

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA INTERACCIÓN TABIQUE DE  
LADRILLO PANDERETA – PÓRTICO DE CONCRETO ARMADO  
UTILIZANDO EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

**AUTOR:**

**Qenti Pablo Herencia Chuquihuanga**

**ASESOR:**

**Daniel Roberto Quiun Wong**

*Lima, diciembre 2024*

## Informe de Similitud


Yo, Daniel Roberto QUIUN WONG, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

### ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA INTERACCIÓN TABIQUE DE LADRILLO PANDERETA – PÓRTICO DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS,

del autor **Qenti Pablo Herencia Chuquihuanga**,  
dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 28/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 4 de diciembre de 2024

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

## RESUMEN

En el Perú, las construcciones de albañilería representan una opción accesible y práctica para abordar el considerable déficit de viviendas (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). La necesidad de disminuir costos y ofrecer espacios más amplios llevó a una disminución en los espesores de los muros de tabiquería (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011) (Sáenz, 2016). Es así que emplean unidades tubulares, comúnmente llamados ladrillos pandereta, para la construcción de muros portantes y no portantes como relleno de pórticos. Lamentablemente, este tipo de unidades no satisface los requisitos normativos nacionales para su uso como muros portantes, ya que son débiles, frágiles y se trituran ante los sismos (Salinas & Lázares, 2007) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011).

Sáenz (2016) realizó un programa experimental en el que se demostró que los ladrillos pandereta pueden ser usados como tabique de relleno y como elementos de división de ambiente mediante un sistema de pórtico con muros de relleno arriostrado ya que de no ser así estos muros incrementan la rigidez lo que genera problemas de irregularidad que no son contemplados en el cálculo estructural. En este sentido, este estudio de investigación se centra en replicar, mediante el uso de modelos numéricos, los resultados obtenidos del programa experimental.

Para esta investigación se realizará una revisión de la literatura existente sobre el comportamiento tabique-pórtico con la finalidad de entender su interacción. Asimismo, se revisarán ensayos de laboratorio, tales como ensayo cíclico co-planar en muros de ladrillo pandereta llevados a cabo en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). Por otra parte, se revisarán las leyes constitutivas apropiadas para reproducir el comportamiento mecánico y estructural de este tipo de muro. Posteriormente, se construirá el modelo computacional del muro ensayado, en el que se definirán propiedades mecánicas para los diversos elementos tales como pórtico, tabique y su respectiva interacción. Se evaluará la influencia que tiene el refinamiento del modelaje en el comportamiento estructural del muro mediante la aplicación de una carga lateral incremental. Seguidamente, el modelo computacional será sometido a los desplazamientos aplicados en el programa experimental con la finalidad de evaluar su comportamiento cíclico. Finalmente, se comparará los resultados obtenidos experimental y numéricamente en términos de capacidad y mecanismo de colapso.

## AGRADECIMIENTOS

*Esta tesis está dedicada a Violeta y a Wilfredo*

*A mis hermanos y hermana*

*A Mery, Cirila y Justiniano*

*A Jaky, Mojito y Ágatha*



# TABLA DE CONTENIDOS

1.	Introducción .....	1
1.1.	Problemática de la vivienda de albañilería en el Perú .....	1
1.1.1.	La albañilería en el Perú .....	2
1.1.2.	Vulnerabilidad sísmica de la vivienda de albañilería.....	4
1.2.	Justificación e Hipótesis .....	6
1.3.	Objetivos .....	6
1.4.	Metodología .....	7
1.5.	Organización de la tesis.....	7
2.	Marco teórico y estado del arte.....	9
2.1.	Especificaciones de la Norma E.070.....	9
2.1.1.	Modelo matemático para la interacción pórtico-tabique.....	9
2.1.2.	Tipos de fallas.....	10
2.2.	Comportamiento mecánico de los componentes estructurales (pórtico, muro y mortero) 11	
2.2.1.	Comportamiento mecánico del sistema .....	11
2.3.	Modelos matemáticos para la solución del sistema .....	12
2.3.2.	Leyes constitutivas para la solución del problema .....	16
2.3.2.1.	Concrete Damage Plasticity (Daño plástico del concreto) .....	16
2.3.2.2.	Simple Concrete Parametric Stress-Strain Curve .....	21
2.3.2.3.	Modelo de Fricción de Coulomb .....	22
2.4.	Método de Elementos Finitos .....	23
2.4.1.	Método de solución para el FEM .....	24
2.4.1.1.	Proceso iterativo incremental .....	24
2.4.1.2.	Método de Newton-Raphson.....	25
2.5.	Calculo del ancho del puntal equivalente y método para considerar la degradación del puntal equivalente en 2D.....	26
2.6.	Estado del arte .....	34
2.6.1.	Estudio experimental .....	34
2.6.2.	Estudio analítico .....	39
3.	Modelado numérico del pórtico y tabique de relleno .....	42
3.1.	Análisis de estudio.....	42
3.1.1.	Características de los elementos constituyentes de la mampostería.....	42

3.1.2.	Propiedades mecánicas de la albañilería .....	42
3.1.3.	Detalles del pórtico y la mampostería .....	43
3.1.4.	Detalle del ensayo .....	43
3.1.5.	Respuesta estructural.....	45
3.1.6.	Patrón de agrietamiento .....	46
3.2.	Modelