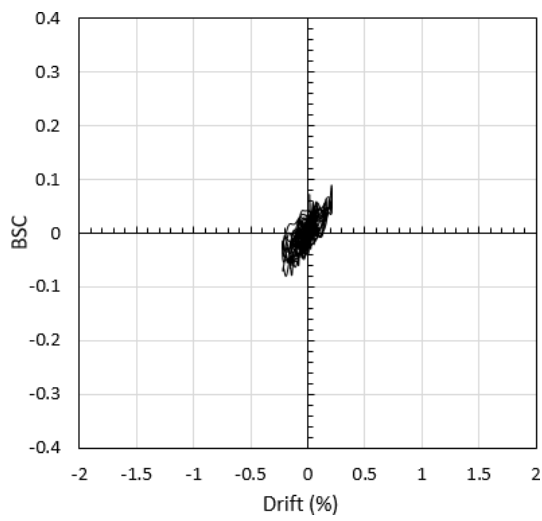


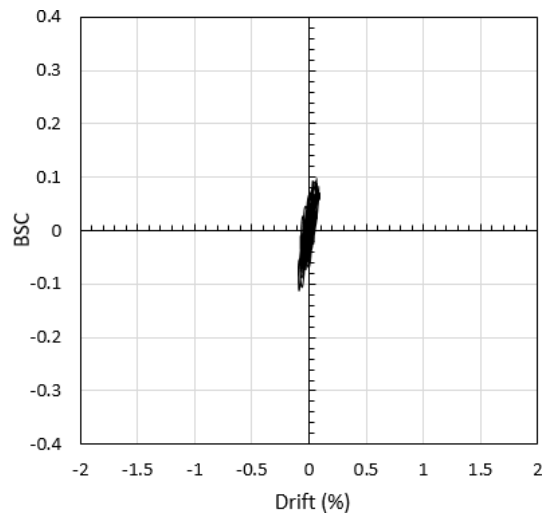
Figura 4.10 Comparación de fuerza cortante real y simplificada

En las Figuras 4.11 se muestran las curvas de histéresis de las Etapas 3, 6 y 9. Solo se muestran los resultados de la última repetición de los ensayos en cada etapa. En el eje de las ordenadas se muestra el coeficiente BSC. Este es la fuerza cortante basal dividida entre el peso total de la estructura (aproximadamente 170 kN). En el eje de las abscisas se muestra el “drift” que fue determinado con el promedio de los desplazamientos relativos en el nivel de la viga de concreto para cada dirección. Se puede observar que las curvas de histéresis son muy angostas y agudas en las primeras etapas, y amplias en las últimas etapas. En la Etapa 9, se ha obtenido como cortante basal máximo aproximadamente el 20% y 35% del peso para la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

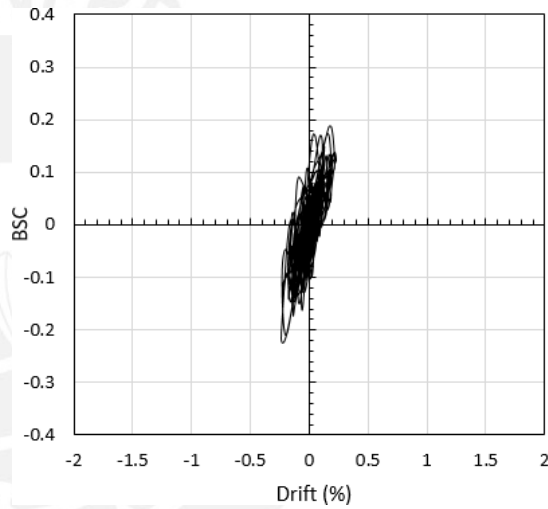
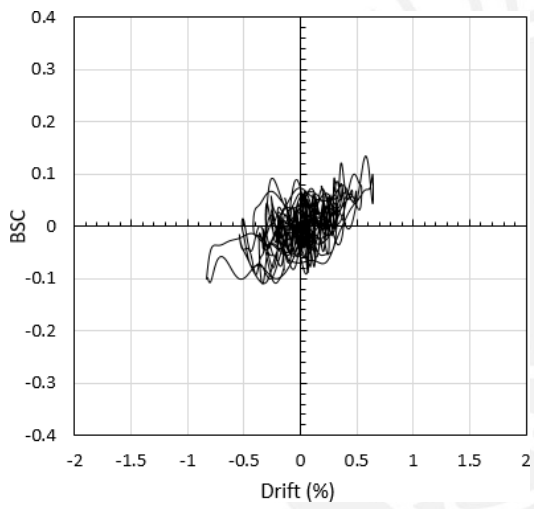
Dirección longitudinal



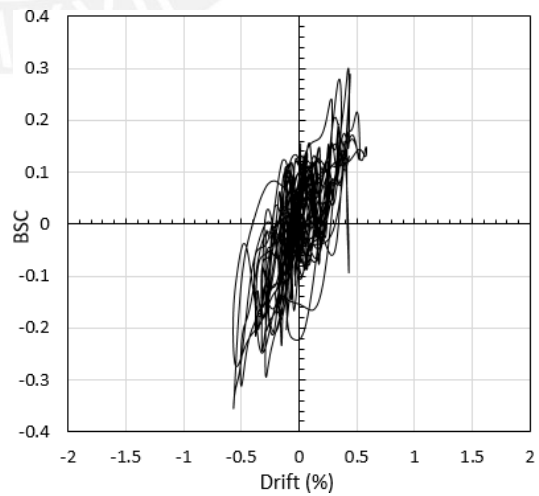
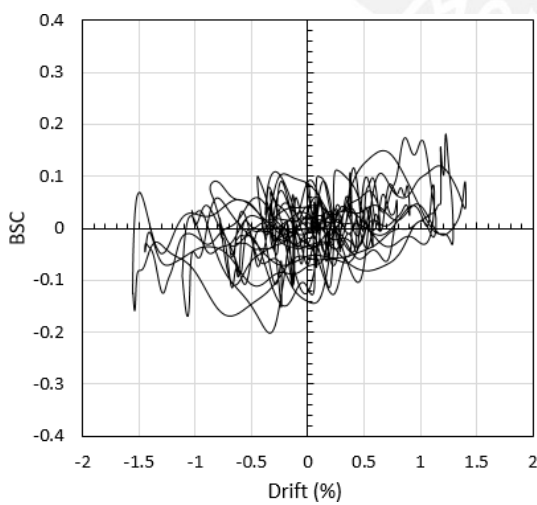
Dirección transversal



Etapa 3 – (2)



Etapa 6 – (1)



Etapa 9 – (1)

Figura 4.11 Curvas de histéresis Etapa 3, 6 y 9

d) Curvas de capacidad

El objetivo de crear curvas de capacidad experimentales es para poder compararlas con las curvas pushover que se crearan con el modelo numérico. Estas curvas pueden definirse de diferentes maneras (Beyer et al., 2014). El primer método (Método A) consiste en obtener puntos de la curva de capacidad empleando la fuerza máxima y el desplazamiento máximo de cada curva de histéresis. El segundo método (Método B) consiste en emplear la fuerza máxima y su desplazamiento simultáneo. En el tercer método (Método C) se considera el desplazamiento máximo y su fuerza simultánea. En la Figura 4.12 se muestran las curvas de capacidad para el prototipo de vivienda Hilotec empleando los tres métodos. Se puede observar que para las primeras etapas, las curvas con los tres métodos son similares, pero para las últimas etapas, cuando ya se tienen grandes incursiones en el rango inelástico, existe una gran diferencia.

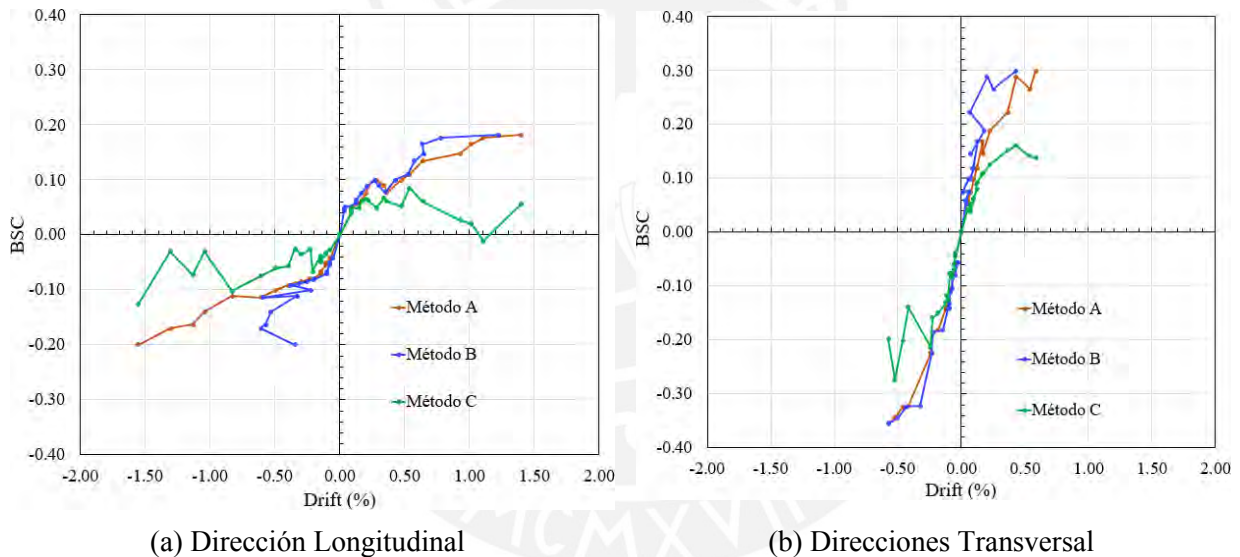


Figura 4.12 Curvas de capacidad experimentales empleando tres métodos

El método A parece ser el más adecuado ya que no está afectado por la forma de las curvas de histéresis, un comportamiento que no puede representarse en curvas de pushover, y también por que presentan menos irregularidades como las que se observan con los Métodos B y C. Sin embargo, las curvas de capacidad obtenidas con el Método A no reflejan la degradación que se observó al finalizar los ensayos, donde la estructura estaba en inminente colapso. Si se observa la dirección longitudinal negativa (Figura 4.12a) pareciera que la estructura todavía no ha llegado a su capacidad máxima. Por ello, en este trabajo se empleó una combinación de los Métodos A y C, similar a lo implementado en (Senaldi et al., 2014). Se inició la curva con el método A, y solo el

último punto de la curva de capacidad se obtuvo empleando el Método C, para representar el estado final del prototipo. En la Figura 4.13 se muestran las curvas de capacidad obtenidas junto con las curvas de histéresis de las etapas 1, 3, 6 y 9.

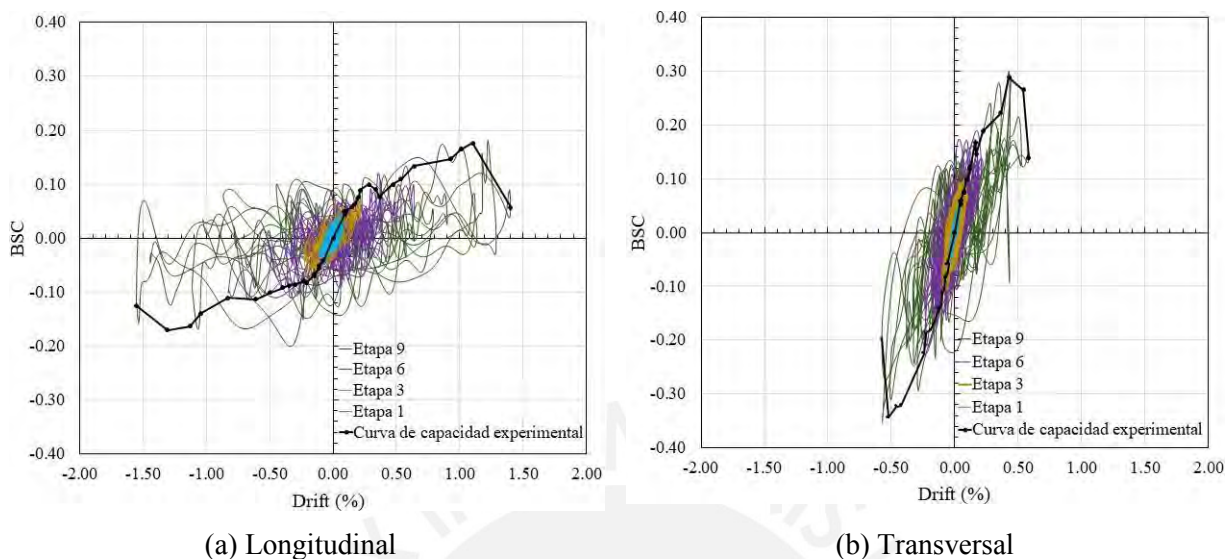


Figura 4.13 Curvas de histéresis y curvas de capacidad

Como se mencionó anteriormente, después de la Etapa 6 se observaron grietas horizontales en la parte superior de los muros. A partir de esa etapa, la estructura experimentó una pérdida de rigidez importante y empezó a degradarse a mayor velocidad. Este efecto puede ser más visible en las curvas de capacidad de la dirección longitudinal (Figura 4.14). Por otro lado, los muros localizados en la dirección transversal, muros N y S, presentan desplazamientos fuera de su plano mayores o igual al doble de los que ocurren en su plano (Figuras 4.14 y 4.15). Por ejemplo, en la Etapa 2, el “drift” en su plano es de aproximadamente 0.10%, mientras que fuera de su plano es aproximadamente 0.20%. En la Etapa 9, los valores alcanzan 0.60% en su plano, y 1.50% fuera de su plano. Entonces, es de esperar, que la capacidad en la dirección transversal, que es debida principalmente a la capacidad en el plano de los muros N y S, este influenciada por el daño producido en estos muros debido a los grandes desplazamientos que ocurren fuera de su plano.

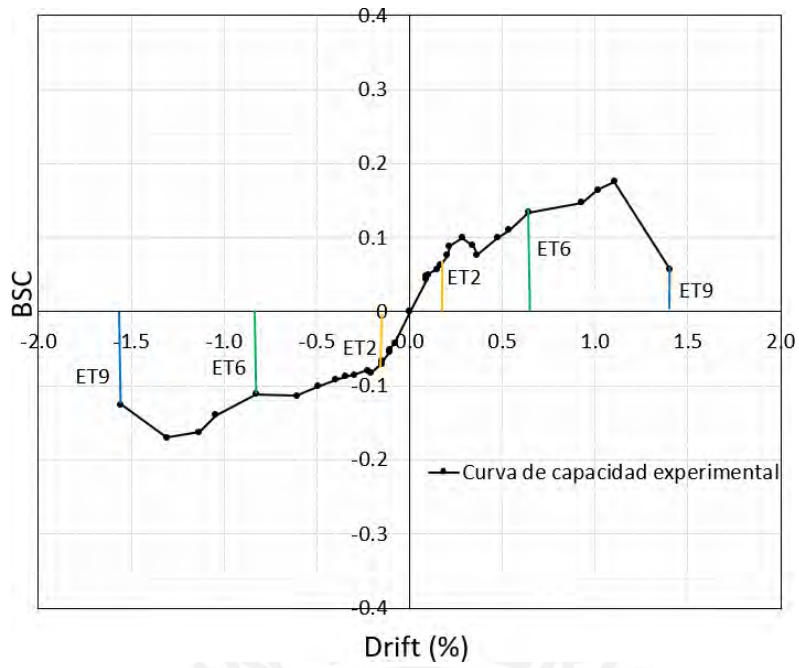


Figura 4.14 Sectorización de la curva de capacidad – Dirección Longitudinal

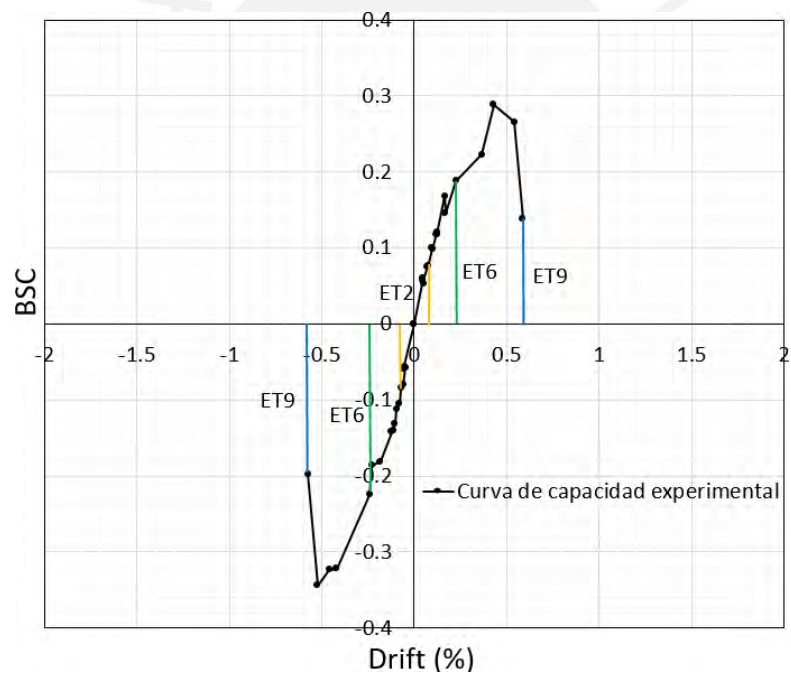


Figura 4.15 Sectorización de la curva de capacidad – Dirección Transversal

5. Modelamiento numérico del prototipo de vivienda Hilotec



5.1. Introducción

En esta sección se presentará el procedimiento realizado para obtener la representación numérica del comportamiento sísmico del prototipo de vivienda Hilotec, aplicando técnicas de macro-modelamiento. En la Figura 5.1 se presenta un esquema general del trabajo desarrollado. A lo largo de este proceso, también se han realizado análisis de sensibilidad de los parámetros que intervienen en los análisis.

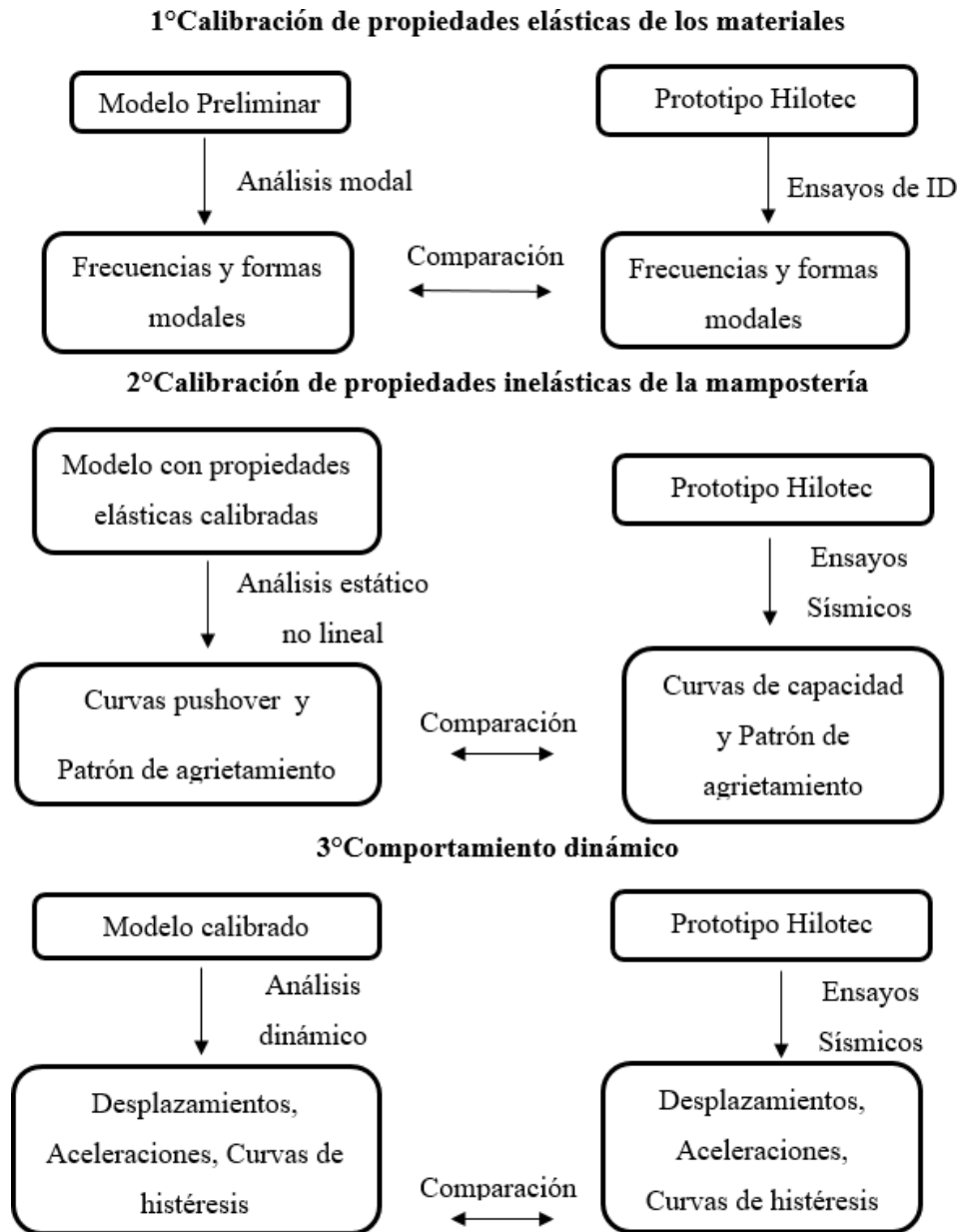


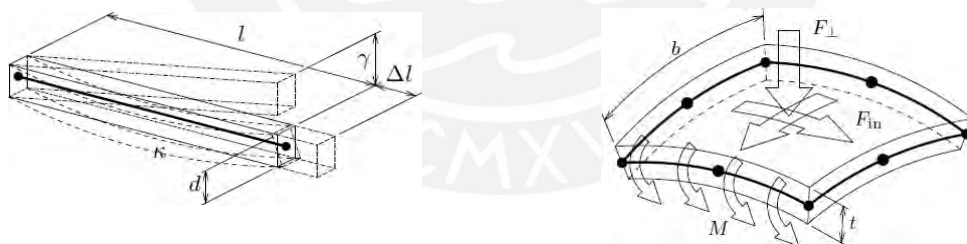
Figura 5.1 Esquema general del trabajo desarrollado

5.2. Modelo numérico preliminar del prototipo de vivienda

El modelo numérico se ha desarrollado en el software (DIANA FEA, 2014). Se ha realizado un modelo tridimensional empleando elementos tipo “Curved Shell” para representar a los muros y elementos tipo “Beam Clase III” para representar a las vigas de concreto y de madera (Figura 5.2).

Los elementos que se definen como tipo “beam” deben de cumplir el requisito de que la altura “ d ” sea pequeña en comparación a la longitud de elemento “ l ” (Figura 5.2a). Este tipo de elementos pueden tener deformación axial, deformación en corte, curvatura y torsión; por lo tanto, pueden describir fuerza axial, fuerza cortante y momento. En los elementos “Beam Class III” se realiza una integración numérica completa en el elemento y bajo la teoría de vigas de Mindlin. (DIANA FEA, 2014) aplica el esquema de integración de Gauss con dos puntos de integración a lo largo del eje del elemento.

Los elementos tipo “Shell” deber de tener un espesor “ t ” relativamente pequeño con respecto a la dimensión “ b ” (Figura 5.2b). Las fuerzas “ F ” pueden actuar en el plano o perpendicular al plano del elemento y el momento “ M ” en el plano del elemento. En el plano del elemento se realiza una interpolación cuadrática e integración de Gauss. La integración en la dirección perpendicular al plano es mediante el esquema de Simpson con tres puntos de integración (DIANA FEA, 2014).



Elemento “Beam Clase III -3D”

Elemento “Curved Shell”

Figura 5.2 Tipos de elementos empleados en el modelo (DIANA FEA, 2014)

En la Figura 5.3 se presenta una vista isométrica del modelo. Los elementos se han agrupado en vigas de techo, vigas de amarre, muros y esquinas. Se ha hecho distinción entre muros y esquinas, ya que normalmente, en mampostería sin refuerzo, las esquinas presentan baja conectividad y pueden modelarse con propiedades inferiores a la de los muros de mampostería.

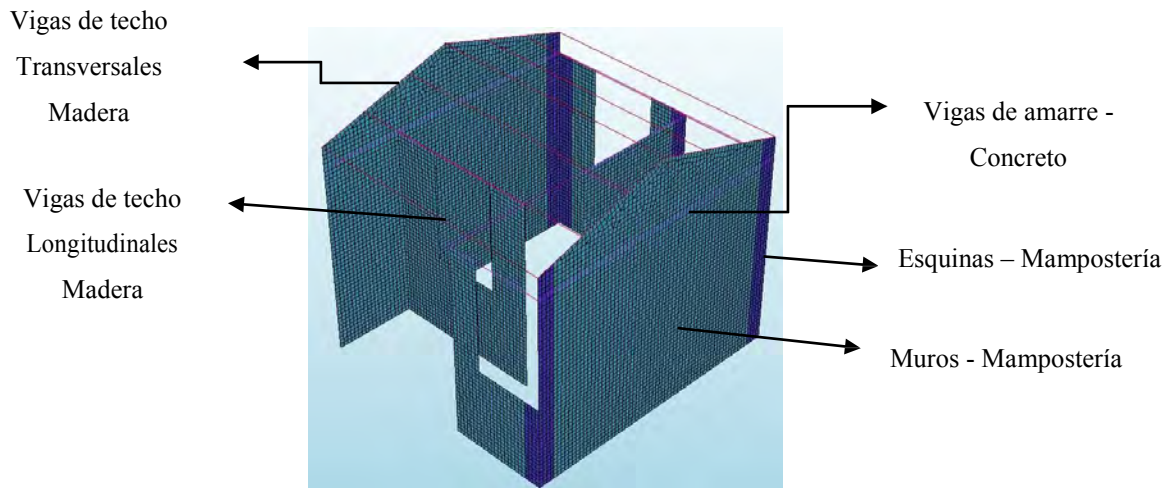


Figura 5.3 Modelo del prototipo de vivienda Hilotec

La malla está formada por elementos “shell” triangulares y cuadrangulares con 6 y 8 nodos respectivamente; y elementos “beam” con 3 nodos. (Figura 5.4). En el caso de los elementos “shell”, cada nodo tiene 5 grados de libertad, 3 traslacionales y 2 rotacionales. En el caso de los elementos “beam”, cada nodo tiene 6 grados de libertad, 3 traslacionales y 3 rotacionales.

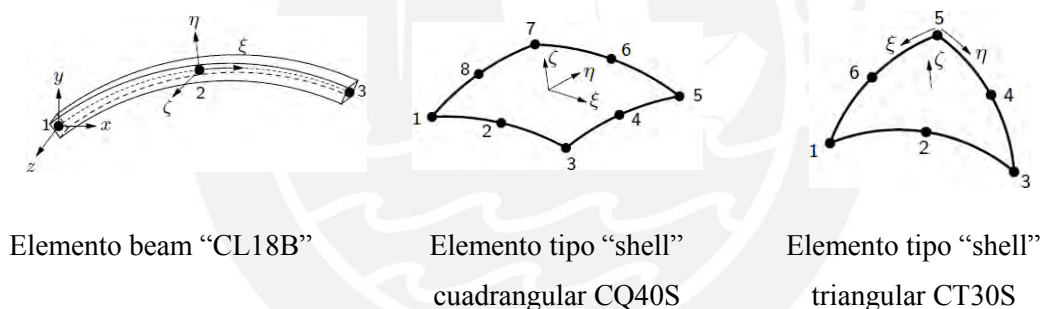


Figura 5.4 Nodos en los elementos (DIANA FEA, 2014)

En la Figura 5.5 se indican dos características del modelo que dan idea de la calidad de la malla: las máximas dimensiones de los elementos finitos, que en promedio es de 50 mm; y la relación de aspecto (división de la menor dimensión del elemento entre la mayor) que es de 1 en la mayoría de los elementos. Esto último indica la presencia de elementos regulares, lo cual indica resultados más precisos que en el caso de elementos distorsionados (relaciones de aspectos menores a 1).

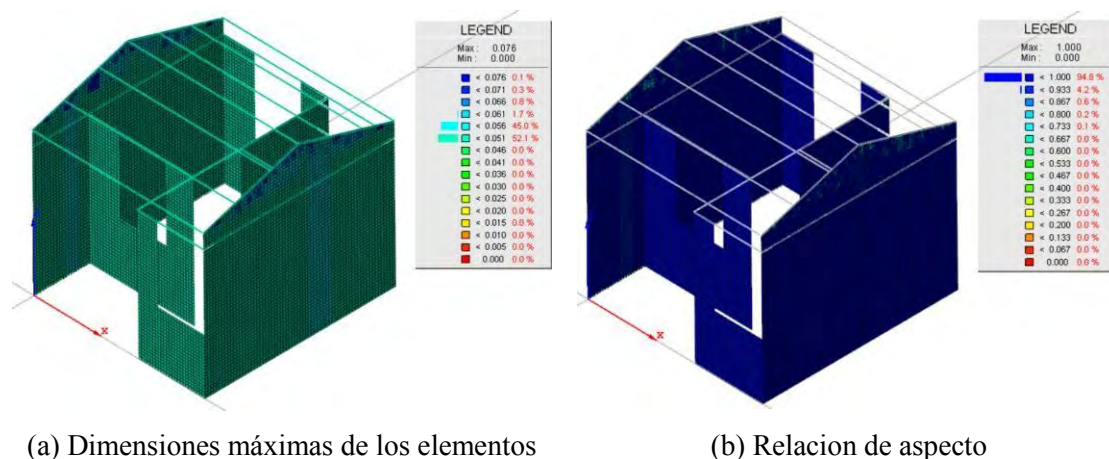


Figura 5.5 Calidad de la malla del modelo numérico

Las conexiones entre elementos se han considerado continuas, capaces de transmitir fuerzas y momentos. Esto debido a que bajo ese criterio fueron diseñadas y funcionaron efectivamente ya que no se reportaron daños en las conexiones luego de los ensayos sísmicos.

El prototipo ensayado se armó sobre una losa de cimentación de concreto. La primera hilada de los muros se unió a la losa de cimentación mediante mortero. Este ligamento fue efectivo ya que no se registraron problemas de deslizamiento. En el modelo, esta conexión ha sido modelada restringiendo los desplazamientos traslacionales de la base: conexión simplemente apoyada.

Se han definido tres tipos de materiales: madera, concreto y mampostería. Por simplificación, estos materiales se han modelado como homogéneos e isotrópicos; a pesar de que pueden tener un comportamiento predominantemente ortotrópico, como es el caso de la madera, o anisotrópico, como es el caso de la mampostería.

En la Tabla 5.1 se muestra la densidad y propiedades elásticas que se considerarán en el Modelo Preliminar. Las propiedades para la mampostería son próximas a las obtenidas en los ensayos de compresión en muretes ($E = 102 \text{ N/mm}^2$ y $\nu = 0.23$). Las propiedades del concreto y de la madera son valores medios (Boresi & Schmidt, 2003). En la Figura 5.6 se muestran las 5 primeras formas y frecuencias del Modelo Preliminar. Se pueden observar dos modos principales globales traslacionales: el Modo 1 para la dirección longitudinal que acumula 67.8% de masa participativa modal; y el Modo 3 para la dirección transversal que acumula el 62.2% de masa participativa modal. El Modo 2 es modo local en la dirección longitudinal y el Modo 4 es torsional.

Tabla 5.1 Propiedades elásticas y densidad de los materiales del Modelo Preliminar

	Mampostería (muros y esquinas)	Concreto (Viga de amarre)	Madera (vigas de techo)
Densidad de masa (Ton/mm ³)	1.89e-09	2.5e-09	6.5e-10
Módulo de elasticidad (N/mm ²)	100	25 000	9 800
Coefficiente de Poisson	0.25	0.15	0.30

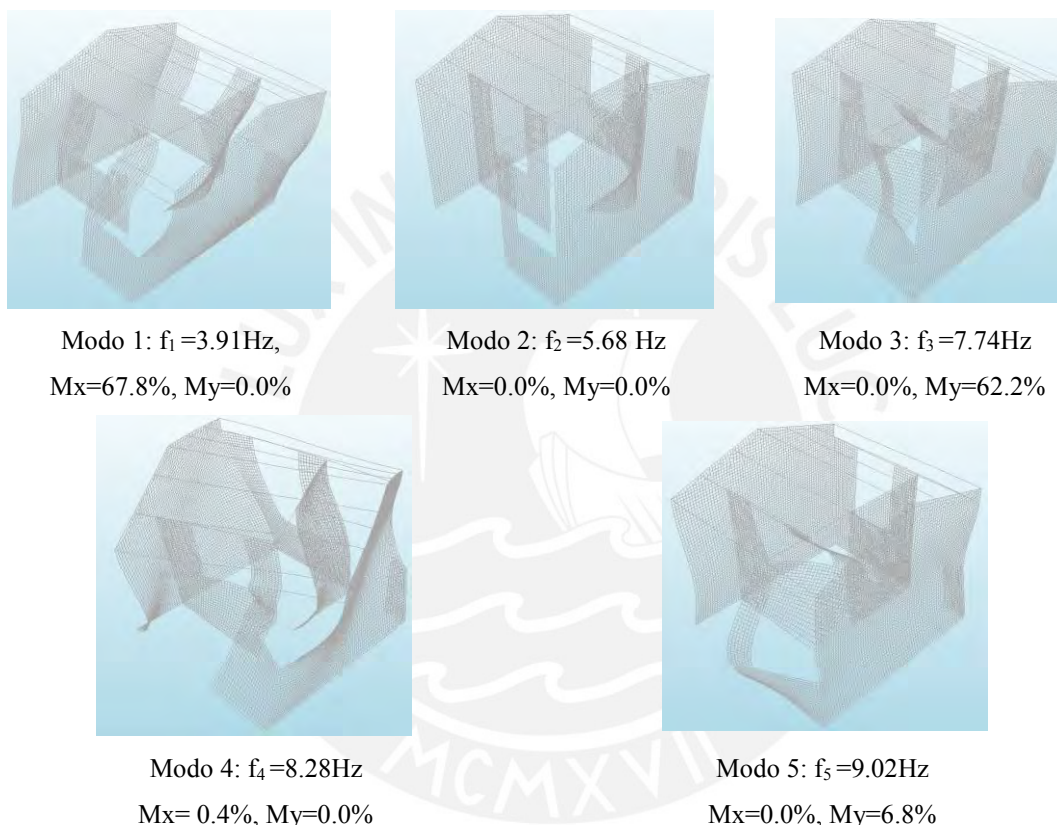


Figura 5.6 Parámetros modales del Modelo Preliminar

El sistema de techo está conformado por vigas de madera longitudinales y transversales, arriostres en forma de “X” y un techo ligero de calamina (Figura 5.7a). Como se observa en la Figura 5.3, solo se han modelado las vigas de madera longitudinales y transversales. Esto debido a que el modelamiento de los arriostres como elementos unidimensionales generaba la superposición de estos con las vigas longitudinales, y ello conducía a errores de análisis en el modelo. Los arriostres en “X” cumplen la función de mejorar el comportamiento como caja, principalmente compatibilizando los desplazamientos en dirección transversal. Al no poder modelarlos como elementos unidimensionales, se intentó emplear “links rígidos” ubicados en los

nodos de los arriostres (Figura 5.7b). Sin embargo, este tipo de idealización incrementa considerablemente la rigidez torsional de la estructura haciéndola menos realista. En la Figura 5.8 se muestran los parámetros modales del modelo con links rígidos. Se observa que el Modo 4 torsional del Modelo Preliminar (Figura 5.6), ahora es el Modo 7 en este nuevo modelo. Debido a que existen otros elementos que mejoran el comportamiento como caja, como las vigas de amarre y las vigas de madera longitudinales y transversales, y al no poder probar la efectividad de los arriostres se decidió no considerar su aporte en el modelo.

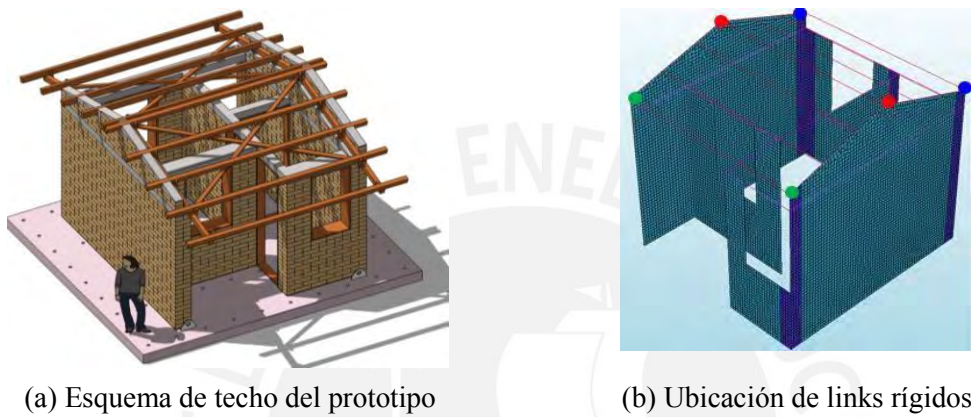


Figura 5.7 Modelamiento del techo con links rígidos

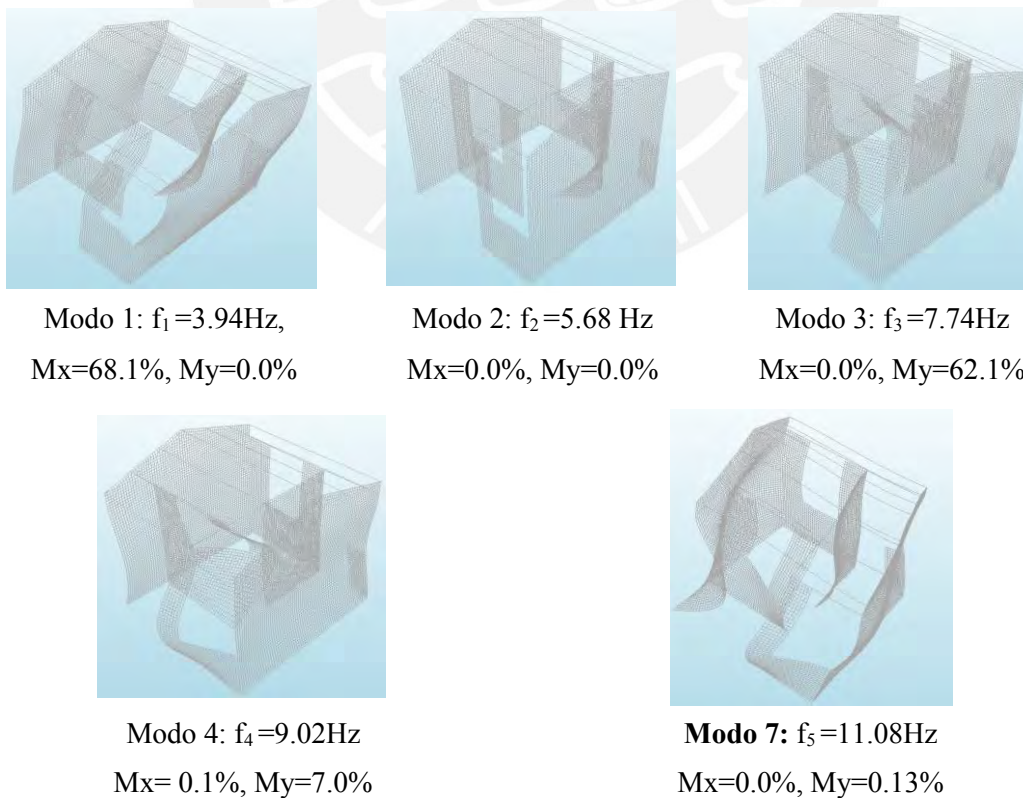


Figura 5.8 Parámetros modales del modelo con links rígidos

5.3. Calibración de propiedades elásticas del modelo

En esta sección, primero, se estudia la influencia de las propiedades elásticas de los materiales en los parámetros modales del Modelo Preliminar. Luego, en base a este estudio, se realiza la calibración de las propiedades elásticas del modelo.

Los parámetros modales dependen de la masa y la rigidez de la estructura. La masa tiene menor incertidumbre, ya que depende de la densidad de los materiales. En cambio, la rigidez depende de varios factores como las conexiones entre elementos, las condiciones de borde o las propiedades de los materiales. En esta sección, se calibrarán las propiedades elásticas de los materiales, ya que los dos primeros, conexiones y condiciones de borde, ya se han definido en la sección anterior. Sin embargo, es importante resaltar que las idealizaciones supuestas, por ejemplo, el de considerar conexiones “perfectas” no son reales, y las “imperfecciones” serán consideradas al calibrar las propiedades de los materiales.

En materiales homogéneos e isotrópicos las propiedades elásticas requeridas son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Este último no modifica significativamente la rigidez de la estructura. El módulo de elasticidad, por el contrario, tiene una participación efectiva en la rigidez de los elementos. Para evaluar su influencia en los parámetros modales se han realizado diferentes análisis considerando las propiedades de la Tabla 5.2. Se resaltan los valores que son diferentes con respecto a las propiedades del Modelo Preliminar; y en paréntesis se presenta el porcentaje de esta variación.

En la Tabla 5.3 se presenta la comparación de los parámetros modales, obtenidos de los modelos empleando las propiedades de la Tabla 5.2, con respecto a los parámetros modales experimentales. El error de las frecuencias se presenta en porcentaje. Las formas modales se comparan mediante el criterio MAC (Modal Assurance Criterion). MAC es un indicador estadístico que con valores entre 0 y 1 indica que tan parecidas son dos formas modales, siendo 1 el valor que indica mejor correlación (Pastor et al., 2012). MAC se calcula como el producto escalar normalizado de dos sets de vectores que se van a comparar (forma modal experimental " φ_i^u " y forma modal numérica " φ_i^d " para el modo " i "): "i"):

$$MAC_{u,d} = \frac{|\{\varphi_i^u\}^T \{\varphi_i^d\}|^2}{\{\varphi_i^u\}^T \{\varphi_i^u\} \{\varphi_i^d\}^T \{\varphi_i^d\}}$$

Tabla 5.2 Valores para el estudio de sensibilidad de módulo de elasticidad

	Mampostería		Concreto	Madera
	E_{muros} (N/mm ²)	E_{esquinas} (N/mm ²)	E_{concreto} (N/mm ²)	E_{madera} (N/mm ²)
M1: Mampostería (-30%)	70	70	25 000	9 800
M2: Mampostería (+30%)	130	130	25 000	9 800
M3: Concreto (-20%)	100	100	20 000	9 800
M4: Concreto (+20%)	100	100	30 000	9 800
M5: Madera (-50%)	100	100	25 000	5 000
M6: Madera (+50%)	100	100	25 000	15 000
M7: Mampostería-Esq. (-50%)	100	50	25 000	9 800
M8: Mampostería-Esq. (+50%)	100	150	25 000	9 800

De los resultados mostrados en la Tabla 5.3, se puede concluir que, dentro de los rangos de valores analizados, el módulo de elasticidad de la mampostería (muros y esquinas) es el parámetro que más influye en los parámetros modales. Cuando se aumenta o disminuye este parámetro, la rigidez global de la estructura aumenta o disminuye sin producir cambios significativos en sus formas modales. Cuando el módulo de elasticidad de la mampostería solo de las esquinas aumenta o disminuye, se generan cambios globales de rigidez en la estructura, y también cambios en sus formas modales.

En base al estudio previo, se han calibrado las propiedades elásticas de los materiales (Tabla 5.5). En la Tabla 5.4 se presentan las comparaciones de formas y frecuencias entre el Modelo Calibrado y los resultados experimentales. En los Modos 1 y 2 (modos de la dirección longitudinal) se ha obtenido mejor correlación que con los Modos 3 y 4 (modos de la dirección transversal). Sin embargo, como se mencionó en el capítulo anterior, la identificación dinámica de los parámetros modales en la dirección transversal no ha sido clara, y por lo tanto, los valores de MAC y errores de frecuencias son aceptables.

Tabla 5.3 Comparación de parámetros modales del Modelo Preliminar y los modelos M1-M8 con respecto a los parámetros modales experimentales

	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 4	
	Frecuencias Hz (% de error)	MAC	Frecuencias Hz (% de error)	MAC	Frecuencias Hz (% de error)	MAC	Frecuencias Hz (% de error)	MAC
Modelo Preliminar	3.91 (13.6%)	0.981	5.68 (17.5%)	0.925	7.74 (28.9%)	0.245	8.28 (20.6%)	0.723
M1: Mampostería (-30%)	3.31 (-3.9%)	0.981	4.76 (-1.5%)	0.936	6.51 (8.4%)	0.248	6.99 (1.9%)	0.737
M2: Mampostería (+30%)	4.42 (28.3%)	0.981	6.46 (33.7%)	0.913	8.79 (46.3%)	0.244	9.35 (36.3%)	0.709
M3: Concreto (-20%)	3.88 (12.8%)	0.981	5.67 (17.3%)	0.915	7.71 (28.4%)	0.243	8.22 (19.8%)	0.711
M4: Concreto (+20%)	3.93 (14.3%)	0.981	5.69 (17.3%)	0.931	7.76 (29.2%)	0.247	8.32 (21.3%)	0.731
M5: Madera (-50%)	3.91 (13.5%)	0.981	5.68 (17.5%)	0.924	7.74 (28.8%)	0.246	8.27 (20.6%)	0.723
M6: Madera (+50%)	3.91 (13.5%)	0.981	5.68 (17.5%)	0.925	7.74 (28.9%)	0.245	8.28 (20.7%)	0.723
M7: Mampostería-Esq. (-50%)	3.63 (5.40%)	0.982	5.49 (13.6%)	0.911	7.33 (22.0%)	0.326	7.74 (12.9%)	0.782
M8: Mampostería-Esq. (+50%)	4.08 (18.4%)	0.980	5.79 (19.7%)	0.931	7.97 (32.8%)	0.239	8.59 (25.1%)	0.699

Tabla 5.4 Comparación de parámetros modales del Modelo Calibrado con respecto a los resultados experimentales

	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 4	
	Frecuencias Hz (% de error)	MAC	Frecuencias Hz (% de error)	MAC	Frecuencias Hz (% de error)	MAC	Frecuencias Hz (% de error)	MAC
Modelo Calibrado	3.42 (-0.6%)	0.987	5.24 (8.4%)	0.949	7.03 (17.0%)	0.617	7.29 (6.3%)	0.580

En la Tabla 5.5 se resumen los parámetros del Modelo Calibrado. Las propiedades elásticas de la madera y el concreto se han mantenido iguales. El módulo de elasticidad de la mampostería de los muros es de 100 N/mm^2 ; y de las esquinas es de 15 N/mm^2 . El valor bajo de las esquinas es para simular la baja rigidez de estos elementos, ya que en mampostería sin refuerzo, es común que las intersecciones entre muros perpendiculares presenten baja conectividad (Angulo et al., 2011). En la Figura 5.9 se presentan los parámetros modales del Modelo Calibrado. Se pueden observar dos modos principales globales traslacionales: el Modo 1 para la dirección longitudinal que acumula 68.7% de masa participativa modal; y el Modo 3 para la dirección transversal que acumula el 46.1% de masa participativa modal. El Modo 4, es también un modo global traslacional para la dirección trasversal que acumula gran masa participativa modal (23.5%).

Tabla 5.5 Propiedades de los materiales del Modelo Calibrado

	Mampostería		Concreto	Madera
	Muros	Esquinas	Vigas de amarre	Vigas de madera
Densidad de masa (Ton/mm^3)	1.89e-09		2.5e-09	6.5e-10
Módulo de elasticidad (N/mm^2)	100	15	25 000	9 800
Coefficiente de Poisson	0.25		0.15	0.30

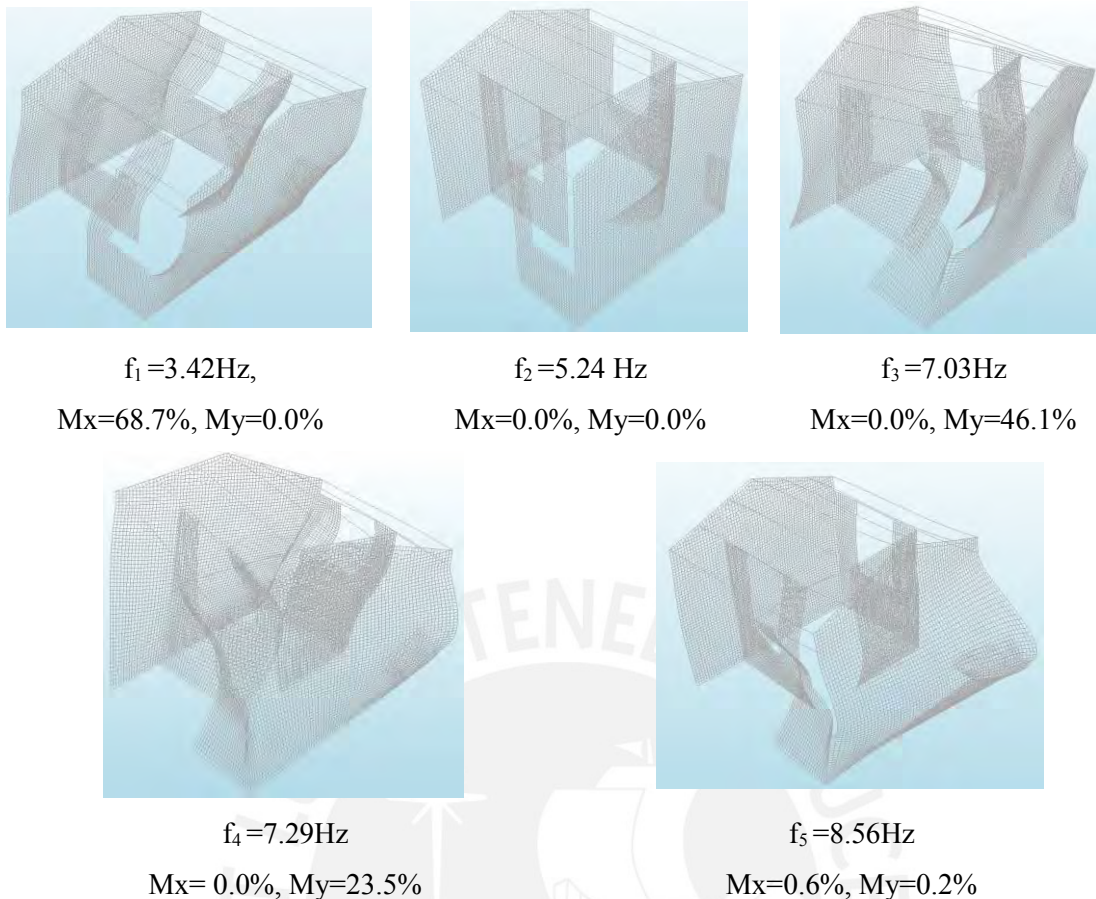


Figura 5.9 Parámetros modales del Modelo Calibrado

5.4. Estudio del comportamiento Estático No Lineal

En todos los análisis siguientes, las vigas de madera y de concreto se han definido con modelos constitutivos elástico lineales. Los muros y las esquinas de mampostería están definidos con modelos constitutivos que incluyen comportamiento inelástico. En esta sección se detalla el proceso de calibración de las propiedades inelásticas de la mampostería. Este proceso se realizó comparando curvas pushover y patrones de agrietamiento obtenidos de análisis estáticos no lineales con las curvas de capacidad y patrones de agrietamiento obtenidos de los ensayos sísmicos. Luego de la calibración, se presenta la influencia de las propiedades inelásticas en las curvas pushover para cubrir su variabilidad e incertidumbre en la definición del modelo del material.

5.4.1. Calibración de las propiedades inelásticas de la mampostería

Se ha empleado el modelo denominado “Total Strain Crack” dentro de la familia de modelos “Smearred Crack Model” para definir a la mampostería. El modelo constitutivo en tracción se ha definido mediante una función exponencial y en compresión mediante una función parabólica (Figuras 5.10a y 5.10b). La parte inelástica de estos

modelos requieren de los parámetros de resistencia (f_t y f_c) y de energía de fractura en tracción y compresión (G_t y G_c). Estos últimos están relacionados a una longitud característica “h” que depende del tipo y dimensiones de cada elemento finito. Para el caso de elementos finitos en dos dimensiones, como los elementos tipo shell, “h” se calcula como la raíz cuadrada del doble del área del elemento finito. Para este caso, con una malla de dimensiones promedio de 50 mm x 50 mm, la longitud característica es 70.71 mm aproximadamente.

Otra característica a definir en el modelo es la forma de propagación de la grieta. Esta puede ser fija, una vez que se inicia el agrietamiento, o continuamente rotando con la dirección principal del vector de deformaciones. En este caso se empleará un modelo con propagación de grieta fija para obtener un patrón de agrietamiento más claro y evitar la formación excesiva de grietas secundarias. Adicionalmente, cuando se elige la orientación de grieta fija, se permite reducir el módulo al corte (G) después del agrietamiento. En este caso se realizará la reducción del módulo de corte constante (Figura 5.10c) con valor de $\beta = 0.10$, este es un valor promedio empleado en investigaciones con similares tipos de mampostería de tierra (Miccoli et al., 2015; Tarque, 2011; Medeiros et al., 2013).

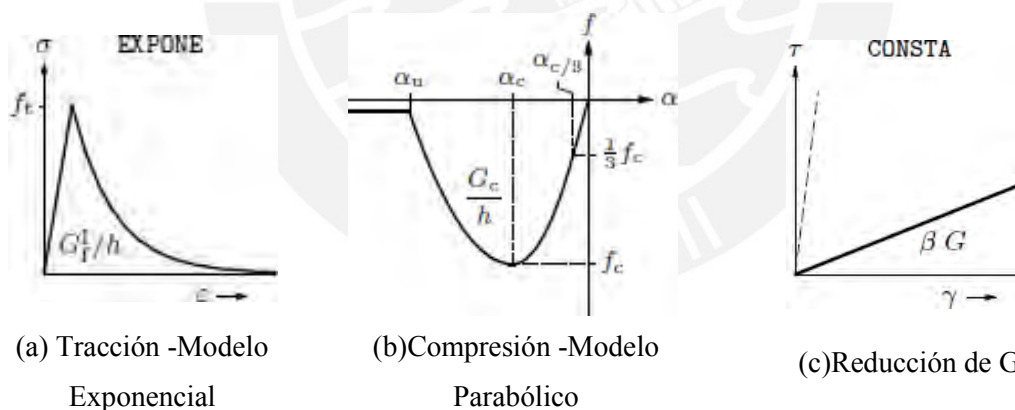


Figura 5.10 Modelos empleados para la mampostería (DIANA FEA, 2014)

Los parámetros f_t , f_c , G_c y G_t que se emplean en los modelos del material (Figura 5.10) son propiedades de la mampostería como material compuesto. Sin embargo, la información experimental disponible corresponde a especímenes pequeños como bloques, cilindros, prismas. Por ello, se ha realizado la calibración de propiedades inelásticas evaluando tres sets de propiedades que se presentan en la Tabla 5.6.

La resistencia en tracción y compresión se ha mantenido constante en los tres sets analizados. La resistencia a compresión de 0.50 N/mm^2 proviene de los ensayos de compresión en muretes ya que este espécimen representa mejor el comportamiento en compresión de la mampostería como material compuesto. La resistencia a tracción obtenida experimentalmente oscila entre 0.05 N/mm^2 a 0.13 N/mm^2 . Sin embargo, esta es una propiedad de unidades y no del conjunto. Por otro lado, en investigaciones similares (Basili et al., 2016; Tarque, 2011; Miccoli et al., 2015) se han calibrado modelos numéricos empleando entre el 5% y 10% de la resistencia en compresión. En base a lo mencionado anteriormente, se decidió emplear como resistencia a la tracción el 10% de la resistencia a la compresión en muretes; es decir, 0.05 N/mm^2 , y que también es el menor valor obtenido experimentalmente.

La energía de fractura en tracción experimental fue de 0.02 N/mm aproximadamente. Sin embargo, si se emplean las expresiones recomendadas en (Lourenço, 2009; Comité Euro-International Du Béton, 1990) con la resistencia en compresión en muretes, se obtienen valores de energía de fractura de menor orden de magnitud: 0.0015 N/mm y 0.0030 N/mm , respectivamente. Las formulaciones propuestas en las referencias citadas provienen de diferentes tipos de unidades de mampostería o especímenes de concreto. Sin embargo, se acepta su alta variabilidad ya que este parámetro depende de factores como el procedimiento de ensayo, el tamaño del espécimen, entre otros factores que han sido estudiados en (Hilsdorf & Bramehuber, 1991). Por ello, en Propiedades 1 se evalúa con la energía de fractura de tracción experimental (0.02 N/mm); y en Propiedades 2 se emplea un promedio de los valores recomendados (0.0025 N/mm).

Análogamente a la energía de fractura en tracción, la energía de fractura en compresión experimental (2.50 N/mm aproximadamente) es mayor al calculado siguiendo las recomendaciones de (Comité Euro-International Du Béton, 1990). Por ello, en las Propiedades 1, se evalúa con el valor experimental, y en Propiedades 3 el valor calculado según la referencia (0.80 N/mm).

Tabla 5.6 Propiedades inelásticas preliminares

Propiedades	Propiedades	Propiedades	Propiedades
	1	2	3
Resistencia a la tracción (N/mm ²)	0.05	0.05	0.05
Energía de fractura en tracción (N/mm)	0.02	0.0025	0.02
Resistencia a la compresión (N/mm ²)	0.50	0.50	0.50
Energía de fractura en compresión (N/mm)	2.50	2.50	0.80

Los análisis Estáticos No Lineales se han realizado aplicando cargas pushover con distribución de carga proporcional a la forma de los modos principales del Modelo Calibrado en la sección anterior. Se ha empleado el Modo 1 para obtener las curvas pushover en la dirección longitudinal, y el Modo 3 para la dirección transversal. En las curvas pushover, el cortante basal está expresado como fracción del peso de la estructura (BSC) y los desplazamientos relativos están expresados en “drift” en forma de porcentaje. Las ubicaciones de los puntos de control de desplazamiento son las mismas con las que se crearon las curvas de capacidad experimentales a fin de que sean comparables. Se ha empleado el método de iteración de Newton-Raphson Regular con criterio de convergencia de energía normalizada igual a 0.001 y 100 iteraciones máximas por paso de carga. El número de pasos fue de 50 con un factor de carga inicial de 0.05.

En la Figura 5.11 se muestran las curvas pushover obtenidas con los tres sets de propiedades junto con las curvas de capacidad experimental para cada dirección. La comparación directa entre estas curvas tiene limitaciones, y una de ellas es que las curvas experimentales provienen de ensayos donde la demanda sísmica se ha aplicado en ambas direcciones de la mesa vibratoria. Por lo tanto, la curva de capacidad en una dirección está influenciada por el daño causado por el movimiento en la otra dirección. Caso contrario ocurre en la forma como se crean las curvas pushover, donde la capacidad se evalúa de forma independiente para cada dirección. Por otro lado, hay mecanismos de falla que no pueden representarse en el modelo, como la falla por deslizamiento que ocurre entre bloques o la pérdida de efectividad de la viga de amarre en las últimas etapas. Estos factores pueden conducir a que la capacidad del modelo numérico sea mayor a la capacidad experimental. Otra limitación es que en las curvas pushover se representa la capacidad de la estructura considerando la contribución de un modo principal para cada dirección. Esta simplificación puede afectar más a los resultados de la dirección

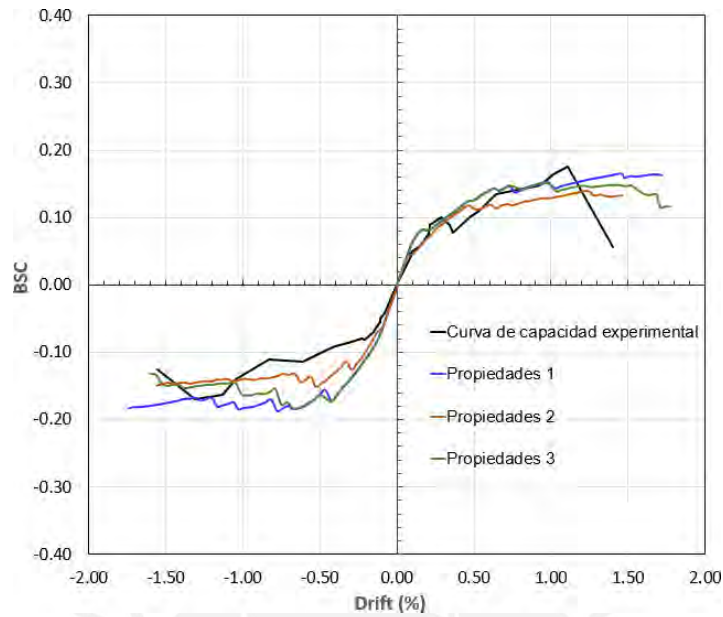
transversal, ya que se tienen dos modos importantes, el Modo 3 y el Modo 4, y su acción combinada representaría mejor la capacidad de la estructura en esa dirección.

Las curvas pushover empleando las Propiedades 1 y 3 (Figura 5.11) son similares en la dirección transversal. En la dirección longitudinal, se observa variación en la parte final de la curva. Ello indica, que en la dirección transversal, la más rígida y con menores desplazamientos, los parámetros de compresión no influyen en la capacidad en esa dirección; y en la dirección longitudinal influye cuando ya se han alcanzado grandes desplazamientos y grandes incursiones en el rango inelástico. También se observa que empleando las Propiedades 2, con la energía de fractura en tracción menor, la capacidad global del modelo se reduce; y las curvas son más cercanas a las experimentales. Por otro lado, la calibración de las propiedades elásticas realizada en la sección anterior, proporcionan buena correlación de rigidez inicial en la dirección longitudinal; sin embargo, en la dirección transversal se observa mayor diferencia. El Modelo Calibrado con las Propiedades 2 representa mejor el comportamiento sísmico en términos de capacidad y patrones de agrietamiento en la dirección longitudinal, que se presentan en las Figuras 5.12, 5.13 y 5.14.

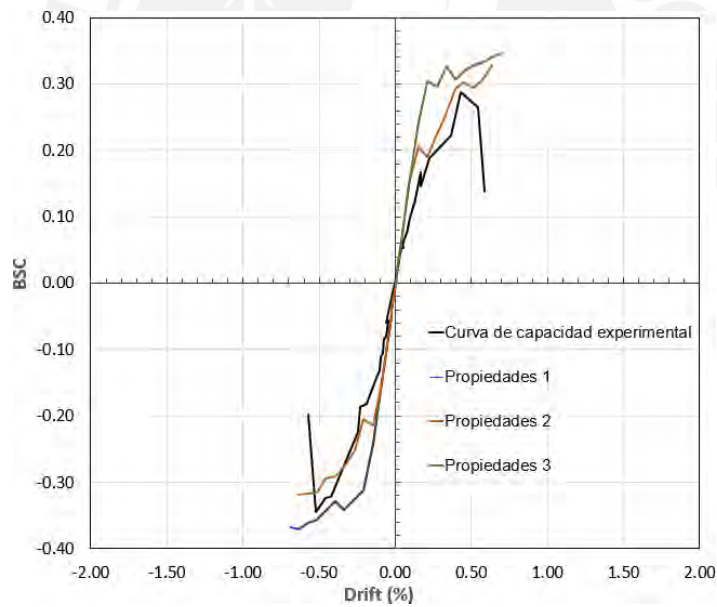
Los patrones de agrietamiento del modelo empleando las Propiedades 2, y también los obtenidos experimentalmente para el nivel de desplazamiento alcanzado al finalizar los ensayos sísmicos. El mayor daño en los muros W, E1 y E2 del modelo numérico es debido a fuerzas en su plano, es decir, al daño producido por el patrón de cargas del Modo 1 (Figura 5.12). El patrón de agrietamiento en estos muros es similar a los experimentales: grietas que nacen en las esquinas de las ventanas y grietas horizontales en la parte superior de los muros. De las Figuras 5.13 y 5.14 se observa, que el daño en los muros N y S no solo es debido a cargas en su plano; es decir, al producido por la carga Modal 3, sino también por las cargas debido al Modo 1. El patrón de agrietamiento obtenido en los muros N y S del modelo numérico son: grietas horizontales en la parte superior de los muros, y grietas horizontales y diagonales en el nivel de las ventanas de los muros perpendiculares. Este agrietamiento es similar al obtenido experimentalmente.

En conclusión, en la dirección transversal, si bien el modelo representa adecuadamente los patrones de agrietamiento, en las curvas de capacidad se observan mayores diferencias. Sin embargo, los análisis en esta dirección presentan ciertas particularidades que dificultan la comparación directa entre resultados numéricos y experimentales. Por un lado, la influencia de dos modos importantes para la dirección

transversal (Modo 3 y Modo 4); y por otro lado, curvas de capacidad experimentales altamente influenciadas por la acción en la dirección longitudinal.



(a) Dirección Longitudinal –Modo 1



(b) Dirección Transversal –Modo 3

Figura 5.11 Curvas Pushover para la calibración de propiedades

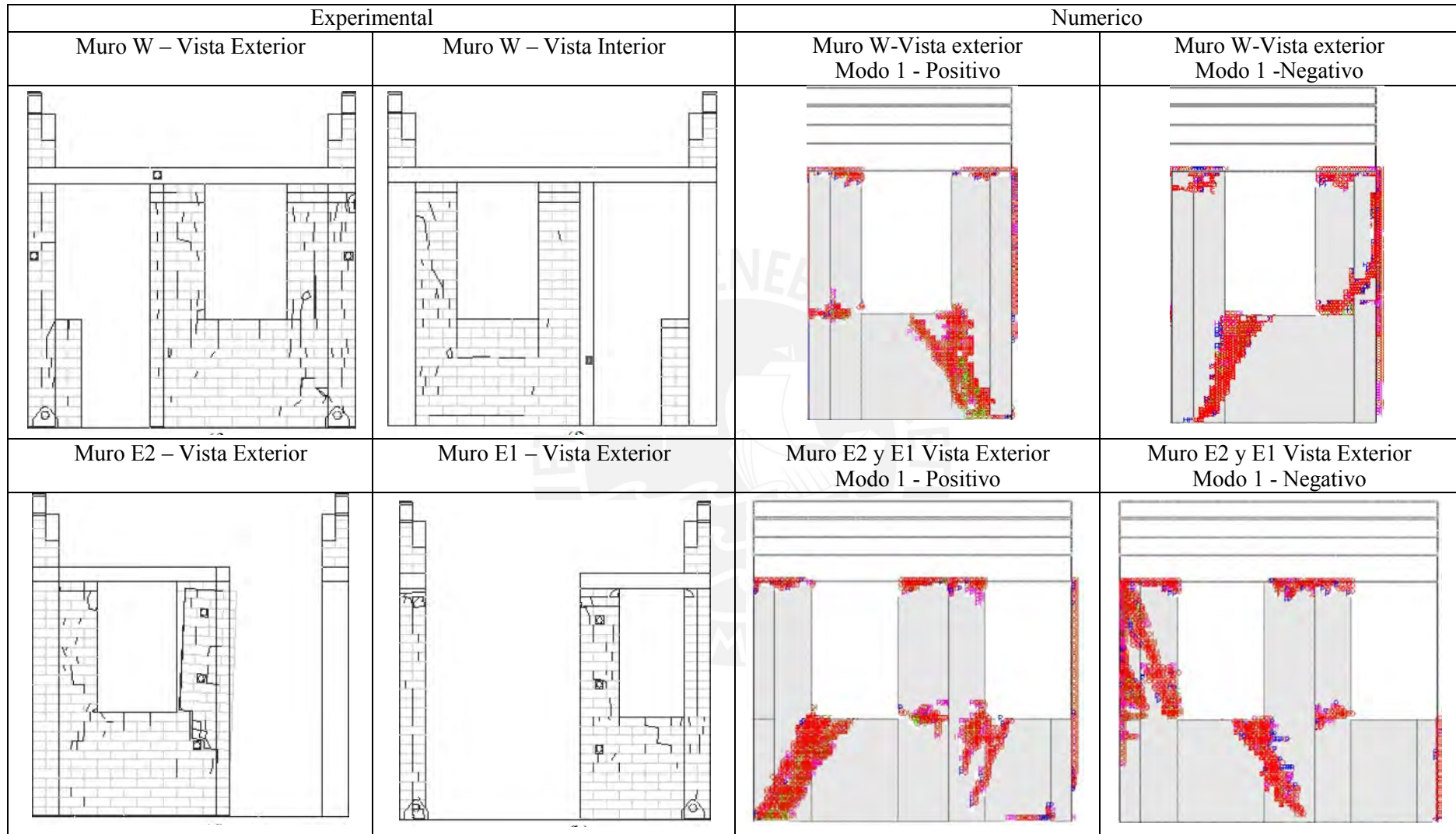


Figura 5.12 Comparación de patrones de agrietamiento de modelo numérico con los experimentales – Muros W, E1 Y E2

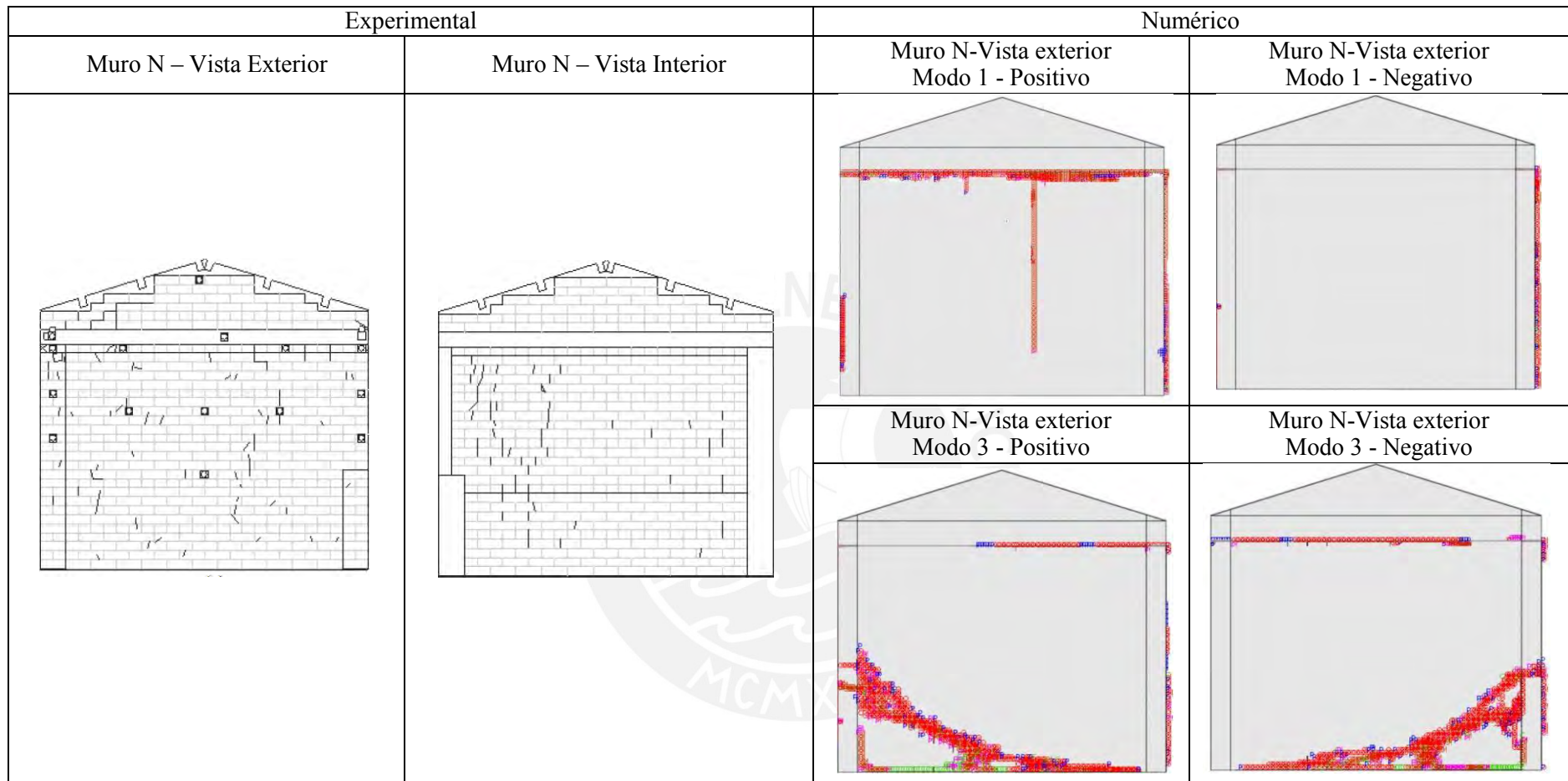


Figura 5.13 Comparación de patrones de agrietamiento de modelo numérico calibrado con los experimentales – Muro N

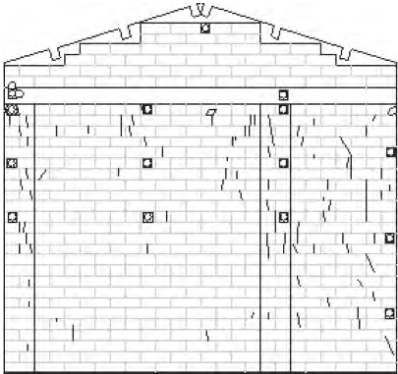
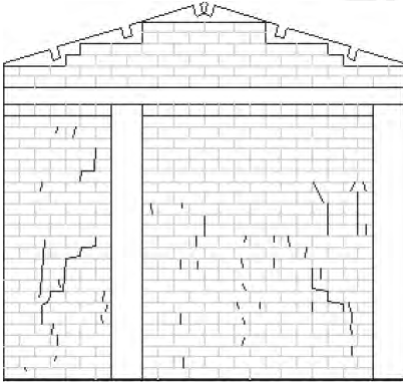
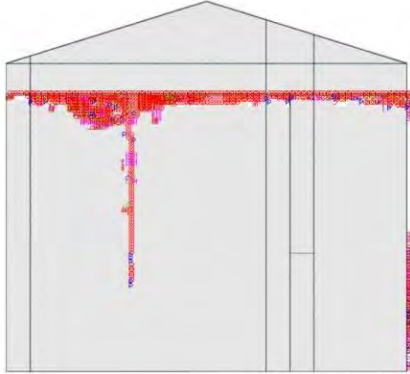
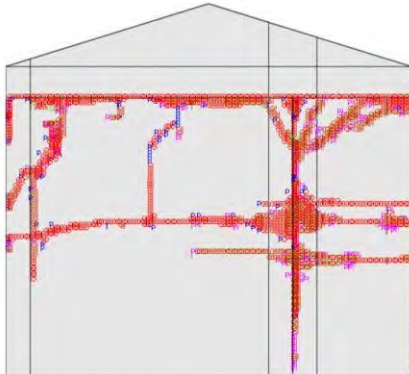
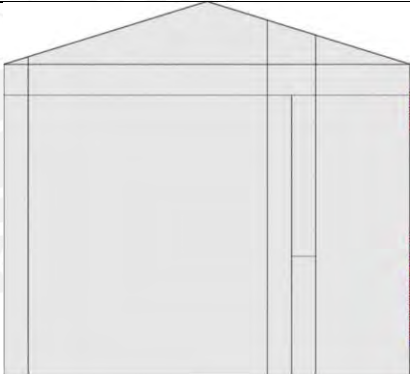
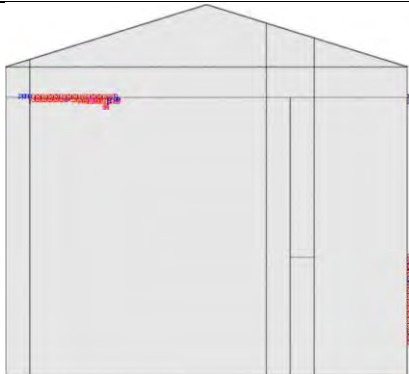
Experimental		Numérico	
Muro S – Vista Exterior	Muro S – Vista Interior	Muro S-Vista exterior Modo 1 – Positivo	Muro S-Vista exterior Modo 1 - Negativo
			
		Muro S-Vista exterior Modo 3 - Positivo	Muro S-Vista exterior Modo 3 - Negativo
			

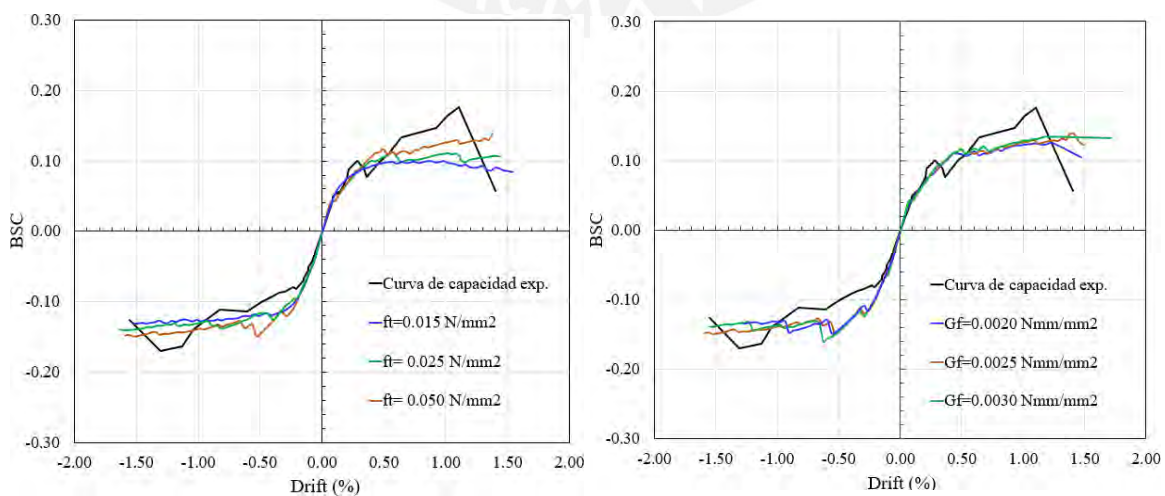
Figura 5.14 Comparación de patrones de agrietamiento del modelo numérico calibrado con los experimentales – Muro S

5.4.2. Análisis de sensibilidad de parámetros

En esta sección se estudia la influencia de los parámetros inelásticos en las curvas pushover del Modelo Calibrado. Solo se presentan los resultados de la dirección longitudinal, ya en esta dirección se ha obtenido mejor representación numérica. El objetivo de estos análisis es cubrir la incertidumbre y variabilidad de las propiedades inelásticas calibradas en el acápite anterior. También se presenta la influencia del tamaño de los elementos finitos en los resultados.

En la Figura 5.15 se presenta la influencia de las propiedades inelásticas en tracción. La resistencia a tracción se ha evaluado para 3%, 5% y 10% de la resistencia en compresión en muretes, es decir, 0.015 N/mm^2 , 0.025 N/mm^2 y 0.05 N/mm^2 respectivamente. El límite inferior que se está evaluando (0.015 N/mm^2), es un valor similar al calculado de acuerdo a la propuesta de (Tassios, 1988). De la Figura 5.15 se observa que este parámetro disminuye o aumenta globalmente la capacidad de la estructura, y es más influyente en la dirección longitudinal positiva (Figura 5.15a). Por ejemplo, cuando se alcanza el “drift” $+1.40\%$, la fuerza cortante basal disminuye en 36% y 25% con respecto a la fuerza cortante basal del Modelo Calibrado, cuando se emplea $f_t = 0.015 \text{ N/mm}^2$ (3%) y 0.025 N/mm^2 (5%), respectivamente.

En la Figura 5.15b se muestran los resultados variando la energía de fractura en tracción en un rango de $\pm 20\%$ del valor calibrado. En este caso las diferencias son menores que cuando se varía la resistencia en tracción. La máxima diferencia en fuerza cortante basal es de aproximadamente 7% con respecto a la fuerza del Modelo Calibrado.



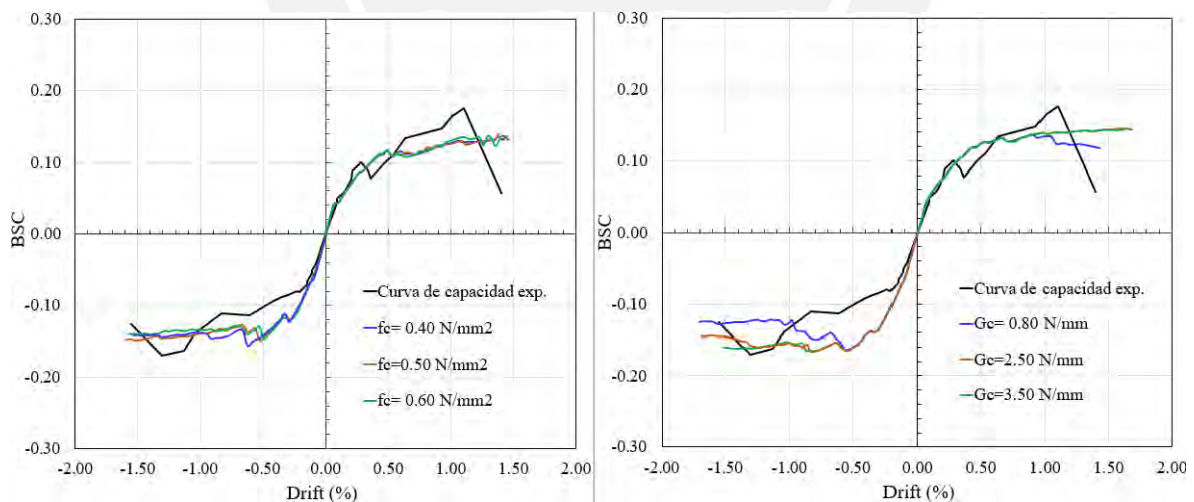
a) Influencia de la resistencia en tracción

b) Influencia de la energía de fractura en tracción

Figura 5.15 Influencia de propiedades en tracción

La Figura 5.16 muestra la influencia de propiedades inelásticas de compresión. La resistencia a compresión se ha evaluado en un rango de $\pm 20\%$ de la resistencia empleada en el modelo numérico calibrado. Se ha considerado este rango para cubrir la variabilidad de los resultados experimentales en compresión de muretes, y también, para tomar en cuenta que el material con el que se fabricaron los bloques del prototipo fue diferente al material con que se fabricaron los muretes ensayados. En la Figura 5.16a se observa que dentro del rango analizado, la resistencia en compresión no influye significativamente en la capacidad del modelo numérico. La mayor diferencia de fuerza cortante basal se da en la dirección longitudinal negativa el cual es menor al 7% de la fuerza cortante basal obtenida en el modelo calibrado.

En la Figura 5.16b se presenta la influencia de la energía en compresión. Se ha evaluado con el valor de 0.80 N/mm calculado de acuerdo a (Comite Euro-International Du Beton , 1990); y también con el valor de +40% de la energía de fractura en compresión del modelo calibrado. Se puede observar que emplear valores muy altos de energía de fractura no genera incrementos significativos en la capacidad. Sin embargo, valores bajos como el evaluado, genera reducción de capacidad cuando ya se han alcanzado grandes desplazamientos y altas incursiones en el rango inelástico. La reducción de esta capacidad puede llegar hasta un 33% de la fuerza cortante basal del Modelo Calibrado.



a) Influencia de la resistencia en compresión

b) Influencia de la energía de fractura en compresión

Figura 5.16 Influencia de propiedades en compresión

También se ha evaluado la sensibilidad del factor de reducción del módulo de corte después del agrietamiento (β) con valores de 0.05 y 0.15. En la Figura 5.17 se observa

mayor sensibilidad de este parámetro en la dirección longitudinal negativa, que alcanza una diferencia en fuerza cortante basal de aproximadamente 7% con respecto a la obtenida en el modelo calibrado, es decir considerando $\beta = 0.10$. También se presenta la curva de capacidad considerando la propagación de la grieta continuamente rotando con la dirección principal del vector de deformaciones. Esta es una alternativa atractiva para evitar la rotación y reconstrucción excesiva de esfuerzos después del agrietamiento, lo que conduce a una estructura más rígida de lo real. Por el contrario, cuando se emplea el modelo “Rotating Crack Model”, el modelo es más flexible ya que se considera una función de retención implícita que garantiza la coaxialidad entre los esfuerzos principales y deformaciones principales (Rots & Blaauwendraad, 1989). En este caso, se obtiene una curva de menor capacidad a los casos anteriores (Figura 5.17), llegando a ser aproximadamente 14% menor que la fuerza cortante basal obtenida en el modelo calibrado con propagación de grieta fija. Los patrones de agrietamiento no cambian significativamente.

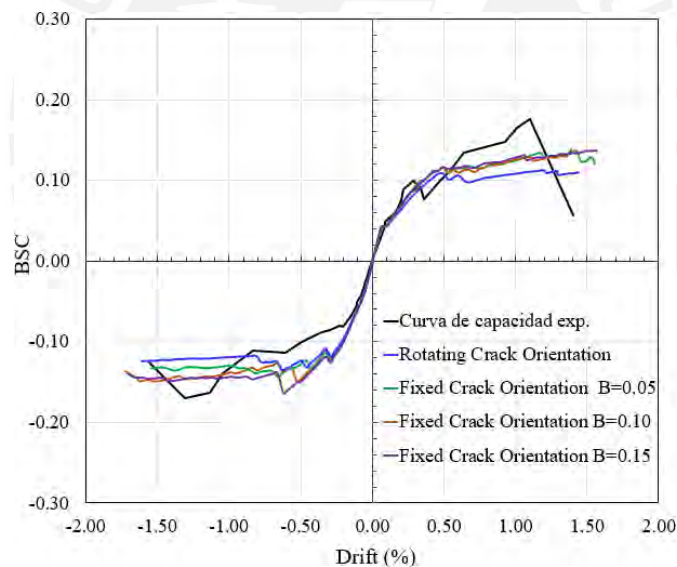


Figura 5.17 Influencia de factor de reducción de corte y orientación de grieta

Idealmente el tamaño de la malla debe ser lo más pequeña posible para que los resultados de los procedimientos numéricos sean muy cercanos a la solución exacta del análisis estructural del modelo; sin embargo, ello implica alto costo computacional. Por ello, resulta práctico emplear tamaños de malla con los que se equilibren los factores de exactitud y costo computacional. En este caso, la mayoría de los elementos finitos son cuadrados de dimensiones promedio de 50 mm x 50 mm. A pesar de que estos elementos son pequeños, es importante evaluar la sensibilidad de este parámetro ya que la energía

de fractura en compresión y tracción está relacionada a la longitud característica de cada elemento finito “h”. En la Figura 5.18 se muestran las curvas pushover para la dirección longitudinal empleando dos tamaños de malla adicionales de 35 mm x 35 mm, y 70 mm x 70 mm, con los que se obtienen 49.5 mm y 99 mm de longitud característica “h”. A medida que la malla es más pequeña, la capacidad aumenta ligeramente, lo cual es coherente ya que la capacidad en los modelos constitutivos en tracción y compresión del material tienden a aumentar a medida que la longitud característica disminuye (Figuras 5.10a y 5.10b). La máxima diferencia en fuerza cortante es menor al 7%. Por lo tanto, las dimensiones de la malla de 50 mm x 50 mm son adecuadas, ya que no se generan cambios significativos al emplear un tamaño de malla inferior.

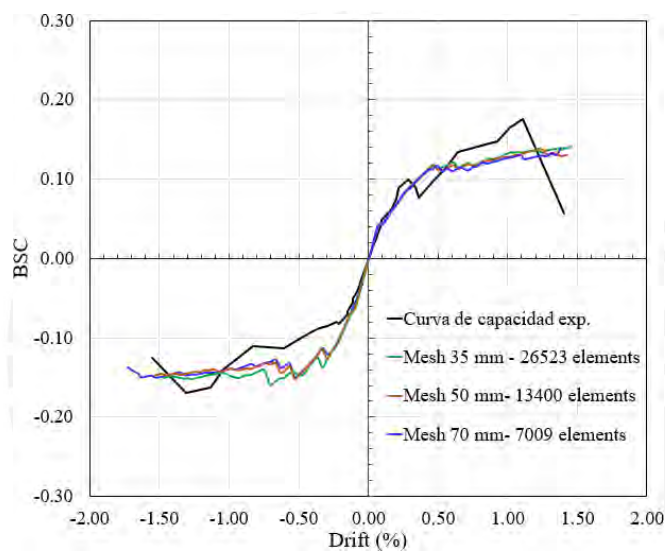


Figura 5.18 Influencia del tamaño de la malla

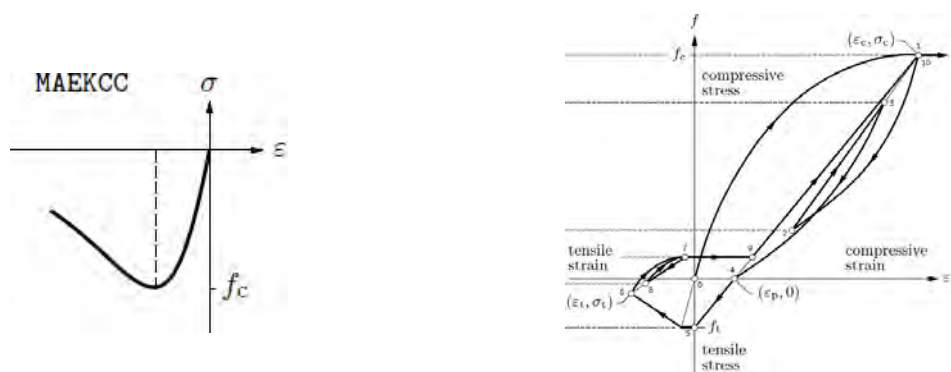
En conclusión, se ha realizado la calibración de los parámetros inelásticos de la mampostería, y debido a que estos presentan variabilidad, se han evaluado rangos de valores para analizar cuanto influyen en la capacidad de la estructura. El parámetro que más ha influido ha sido la resistencia tracción, y considerar un valor equivalente al 3% de la resistencia en compresión ha llevado a una reducción de la fuerza cortante basal de hasta el 36% con respecto al modelo calibrado. La energía de fractura en tracción y la resistencia en compresión, dentro de los rangos analizados, no han generado cambios significativos en la capacidad, llegando a variaciones del 7% con respecto al cortante basal del modelo calibrado. Valores bajos de energía de fractura en compresión también ha generado cambios importantes en la parte final de la curva de capacidad llegando a una reducción de hasta el 33% con respecto al cortante basal del modelo calibrado. Por otro lado, al considerar orientación de grieta rotando, la fuerza cortante basal se reduce

en hasta un 14% con respecto al modelo calibrado; sin embargo, no se han producido cambios significativos en el patrón de agrietamiento.

5.4.3. Análisis Estático No lineal empleando el modelo “Modified Maekawa Concrete Model”

Los análisis dinámicos que se presentan en la Sección 5.5 se han realizado empleando el modelo de Maekawa para representar a la mampostería. Ello debido a que este modelo presenta curvas de carga y descarga que, en este caso, han resultado más adecuadas que las curvas de carga y descarga del modelo “Total Strain Crack Model”. Por ello, en esta sección, se obtienen curvas pushover empleando el modelo de Maekawa, y se comparan con las curvas pushover que se han obtenido empleando el modelo “Total Strain Crack Model” con los parámetros calibrados (Propiedades 2).

El modelo de Maekawa está implementado en el software (DIANA FEA, 2014) y se denomina “Modified Maekawa Concrete Model”. Este modelo combina un modelo para el régimen en tracción relacionado al modelo “Total Strain Crack Model”; con un modelo para el régimen de compresión denominado “Elastoplastic Damage Model”. Por lo tanto, las propiedades en tracción calibradas en la Sección 5.4.1 con el modelo “Total Strain Crack Model”, también se emplean en esta sección; y para el régimen en compresión se requieren dos parámetros que son la resistencia en compresión y el módulo de elasticidad (o bien la deformación unitaria cuando se alcanza la resistencia en compresión). El modelo también incluye reglas para los ciclos de carga, descarga y recarga en tracción y compresión, cuyo esquema se presenta en la Figura 5.19b, y mayor detalle se encuentra en el Capítulo 3.



a) Curva de compresión de Maekawa b) Esquema de ciclos de carga y descarga

Figura 5.19 Modelo “Modified Maekawa Concrete Model” (DIANA FEA, 2014)

En la Tabla 5.7 se resumen las propiedades inelásticas empleadas en el modelo “Modified Maekawa Concrete Model” para representar a la mampostería. Este modelo se empleará en el en los estáticos no lineales de esta sección, y también en los análisis dinámicos de la siguiente sección.

Tabla 5.7 Propiedades de la mampostería en el modelo “Modified Maekawa Concrete Model”

Propiedades	Valor
Resistencia a la tracción (N/mm ²)	0.05
Energía de fractura en tracción (N/mm)	0.0025
Resistencia a la compresión (N/mm ²)	0.50
Orientación de grieta	Fixed Crack Orientation
Factor de reducción de corte β	0.10

En la Figura 5.20 se presentan las curvas pushover obtenidas con el modelo “Modified Maekawa Concrete Model” y con el modelo “Total Strain Crack Model”. Debido a que el principal cambio es en cuanto al comportamiento en el régimen en compresión, no se observan diferencias significativas.

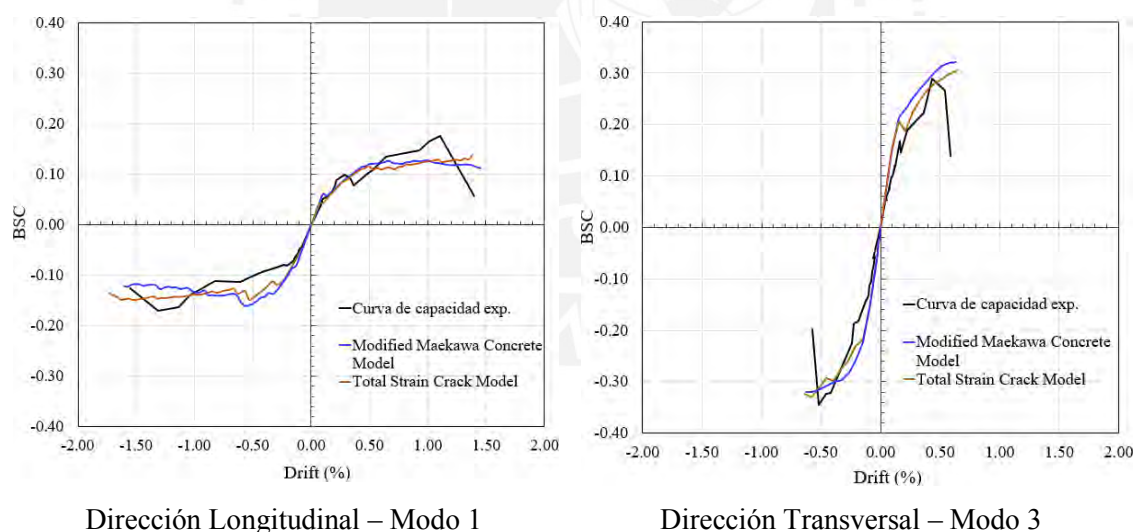


Figura 5.20 Curvas pushover con el modelo de Maekawa

5.5. Estudio del comportamiento Dinámico No Lineal

En esta sección se realizan análisis dinámicos, y los resultados se comparan con los desplazamientos, aceleraciones y curvas de histéresis obtenidos en los ensayos sísmicos.

Inicialmente, los análisis se realizaron empleando las aceleraciones registradas en la base de la estructura desde las Etapas 3 a Epata 9 para cada dirección (Figura 5.21).

Los análisis se iniciaron desde la Etapa 3 ya que antes de esta etapa, la estructura presentó pocas incursiones en el rango inelástico. Luego, al construir las curvas de histéresis en ambas direcciones (Figura 5.22), el modelo numérico no representaba la degradación de rigidez que se observa en las curvas de histéresis experimentales (Figura 4.11).

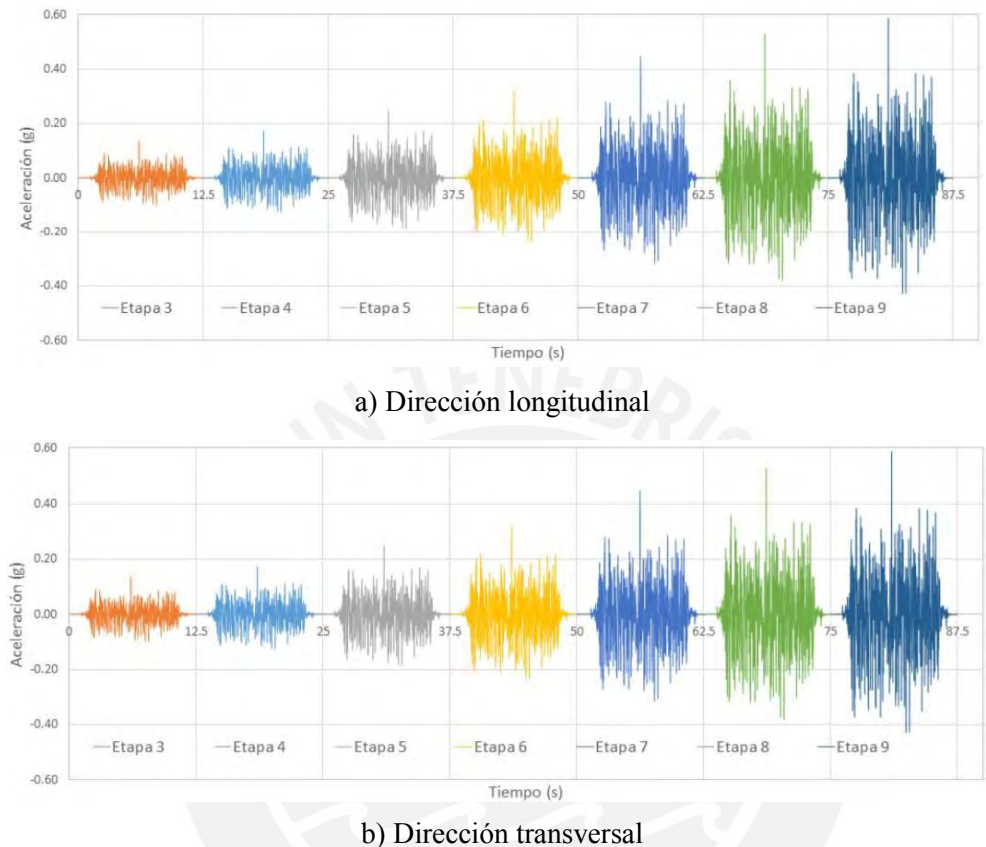


Figura 5.21 Estudio preliminar- Aceleraciones aplicadas en la base del prototipo

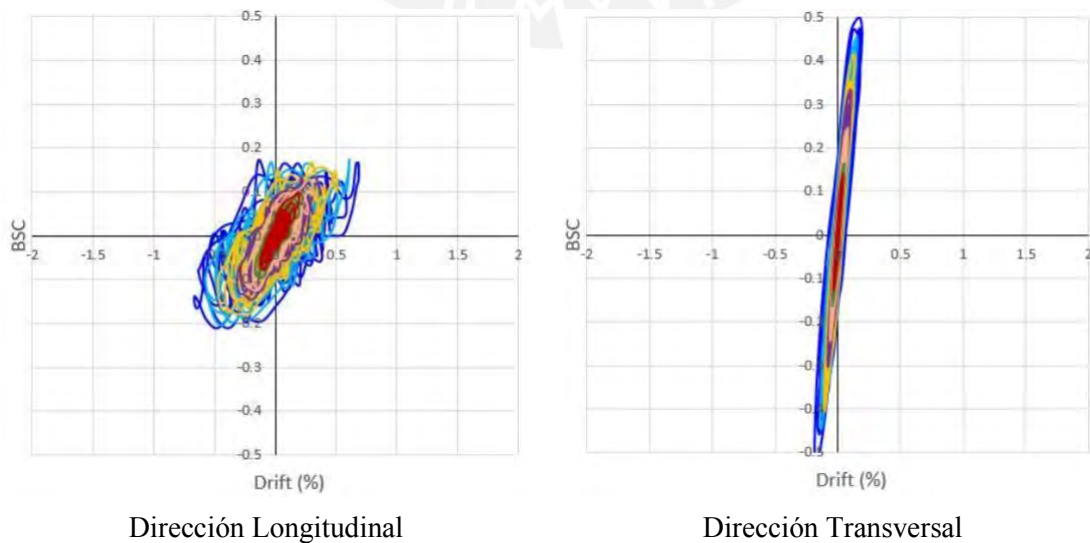


Figura 5.22 Estudio preliminar – Curvas de histéresis Etapa 3 a Etapa 9 superpuestas

Por las razones expuestas en el párrafo anterior, se optó por realizar los análisis dinámicos por etapas independientes. Se seleccionó la última repetición de los ensayos sísmicos de las Etapas 1, 3, 6 y 9 para estos análisis. Las aceleraciones aplicadas en la base del modelo (Figura 5.23) corresponden a las registradas directamente en nivel de la losa de cimentación donde se armó el prototipo.

La solución del problema dinámico se ha realizado aplicando la forma implícita del método de Newmark, el método de iteración de Newton Raphson Regular, el criterio de convergencia de energía normalizada de 0.01%, y un paso de tiempo de 0.005 segundos.

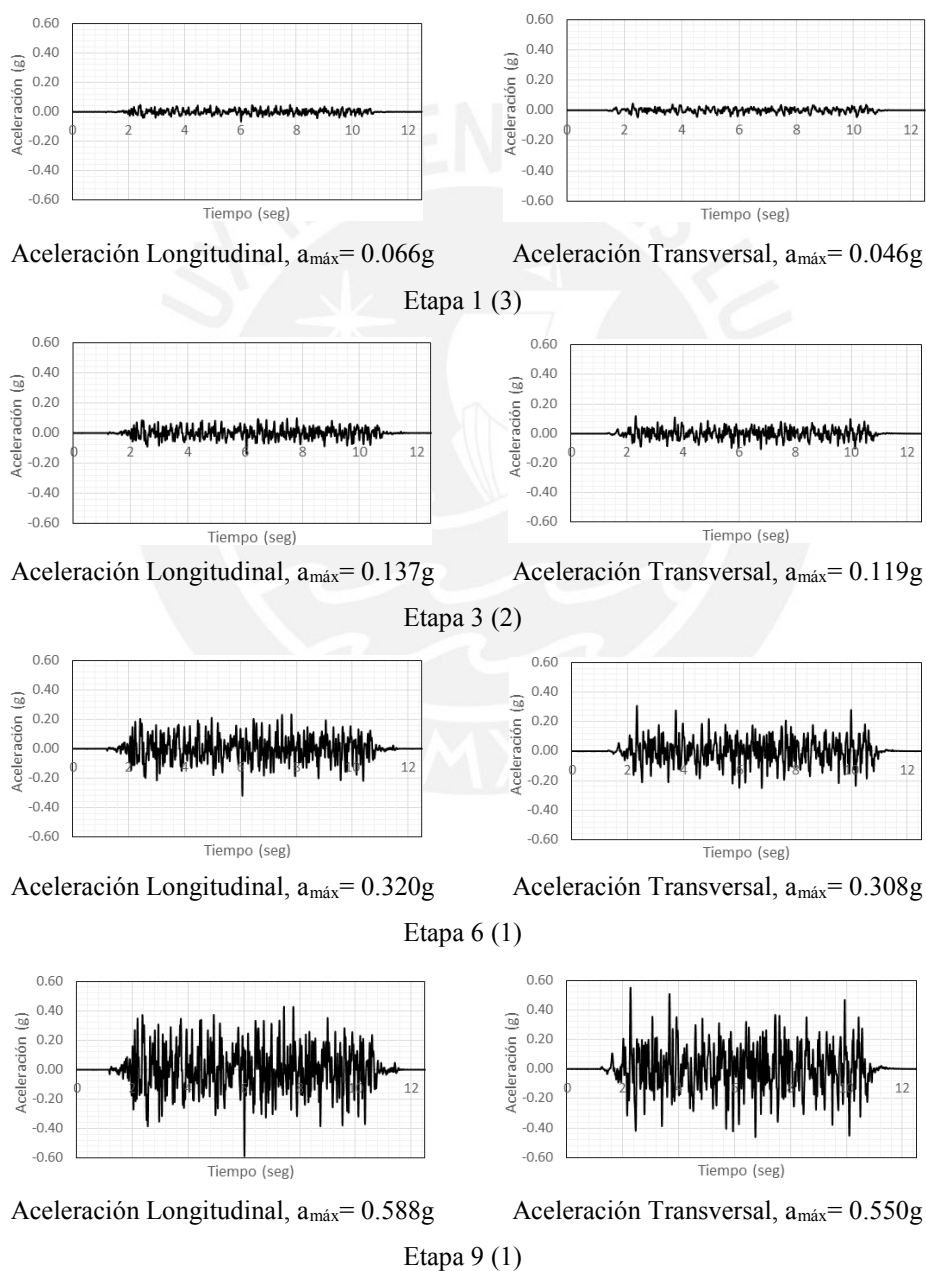


Figura 5.23 Aceleraciones aplicadas en la base del modelo numérico

Como se mencionó anteriormente, los análisis dinámicos se han realizado por etapas independientes, y para simular la degradación de la rigidez debido a la acción de las etapas previas, se ha reducido el módulo de elasticidad de la mampostería como se presentan en la Tabla 5.8. Las propiedades elásticas de la mampostería consideradas en la Etapa 1, corresponden a los valores calibrados en las secciones anteriores. En las siguientes etapas, el módulo de elasticidad de la mampostería se ha calibrado comparando las frecuencias del modelo numérico con las obtenidas de los ensayos de identificación dinámica (Tabla 4.4). En la Tabla 5.8 también se muestran las frecuencias del modelo numérico para los Modos 1 y 3; y en paréntesis el porcentaje de error con respecto a las frecuencias experimentales. Los valores altos de error en la calibración del Modo 3, indican mayor rigidez del modelo numérico en la dirección transversal que la estructura real. Es posible obtener menores porcentajes de error; sin embargo, se tendría que disminuir el módulo de elasticidad de la mampostería solo de los muros ubicados en la dirección transversal. Ello implicaría aceptar que existe reducción de rigidez en el plano de los muros cuando también presentan mecanismos fuera de su plano. Sin embargo, se decidió continuar con los valores indicados en la Tabla 5.8, aceptando que afectarán a los resultados de los análisis dinámicos siguientes, ya que no se tiene información experimental sobre que tanto puede influir el comportamiento fuera del plano en la capacidad en plano de los muros para este tipo de mampostería.

Tabla 5.8 Módulo de elasticidad en mampostería para cada etapa

Etapa	E muros (N/mm²)	E esquina (N/mm²)	Modo 1 Numérico (Hz)	Modo 3 Numérico (Hz)
Etapa 1	100	15	3.42 (0%)	7.03 (17%)
Etapa 3	80	12	3.08 (4%)	6.32 (46%)
Etapa 6	53	8	2.54 (0%)	5.19 (53%)
Etapa 9	38	5.7	2.16 (0%)	4.42 (88%)

En la Figura 5.24 se muestra la respuesta máxima obtenida de los análisis dinámicos. Cada punto representa la fuerza máxima-desplazamiento máximo obtenida en las Etapas 1, 3, 6 y 9. La matriz de amortiguamiento de los elementos fue determinada mediante el método de Raleigh. Se emplearon los coeficientes de amortiguamiento promedio de los Modos 1 y 3 determinados experimentalmente; es decir, 10% y 13% para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. También se evaluó empleando -

40% y +20% de los valores promedio; es decir, 6% y 8%; y 12% y 16% para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En la Figura 5.24 se observa que el amortiguamiento tiene gran influencia en las últimas etapas de la dirección más flexible, es decir la dirección longitudinal. Los resultados son más adecuados empleando los valores bajos de amortiguamiento (-40% de los valores promedio). En la dirección longitudinal, en las primeras etapas, se observa que la respuesta de desplazamiento y fuerza cortante máxima es cercana a la obtenida experimentalmente. Luego, las diferencias se incrementan, indicando que el modelo sobrestima ligeramente la capacidad de la estructura, principalmente en términos de rigidez. En la dirección transversal, en todas las etapas, se han obtenido menores desplazamientos y mayores fuerzas cortantes que los obtenidos en los ensayos sísmicos. Ello indica que el modelo en esa dirección sobrestima la capacidad la estructura en términos de rigidez y de resistencia.

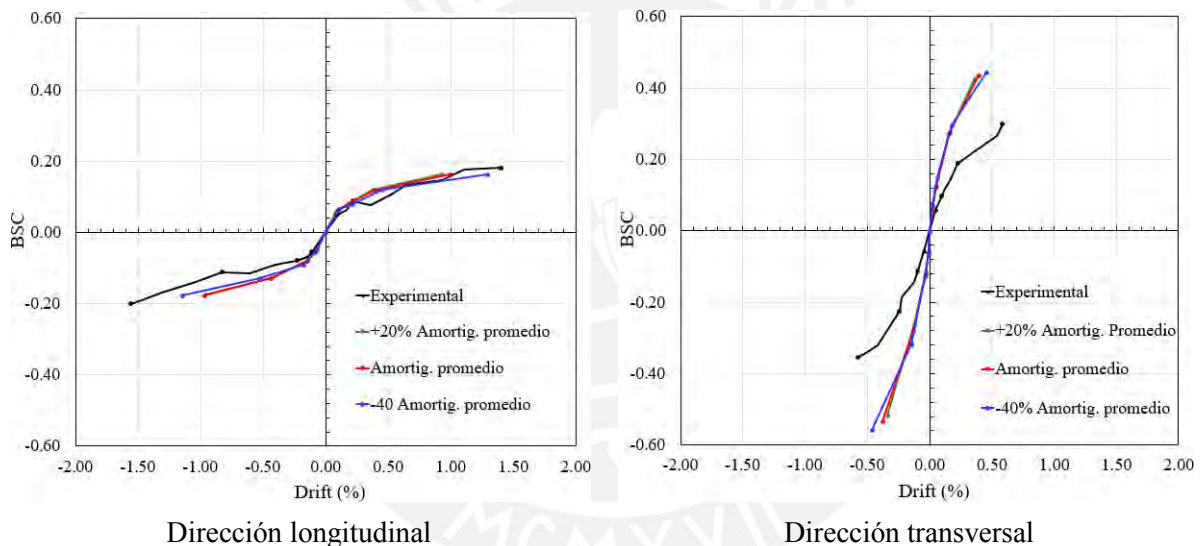
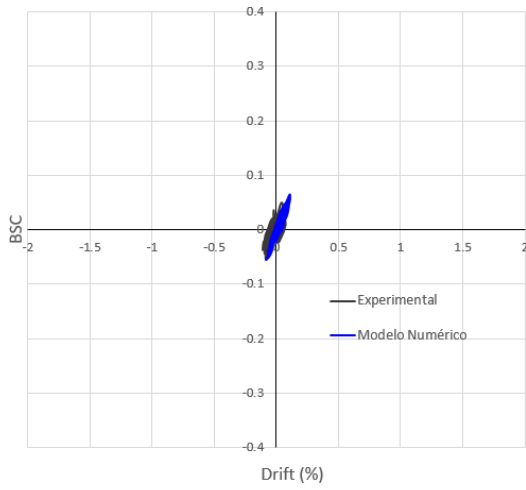
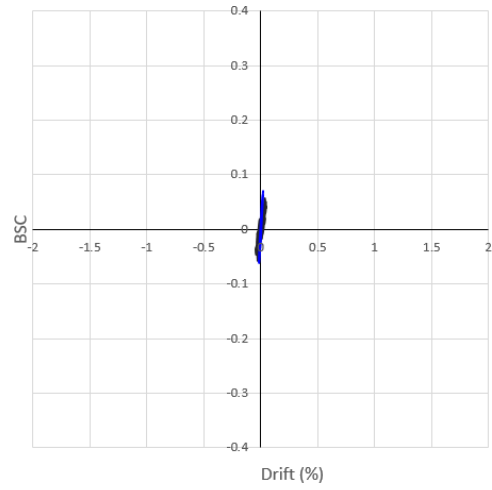


Figura 5.24 Fuerza máxima - desplazamiento máximo de Etapa 1, 3, 6 y 9

En la Figura 5.25 se muestran las curvas de histéresis del modelo empleando el valor más bajo de amortiguamiento, y se comparan con las curvas de histéresis experimentales.

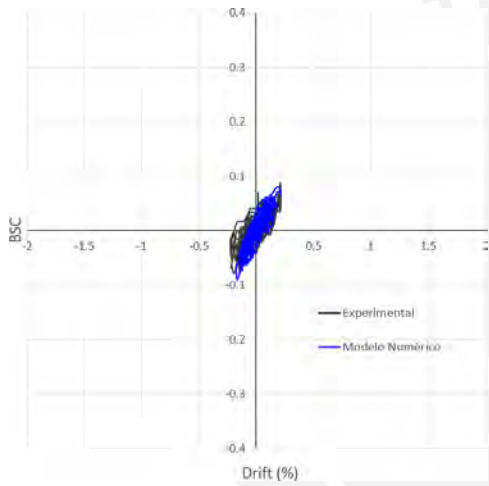


Dirección Longitudinal

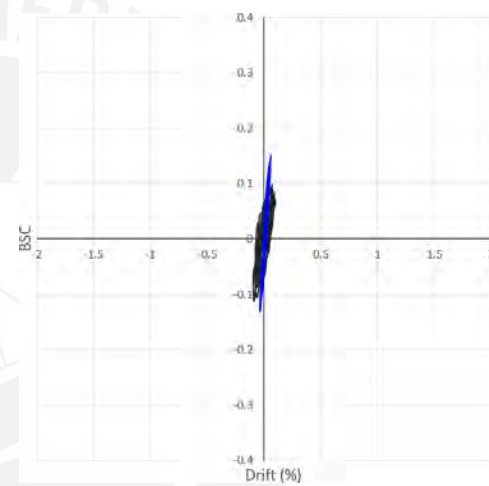


Dirección Transversal

Etap 1

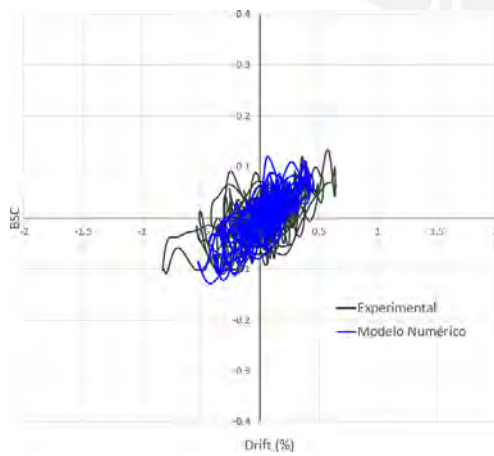


Dirección longitudinal

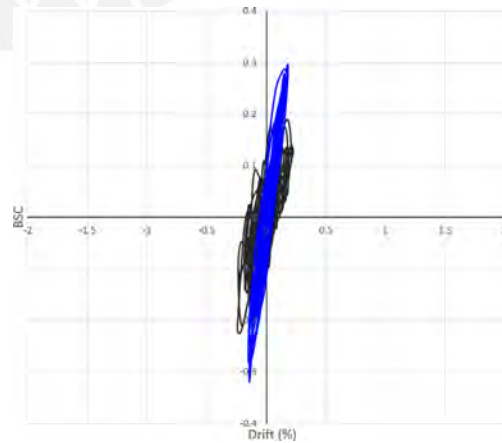


Dirección transversal

Etap 3

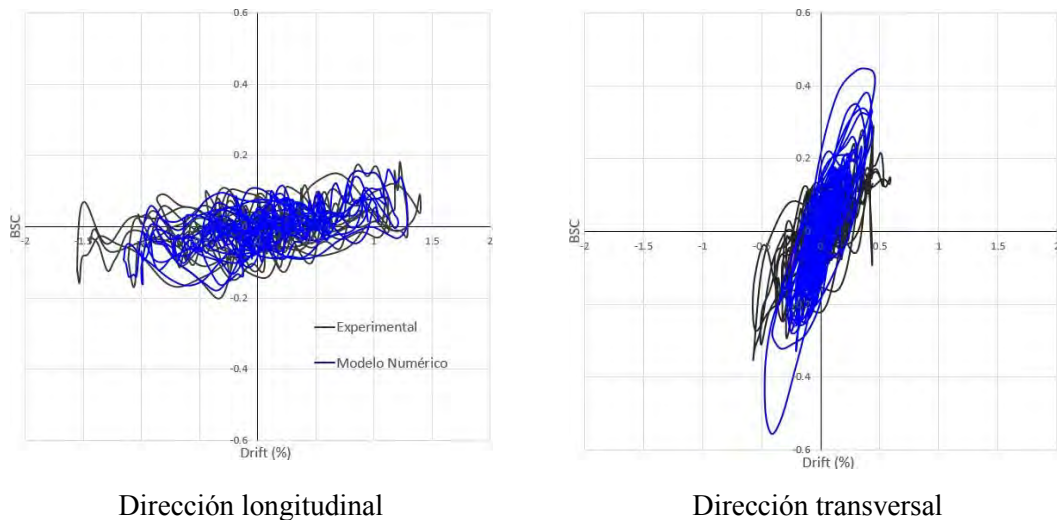


Dirección longitudinal



Dirección transversal

Etap 6



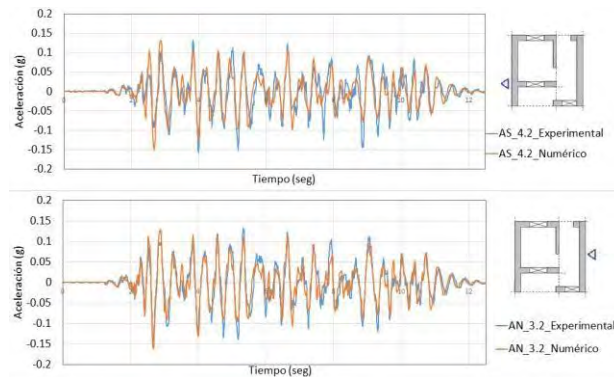
Etapa 9
Figura 5.25 Comparación de curvas de histéresis

Las Figuras 5.26 a 5.28 muestran comparaciones entre los desplazamientos y aceleraciones del modelo numérico y los obtenidos en los ensayos sísmicos en las Etapas 3, 6 y 9. Las ubicaciones señaladas corresponden a acelerómetros ubicados en el nivel de la viga de amarre. También se indica el error relativo de los picos máximos absolutos con respecto a los valores experimentales. En términos generales, existe una buena correlación experimental y numérica de desplazamientos y aceleraciones, excepto para el acelerómetro E3.1 ubicado en la dirección transversal y en el muro N.

En conclusión, en los análisis dinámicos se obtuvo una buena representación numérica en la dirección longitudinal, en términos de respuesta máxima, aceleraciones y desplazamientos. En esta dirección, los muros experimentan mecanismos principalmente en su plano, ya que en la dirección transversal hay una gran densidad de muros que limitan los desplazamientos fuera de su plano. Sin embargo, el modelo sobreestima ligeramente la rigidez y la resistencia de la estructura, ya que no es posible modelar mecanismos de falla de deslizamiento y rotaciones de parte del muro, como lo observado en los patrones de agrietamiento experimental. En la dirección transversal, el modelo muestra más rigidez y resistencia que la obtenida experimentalmente. La principal diferencia entre esta dirección y la longitudinal es que en la dirección transversal se tiene una gran influencia de mecanismos fuera del plano en los muros. Ya se ha encontrado en otros trabajos experimentales, que el comportamiento biaxial en muros genera reducción de la rigidez y la resistencia, que normalmente tendrían cuando solo presentan solicitaciones en una dirección (Ile & Reynouard, 2005). Por otro lado, las grietas horizontales inspeccionadas

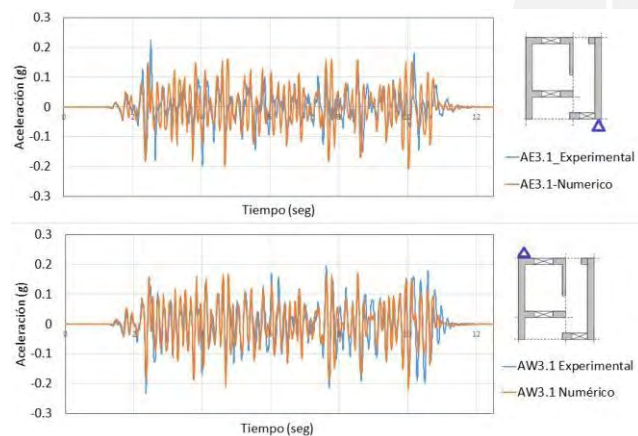
en la parte superior de los muros N y S, debidas a la acción combinada de solicitaciones en su plano y fuera de su plano, son mecanismos que no pueden representarse en el modelo, y que tendrían una gran influencia en la capacidad en su plano. Si bien, los muros de la dirección longitudinal, E1, E2 y W, también presentaron grietas horizontales en su parte superior, estas han influido menos en la capacidad de los muros debido a que aún tenían el soporte de los muros perpendiculares N y S.





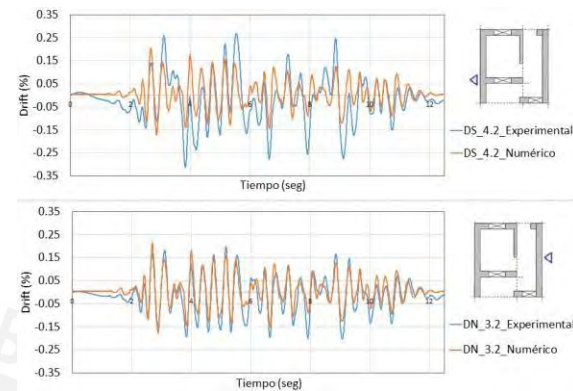
Aceleraciones – Dirección Longitudinal

Error Máximos (AS_42=-4%; AN_32= +13%)



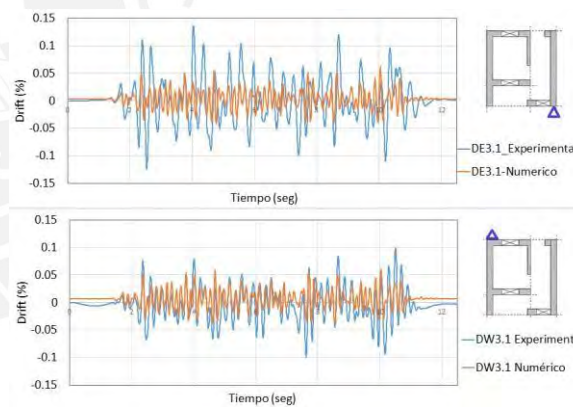
Aceleraciones – Dirección Transversal

Error Máximos (AE_3.1=-7%; AW_3.1= -7%)



Desplazamientos – Dirección Longitudinal

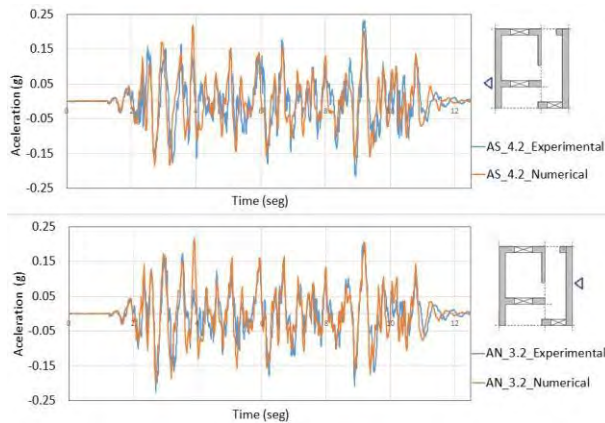
Error Máximos (DS_42=-34%; DN_32= +5%)



Desplazamientos – Dirección Transversal

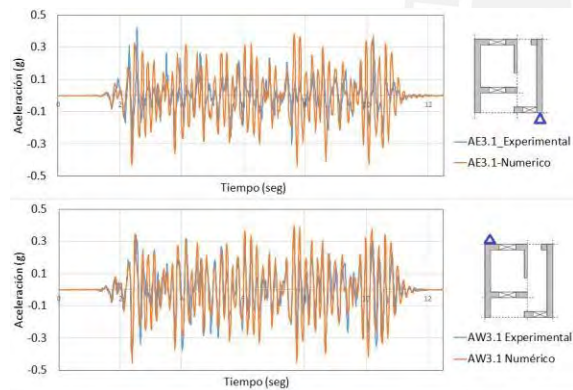
Error Máximos (DE_3.1=-55%; DW_3.1= -39%)

Figura 5.26 Comparación de aceleraciones y desplazamientos – Etapa 3



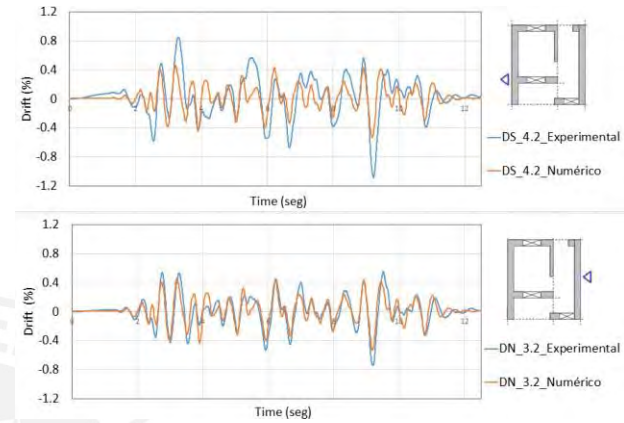
Aceleraciones – Dirección Longitudinal

Error Máximos (AS_42=-6%; AN_32= -5%)



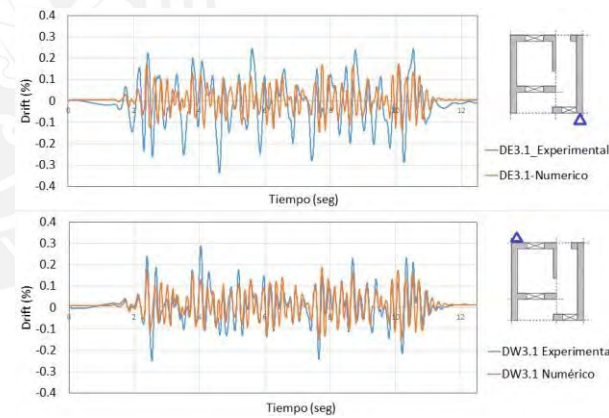
Aceleraciones – Dirección Transversal

Error Máximos (AE_3.1=+3%; AW_3.1= +13%)



Desplazamientos – Dirección Longitudinal

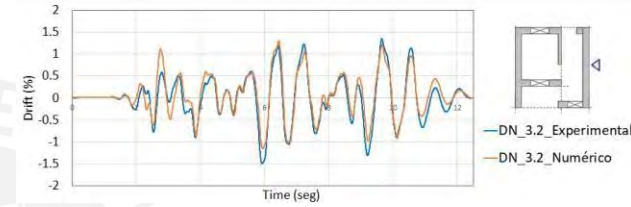
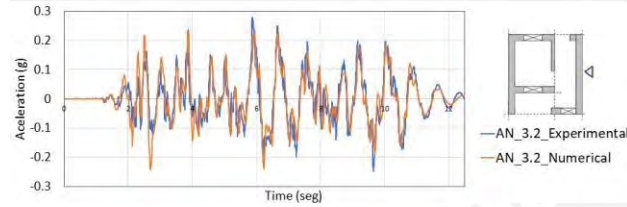
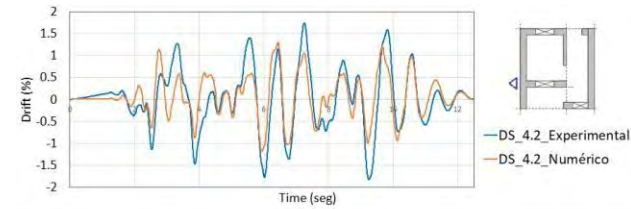
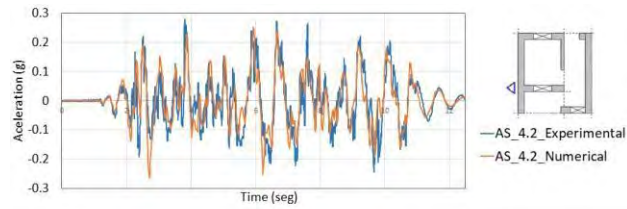
Error Máximos (DS_42=-51%; DN_32= -28%)



Desplazamientos – Dirección Transversal

Error Máximos (DE_3.1=-48%; DW_3.1= -34%)

Figura 5.27 Comparación de aceleraciones y desplazamientos – Etapa 6

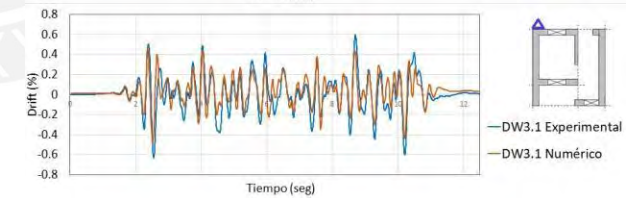
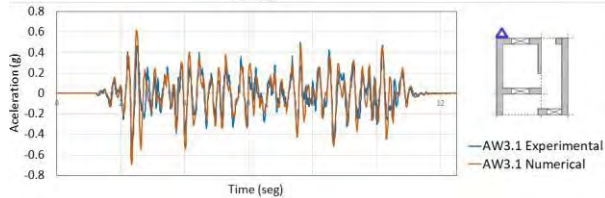
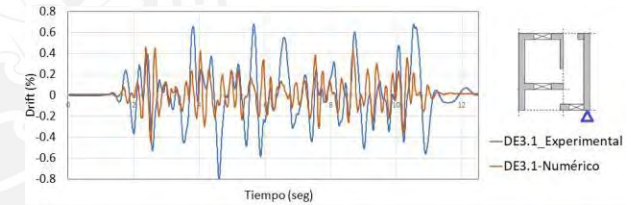
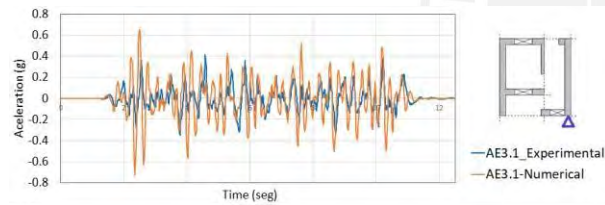


Aceleraciones – Dirección Longitudinal

Error Máximos (AS_42=-5%; AN_32= -14%)

Desplazamientos – Dirección Longitudinal

Error Máximos (DS_42=-28%; DN_32= -13%)



Aceleraciones – Dirección Transversal

Error Máximos (AE_3.1=+76%; AW_3.1= +27%)

Desplazamientos – Dirección Transversal

Error Máximos (DE_3.1=-44%; DW_3.1= -22%)

Figura 5.28 Comparación de aceleraciones y desplazamientos – Etapa 9

6. Conclusiones y Trabajos Futuros



6.1. Introducción

En esta investigación se ha realizado el modelamiento numérico del comportamiento sísmico de un prototipo de vivienda de mampostería con bloques de tierra comprimida y con junta seca, aplicando técnicas de macro-modelamiento.

El trabajo se ha desarrollado en tres partes. En la **primera parte** se ha estudiado el comportamiento mecánico de la mampostería con bloques de tierra comprimida; y también el comportamiento sísmico de viviendas de mampostería. Luego se han estudiado modelos de materiales empleados para representar numéricamente el comportamiento inelástico de la mampostería como un material homogéneo e isotrópico. La **segunda parte** consistió en seleccionar, presentar y, también, procesar resultados obtenidos en la campaña experimental del proyecto Hilotec con fines de modelamiento. El proyecto consistió en la caracterización experimental de mampostería con un tipo especial de BTC, y la evaluación del comportamiento sísmico de un prototipo de vivienda ensayado en una mesa vibratoria. Finalmente, en la **tercera parte** se ha desarrollado el modelo numérico del prototipo de vivienda Hilotec. La selección del modelo del material, y la calibración de las propiedades elásticas e inelásticas se ha realizado en base al estudio previo de la primera y segunda parte. En esta sección, también se realizaron análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos cuyos resultados fueron comparados con los obtenidos de los ensayos sísmicos. Estas comparaciones han permitido concluir sobre la efectividad y limitaciones del modelo numérico desarrollado.

6.2. Conclusiones

Primera parte: Capítulo 2 y 3

La técnica de construcción con bloques de tierra comprimida es una alternativa atractiva para la aplicación masiva de viviendas sociales. El procedimiento de fabricación de los bloques puede ser realizado por los pobladores del lugar donde se realiza el proyecto, o bien puede ser industrializado.

El material con el que se fabrican los bloques consiste, principalmente, en la mezcla del suelo y el estabilizador. El estabilizador más empleado es el cemento; sin embargo, se ha encontrado potencial en otros tipos de estabilizadores como fibras de polipropileno, cal, o el reemplazo de un porcentaje de cemento en la mezcla por cal. Esto resulta atractivo en el aspecto medio ambiental ya que permite reducir el impacto ambiental en la fabricación del bloque.

La mampostería con BTC ha sido estudiada experimentalmente en especímenes como bloques, prismas, muretes y muros con la finalidad de caracterizar sus propiedades y obtener los patrones de agrietamiento ante diversas solicitaciones. Las propiedades que se obtienen provienen de evaluar mecanismos en la mampostería aislados, como solo de compresión, corte y compresión en el plano, o flexión y corte fuera del plano. Sin embargo, en una vivienda de mampostería, sometida a la acción sísmica, los muros experimentan todas las solicitaciones juntas. Entonces, es de esperarse, por ejemplo, que la capacidad en corte obtenida a partir de ensayos en corte cíclico en el plano en especímenes de muros, sea mayor a la capacidad en corte en el plano que tiene un muro en una estructura real. Sin embargo, uno de los criterios de diseño de estructuras de mampostería, consiste en aprovechar la capacidad de los muros en su plano al máximo limitando desplazamientos fuera de su plano y evitando fallas de las conexiones entre elementos estructurales.

El comportamiento de la mampostería también ha sido estudiado mediante modelos numéricos. Uno de los métodos de análisis es el método de elementos finitos (FEM). En FEM se pueden aplicar dos enfoques de modelamiento: micro-modelamiento y macro-modelamiento. En el caso del primero, se pueden representar fallas locales en los componentes y entre componentes de la mampostería, como tracción en bloques o deslizamiento entre bloques. En el caso del segundo, se pueden representar fallas en todo el continuo, ya que no se hace distinción entre bloques y juntas. La técnica de macro-modelamiento es conveniente para representar el comportamiento de estructuras de grandes dimensiones, ya que involucra modelos simplificados; y donde el interés es el comportamiento global de la estructura.

Se han encontrado investigaciones en los cuales se ha aplicado el método de elementos finitos bajo el enfoque del macro-modelamiento para representar el comportamiento de la mampostería en compresión uniaxial, compresión diagonal, y compresión y corte en el plano. En estos trabajos se han empleado modelos continuos como “Total Strain Crack Model”, “Damage Plasticity Model”, “Multi-directional Fixed Crack Model”, entre otros. Con ellos se ha obtenido buena representación del comportamiento en cuanto a la capacidad y los patrones de agrietamiento. Los parámetros requeridos en estos modelos son propiedades de la mampostería como material compuesto. Estas propiedades son, principalmente, la resistencia a tracción, la resistencia en compresión y sus respectivas energías de fractura. La calibración de estos parámetros

se realiza empleando información experimental y recomendaciones dadas, principalmente, en (Comite Euro-International Du Beton , 1990), (Lourenço, 2009) y (Tassios, 1988).

DIANA FEA es un software de elementos finitos que presenta una librería de modelos de materiales, entre ellos los modelos “Total Strain Crack Model” y “Modified Maekawa Concrete Model”. El modelo “Total Strain Crack Model” está basado en deformaciones totales, y describe el esfuerzo como una función de la deformación mediante modelos constitutivos del material. Las curvas de histéresis del modelo incluyen factores que reducen la rigidez en tracción y compresión en los ciclos de descarga y recarga; sin embargo, son líneas secantes que siempre pasan por el origen. Esta característica tiende a reducir exageradamente la rigidez de la estructura, y además no considerar deformaciones permanentes en el material. El modelo “Modified Maekawa Concrete Model” combina un modelo del tipo “Elastoplastic Damage Model” para representar el comportamiento en compresión y un modelo del tipo “Total Strain Crack Model” para representar el comportamiento en tracción. El modelo también incluye reglas para ciclos de carga-descarga-recarga en tracción y compresión basadas en ensayos en especímenes de concreto. En este caso, el modelo de Maekawa es más adecuado que el modelo anterior para representar el comportamiento histerético de la mampostería.

Segunda parte: Capítulo 4

El proyecto Hilotec ha desarrollado una extensa campaña experimental para la caracterización de mampostería con un tipo especial de BTC; y la evaluación del comportamiento sísmico de un prototipo de vivienda. El modelo numérico del prototipo de vivienda ha requerido la siguiente información experimental: propiedades de tracción, compresión y corte de la mampostería, parámetros modales del prototipo de vivienda sin daño y luego de cada ensayo sísmico; y patrones de agrietamiento, aceleraciones, desplazamientos, curvas de histéresis y curvas de capacidad de los ensayos sísmicos.

En modelos de materiales continuos, se requieren propiedades de la mampostería como material compuesto; sin embargo, la información disponible del proyecto Hilotec fueron propiedades de especímenes más pequeños como cilindros, bloques, prismas, muros y muretes. A pesar de ello, las propiedades de los especímenes fueron necesarios para la calibración de las propiedades, y algunas de ellas se emplearon directamente en los modelos del material. Las propiedades de tracción se obtuvieron de bloques y

cilindros: $f_t = 0.05$ a 0.13 N/mm^2 , $G_f = 0.018$ a 0.032 N/mm^2 . Las propiedades de compresión se obtuvieron de prismas y muretes: $f_c = 0.50 \text{ N/mm}^2$, $G_{fc} = 2.38$ a 2.21 N/mm^2 , $E = 102 \text{ N/mm}^2$, $\nu = 0.23$. Las propiedades en corte se obtuvieron de muros: $\tau = 0.0022 \text{ N/mm}^2$.

Las primeras frecuencias modales para cada dirección del prototipo sin daño fueron $f_{1, ID0} = 3.44$ (dirección longitudinal) y $f_{3, ID0} = 6.01 \text{ Hz}$ (dirección transversal). Estos valores fueron disminuyendo conforme se iba dañando la estructura llegando hasta $f_{1, ID8} = 2.15$ (dirección longitudinal) y $f_{3, ID8} = 2.35 \text{ Hz}$ (dirección transversal). El coeficiente de amortiguamiento modal de la estructura sin daño fue $\xi_{1, ID0} = 12\%$ (dirección longitudinal) y $\xi_{3, ID0} = 16\%$ (dirección transversal). El amortiguamiento tendió a disminuir conforme la estructura se dañaba y alcanzaba altas incursiones en el rango inelástico llegando hasta $\xi_{ID8} = 8\%$ en ambas direcciones. En promedio, considerando todos los ensayos de identificación dinámica, se obtuvo $\xi_1 = 10\%$ y $\xi_3 = 13\%$ para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

Al finalizar los ensayos sísmicos, el patrón agrietamiento del prototipo consistió en grietas horizontales en la parte superior de todos los muros que empezaron a aparecer a partir de la Etapa 6, grietas dispersas verticales, diagonales y horizontales en las superficies de los muros. Los muros de la dirección longitudinal, muros E1, E2 y W, presentaron mecanismos de falla principalmente en su plano, conformado por grietas diagonales que nacían de las esquinas de las ventanas. También se reportó volteo en el plano de parte del muro E2. Los muros de la dirección transversal, muros N y S, presentaron mecanismos de falla en el plano y fuera de su plano, siendo el más afectado el muro N ya que es el más largo y sin apoyos intermedios. En estos muros también se reportaron grietas horizontales a la altura de la ventana de los muros perpendiculares E1, E2 y W. Todas las esquinas presentaron mecanismos de falla fuera de plano. En un modelo continuo, el agrietamiento es expresado en forma de deformaciones, y la separación física entre elementos, como las grietas horizontales en la parte superior de los muros y la consecuente pérdida parcial de la efectividad de la viga de amarre, no pueden ser representados.

En promedio, al finalizar los ensayos, se han alcanzado los desplazamientos de 38 mm y 15 mm para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Entonces, los muros localizados en la dirección transversal, muros N y S, han experimentado altos

desplazamientos fuera de su plano que han generado mecanismos de falla fuera de su plano.

Las curvas de histéresis obtenidas para cada dirección, y para cada ensayo sísmico, mostraron mayor rigidez y resistencia en la dirección transversal que la dirección longitudinal. Las curvas de capacidad dependen de las metodologías que se emplean para crearlas, las cuales pueden ser considerando los desplazamientos máximos y su correspondiente fuerza cortante basal de las curvas de histéresis, o la fuerza cortante basal máxima y su correspondiente desplazamiento, o bien los máximos valores de fuerza cortante basal y desplazamiento. En el rango inelástico se ha encontrado grandes diferencias entre estas tres metodologías, además mayor cantidad de irregularidades cuando se considera solo el máximo desplazamiento o solo la máxima fuerza cortante. Por ello, en este trabajo se empearon los valores máximos de desplazamiento y fuerza cortante basal; sin embargo, se terminó la curva con el desplazamiento máximo y su correspondiente fuerza basal para representar el estado de inminente colapso de la estructura.

Tercera parte: Capítulo 5

Se ha desarrollado un modelo 3D del prototipo de vivienda Hilotec aplicando técnicas de macro-modelamiento en el software de elementos finitos (DIANA FEA, 2014). Los muros de mampostería se han modelado con elementos tipo “shell”, y las vigas de madera y de concreto con elementos tipo “beam”. En todos los análisis, las vigas de madera y de concreto se han modelado como materiales elástico-lineales; y la mampostería con dos tipos de modelos que incluyen un comportamiento inelástico. Para los análisis estático-no lineales se ha empleado el modelo “Total Strain Crack Model”; y para los análisis dinámicos el modelo “Modified Maekawa Concrete Model”.

La propiedad elástica que más influye en los parámetros modales del modelo numérico es el módulo de elasticidad de la mampostería de los muros y de las esquinas. Cuando se aumenta o disminuye este parámetro en los muros y en las esquinas, aumentan o disminuyen las frecuencias de todos los modos, sin producirse cambios en las formas modales. Cuando aumenta o disminuye el módulo de elasticidad solo de mampostería de las esquinas, además de modificarse las frecuencias, también se producen cambios en las formas modales. Las propiedades elásticas de los materiales de la estructura sin daño se han calibrado comparando las frecuencias y formas modales experimentales con las del

modelo numérico. Los mejores resultados se han obtenido empleando como módulo de elasticidad en los muros de mampostería de $E_{\text{muros}} = 100 \text{ N/mm}^2$ y en las esquinas de $E_{\text{esquina}} = 15 \text{ N/mm}^2$, en las vigas de concreto de $E_{\text{concreto}} = 25\,000 \text{ N/mm}^2$; y en las vigas de madera de $E_{\text{madera}} = 9\,800 \text{ N/mm}^2$. El módulo de elasticidad considerado en los muros es similar al valor obtenido de los ensayos de compresión en muretes. El valor bajo del módulo de elasticidad en las esquinas es para simular la baja conectividad entre muros perpendiculares que es típica en mampostería sin refuerzo, y para obtener mejor correlación de formas modales en la dirección transversal. El error de frecuencias y parámetro MAC para el modo principal de la dirección longitudinal fue de -0.6% y 0.987, respectivamente; y para el modo de la dirección transversal fue de 17% y 0.617, respectivamente. Se aceptó la baja correlación en la dirección transversal debido a que la identificación de parámetros modales en esta dirección no fue clara por la baja sensibilidad de los acelerómetros sumados a la mayor rigidez de la dirección transversal.

La calibración de las propiedades inelásticas empleando el modelo “Total Strain Crack Model” se realizó comparando las curvas pushover creadas con patrones de carga modal (Modo 1 y Modo 3) con las curvas de capacidad experimentales obtenidas de los ensayos sísmicos. Los modelos constitutivos del material en tracción y compresión fueron representados mediante funciones exponencial y parabólica respectivamente. Los mejores resultados en términos de capacidad y patrones de agrietamiento se obtuvieron empleando la resistencia a compresión en los muretes de $f_c = 0.50 \text{ N/mm}^2$, la resistencia a tracción igual al 10% de la resistencia a la compresión $f_t = 0.05 \text{ N/mm}^2$, la energía de fractura en tracción como un valor promedio de lo recomendado en (Comite Euro-International Du Beton , 1990) y (Lourenço, 2009) igual a $G_f = 0.0025 \text{ N/mm}$; y la energía de fractura en compresión similar a la obtenida en prismas $G_{fc} = 2.50 \text{ N/mm}$. La propagación de la grieta fue fija una vez iniciado el agrietamiento, y el módulo de corte se redujo en 10%. En la dirección transversal, se han observado mayores diferencias entre la curva de capacidad experimental y la curva pushover; sin embargo, los análisis en esta dirección presentan ciertas particularidades que dificultan la comparación directa entre resultados. Por un lado, la influencia de dos modos importantes para la dirección transversal (Modo 3 y Modo 4); y por otro lado, la curva de capacidad experimental en esta dirección está altamente influenciadas por la acción sísmica en la dirección longitudinal.

Se ha realizado el análisis de la influencias de las propiedades inelásticas en las curvas pushover de la estructura. Ello para cubrir la variabilidad de los resultados experimentales, y la incertidumbre en la definición de propiedades de la mampostería como material compuesto a partir de formulaciones empíricas. Los análisis de sensibilidad solo se han realizado para la dirección longitudinal ya que se ha obtenido mejor representatividad numérica en esta dirección. En este caso, considerar como resistencia a la tracción el 5% de la resistencia a la compresión resulta en una reducción de la fuerza cortante basal de aproximadamente el **25%** con respecto a lo obtenido en el modelo calibrado. La energía de fractura en tracción y la resistencia a la compresión analizadas en un rango de $\pm 20\%$ del valor calibrado no han producido cambios significativos en la capacidad sísmica, alcanzando una diferencia máxima del **7%** con respecto a la fuerza cortante basal del modelo calibrado. Los valores altos de energía de fractura en compresión no aumentan significativamente la capacidad de la estructura. Sin embargo, considerando un valor bajo, como el estimado en base a (Comite Euro-International Du Beton , 1990), reduce significativamente la capacidad de la estructura cuando ya se han alcanzado grandes desplazamientos y altas incursiones en el rango inelástico. La variación del parámetro β entre 0.05 y 0.15 no condujo a cambios significativos en la capacidad sísmica de la estructura, alcanzando una variación máxima de **7%** con respecto a la capacidad obtenida con el modelo calibrado. El modelo también se evaluó considerando la orientación del agrietamiento rotando continuamente con el vector de deformaciones principales. En ese caso, la capacidad disminuyó aproximadamente **14%** con respecto al modelo calibrado. Sin embargo, no hubo cambios significativos en los patrones de agrietamiento.

El modelo “Modified Maekawa Concrete Model” también se empleó para los análisis estáticos no lineales, el cual no ha generado cambios significativos en la capacidad de la estructura, llegando a una variación promedio del 8% con respecto a la capacidad obtenida con el modelo “Total Strain Crack Model”. El modelo de Maekawa requiere los mismos parámetros que el modelo basado en deformaciones totales; a excepción de la energía de fractura en compresión que ya no es requerida. En principal cambio entre ambos modelos es el comportamiento en el régimen en compresión. Por ello la capacidad no ha sido afectada significativamente, ya que es gobernada principalmente, por los parámetros en tracción del material.

Los análisis dinámicos se han realizado empleando el modelo “Modified Maekawa Concrete Model” ya que sus curvas de carga, descarga y recarga son más adecuadas para representar el comportamiento histerético de la mampostería. Los análisis dinámicos se han realizado por etapas independientes. Para simular la degradación de la rigidez debido a la acción del ensayo sísmico en la etapa anterior, se ha calibrado nuevamente el módulo de elasticidad de la mampostería. En los análisis de la Etapa 1 se han empleado propiedades elásticas de la estructura sin daño, $E_{\text{muros}} = 100 \text{ N/mm}^2$ y $E_{\text{esquina}} = 15 \text{ N/mm}^2$. En la Etapa 3, el módulo de elasticidad se ha actualizado a los valores $E_{\text{muros}} = 80 \text{ N/mm}^2$ y $E_{\text{esquina}} = 12 \text{ N/mm}^2$, los cuales se han calibrado comparando las frecuencias del modelo con las frecuencias obtenidas de los ensayos de identificación dinámica ID2. Análogamente se han empleado los resultados de ID5 e ID8 para calibrar el módulo de elasticidad para los análisis de las Etapas 6 y 9, respectivamente. El porcentaje de error de las frecuencias experimentales con las del modelo, han presentado buena correlación en la dirección longitudinal (Modo 1), pero porcentajes de errores altos en la dirección transversal (Modo 3), desde 17% en la Etapa 1 hasta 88% en la Etapa 9. Los errores hubieran sido menores si se hubiera empleado un módulo de elasticidad menor solo en los muros de la dirección transversal, muros N y S. Ello resulta coherente debido a que estos muros están sometidos a un comportamiento altamente biaxial desde las primeras etapas, y la capacidad (rigidez y resistencia) en su plano está influenciado por el daño debido a los altos desplazamientos que ocurren fuera de su plano. Además, debido a la acción biaxial, su degradación es más rápida, por ello, las diferencias tienden a aumentar.

El amortiguamiento no ha tenido influencia en la respuesta dinámica del modelo en las primeras etapas; sin embargo, en las últimas etapas y en la dirección longitudinal, los resultados han sido más adecuados empleado los valores mínimos (-40% del amortiguamiento promedio). Finalmente, se obtuvo una buena representación numérica del comportamiento dinámico en la dirección longitudinal, en términos de respuesta máxima, aceleraciones y desplazamientos. En esta dirección, los muros experimentan mecanismos principalmente en su plano, ya que en la dirección transversal hay una gran densidad de muros que limitan los desplazamientos fuera de su plano. Sin embargo, el modelo sobreestima ligeramente la rigidez y la resistencia de la estructura, ya que no es posible modelar mecanismos de falla de deslizamiento y rotaciones de parte del muro, como lo observado en los patrones de agrietamiento experimental. En la dirección transversal, el modelo muestra más rigidez y resistencia que la obtenida

experimentalmente. La principal diferencia entre esta dirección y la longitudinal es que en la dirección transversal se tiene una gran influencia de mecanismos fuera del plano en los muros. Ello ha conducido a la reducción de la capacidad de rigidez y resistencia de los muros N y S que normalmente tendría cuando solo presenta acciones en su plano.

6.3. Trabajos futuros

Existen investigaciones (Alavéz et al., 2012; Donkor & Obonyo , 2015; Nagaraj et al., 2014) en las que se ha estudiado la forma de mejorar las propiedades mecánicas y de durabilidad del bloque empleando diferentes estabilizadores, como fibras de polipropilenos, “fly ash”, entre otros; y se ha probado su efectividad. Sin embargo, no se han encontrado investigaciones donde ya se empleen estos nuevos materiales para la caracterización de especímenes de mampostería, o menos aún para la aplicación en viviendas. El trabajo desarrollado en esta investigación puede ser el punto de partida para evaluar el comportamiento sísmico de viviendas sociales, y donde los parámetros experimentales requeridos de la mampostería serían la resistencia a compresión en muretes y el módulo de elasticidad. Esto permitiría crear proyectos de viviendas sociales con materiales que involucren menor impacto en el medio ambiente.

Por otro lado, es necesario evaluar experimentalmente la influencia de la acción biaxial en la capacidad de rigidez y resistencia en el plano y fuera del plano en muros de mampostería con BTC. Esto con el objetivo de encontrar recomendaciones para limitar los desplazamientos fuera del plano de los muros a fin de aprovechar la mayor capacidad su plano, o bien encontrar factores de reducción de rigidez y resistencia para incluirlos en modelos de material.

El patrón de agrietamiento del prototipo evaluado consistió en grietas horizontales en la parte superior de los muros. Este patrón de agrietamiento se obtuvo en el modelo numérico desarrollado pero en forma de deformaciones, y por lo tanto no se pudo representar la pérdida parcial de la conexión entre vigas de amarre y los muros. Una mejora al modelo desarrollado sería emplear un modelo de material discontinuo en la interface entre las vigas de amarre y la parte superior de los muros.

Otro trabajo futuro es desarrollar propuestas de prototipos de viviendas sociales para diferentes partes del país que estén de acuerdo con sus costumbres y condiciones climáticas. Luego, evaluar el comportamiento sísmico de dichas viviendas tomando en cuenta el peligro sísmico del lugar; y aplicando técnicas desarrolladas en esta

investigación. Los resultados pueden indicar la mejora en la estructuración de la vivienda, o incluir refuerzo en la estructura.



Referencias

- Abdulla, K., Cunningham, L., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, 349–365.
- Alavéz-Ramírez, R., Alavéz-Ramírez, R., Montes-García, P., Martínez-Reyes, J., Altamirano-Juárez, D., & Gochi-Ponce, Y. (2012). The use of sugarcane bagasse ash and lime to improve the durability and mechanical properties of compacted soil blocks. *Construction and Building Materials*, 296-305.
- Angulo, Q., Mas, Á., Galvañ, V., & Sántolaria, J. (2011). Traditional braces of earth constructions. *Construction and Building Materials*, 389–399.
- Basili, M., Marcani, G., & Vestroni, F. (2016). Nonlinear analysis of masonry panels strengthened with textile reinforced mortar. *Engineering Structures*, 245–258.
- Ben Mansour, M., Jelidi, A., Soukaina Cherif, A., & Ben Jabrallah, S. (1 de Febrero de 2016). Optimizing thermal and mechanical performance of compressed earth blocks (CEB). *Construction and Building Materials*, 44-51. Obtenido de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815306887>
- Beyer, K., Tondelli, M., Petry, S., & Peloso, S. (2014). Seismic response of a 4 storey building with reinforced concrete and unreinforced masonry walls. *9th International Masonry Conference*. Guimarães.
- Blondet, M. (2007). *Behavior of earthen buildings during the Pisco earthquake of August 2007*.
- Boresi, A., & Schmidt, R. (2003). *Advanced Mechanics of Materials*. New York: Wiley.
- Bui, Q., Morel, J., Venkatarama Reddy, B., & Ghayad, W. (2009). Durability of rammed earth walls exposed for 20 years to natural weathering. *Building and Environment*, 44, 912-919. Obtenido de <http://dx.doi.org/10.1016/j.buildenv.2008.07.001>
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*.
- CISM. (2014). Mechanics of Masonry Structures. *International Centre for Mechanical Sciences*. Fisciano.
- Comite Euro-International Du Beton . (1990). CEB-FIP Model Code 1990 - Design Code.
- DIANA FEA. (2014). *Finite Element Analysis User's Manual Theory*. Delft.
- Donkor, P., & Obonyo, E. (15 de Octubre de 2015). Earthen construction materials: Assessing the feasibility of improving strength and deformability of compressed earth blocks using polypropylene fibers. *Materials & Design*, 83, 813-819.
- Eires, R., Sturm, T., Camoes, A., & Ramos, L. (2012). Study of a new interlocking Stabilised Compressed Earth Masonry Block.
- Eurocode 8. (2003). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *European standard*. Brussels.

- Ferreira Ribeiro, A. (Octubre de 2015). Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC. *Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil*. Portugal.
- Garofano, A., Ceroni, F., & Pecce, M. (2016). Modelling of the in-plane behaviour of masonry walls strengthened with polymeric grids embedded in cementitious mortar layers. *Composites Part B*, 243-258.
- Guillaud, H., Joffroy, T., Odul, P., & CRATerre- EAG. (1985). *COMPRESSED EARTH BLOCKS: MANUAL OF DESIGN AND CONSTRUCTION*. Eschborn.
- HB 195. (2009). The Australian earth building handbook. *Standards Australia* . Sydney .
- Hela Ben, A., Oualid, L., Mohamed, A., & Ahmed, J. (2016). Experimental and numerical study of Interlocking Stabilized Earth Blocks mechanical behavior. *Journal of Building Engineering*, 207-216.
- Herskedal, N., Laursen, P., Jansen, D., & Qu, B. (2012). Interlocking Compressed Earth Block Walls: Out-Of-Plane Structural Response. *The Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering* . Lisbon.
- Hilsdorf, H., & Brameshuber, W. (1991). Code-type formulation of fracture mechanics concepts for concrete. *International Journal of Fracture*, 61-71.
- Houben, H., & Guillaud, H. (1994). *Earth Construction – A Comprehensive Guide*. London: Intermediate Technology publications.
- Ile, N., & Reynouard, J. (2005). Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 67-94.
- INEI. (2016). *Evolución de la pobreza monetaria 2009-2015*. Lima.
- Jansen, D., & Shah, S. (1997). Effect of length on compressive strain softening of concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 25-35.
- Jayasinghe, C. (2007). Characteristics of Different Masonry Units Manufactured with Stabilized Earth. *International Symposium on Earthen Structures*. Bangalore.
- Jayasinghe, C., & Mallawaarachchi, R. (Octubre de 2009). Flexural strength of compressed stabilized earth masonry materials. *Materials & Design*, 30, 3859-3868.
- La Torre Esquivel, D. (2017). *Desarrollo de la construcción de viviendas de adobe sísmicamente reforzadas en el Perú*.
- Lourenco , P. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures* . Porto.
- Lourenço, P. (2009). Recent advances in masonry structures: micromodelling and homogenisation. London.
- Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P., & Irie, M. (1993). Plasticity in concrete nonlinearity under triaxial confinement. *JSCE*.
- Masciotta, M. G., Lourenco, P., Ramos , L., Vasta, M., Sturm, T., & Campos, A. (2014). Spectral-based Damage Identification Technique on an Earthen Mock-up Construction tested on a Shaking Table. *9th International Masonry Conference*. Guimarães.

- Medeiros, P., Vasconcelos, G., Lourenço, P., & Gouveia, J. (2013). Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls. *Construction and Building Materials*, 968–976.
- Miccoli, L., Garofano, A., Fontana, P., & Müller, U. (2015). Experimental testing and finite element modelling of earth block masonry. *Engineering Structures*, 80–94.
- Morel, J.-C., Pkla, A., & Walker, P. (Febrero de 2007). Compressive strength testing of compressed earth blocks. *Construction and Building Materials*, 303-309. Obtenido de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061805002631>
- Nagaraj, H., Rajesh, A., & Sravan, M. (2016). Influence of soil gradation, proportion and combination of admixtures on the properties and durability of CSEBs. *Construction and Building Materials*, 135–144.
- Nagaraj, H., Sravan, M., Arun, T., & Jagadish, K. (2014). Role of lime with cement in long-term strength of Compressed Stabilized Earth Blocks. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 54–61.
- NZS 4298. (1998). Materials and workmanship for earth building . *New Zealand* . Wellington.
- Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., Correia, M., & Lourenco, P. (2017). Traditional earthquake resistant techniques for vernacular architecture and local seismic cultures: A literature review. *Journal of Cultural Heritage*.
- Ottazzi Pasino, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado* . Lima.
- Pastor, M., Binda, M., & Harcarik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, 543 – 548.
- Qu, B., Stirling, B., Jansen, D., Bland, D., & Laursen, P. (15 de Mayo de 2015). Testing of flexure-dominated interlocking compressed earth block walls. *Construction and Building Materials*, 34-43.
- RILEM 50-FMC. (1985). Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bend Tests on Notched Beams. *Materials and Structures*, 285–290.
- Rots , J., & Blaauwendraad, J. (1989). Crack models for concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-directional or Rotating . Delf.
- Senaldi, I., Magenes, G., Penna, A., Galasco, A., & Rota, M. (2014). The Effect of Stiffened Floor and Roof Diaphragms on the Experimental Seismic Response of a Full Scale Unreinforced Stone Masonry Building. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Setyo Muntohar, A. (2011). Engineering characteristics of the compressed-stabilized earth brick. *Construction and Building Materials*, 4215–4220.
- Sturm Moreira, T. (2014). Experimental characterization of dry-stack interlocking compressed earth block masonry. *Tese de Doutoramento Engenharia Civil / Estruturas*. Portugal.
- SVS. (2013). ARTeMIS Modal – Ambient response testing and modal identification software User Manual. *Release 2.5.0.3*. Aalborg, Denmark.

- Taallah, B., & Guettala, A. (2016). The mechanical and physical properties of compressed earth block stabilized with lime and filled with untreated and alkali-treated date palm fibers . *Construction and Building Materials*, 52–62.
- Taallah, B., Guettala, A., Guettala, S., & Kriker, A. (30 de Mayo de 2014). Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers. *Construction and Building Materials*, 161-168.
- Tarque Ruíz, S. N. (2011). Numerical modelling of the seismic behavior of adobe buildings. A *Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy in EARTHQUAKE ENGINEERING*.
- Tassios, T. (1988). *Meccanica delle murature*. Napoli .
- UNESCO. (2001). Compressed Stabilised Earth Block Manufacture in Sudan . *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*. Paris.
- UN-HABITAT. (2011). *Affordable land and Housing in África*. Nairobi.
- Venkatarama Reddy, B., & Latha, M. (2013). Influence of soil grading on the characteristics of cement stabilized soil compacts. *Materials and Structures*.
- Venkatarama Reddy, B., Richardson Lal, & Nanjunda Rao, K. (2007). Optimum Soil Grading for the Soil-Cement Blocks. *Journal of Materials in civil engineering*.
- Villon Chang, F., & Castillo Gamboa , D. (2013). Comportamiento sísmico de muros construidos con bloques de tierra prensada. Lima, Peru.

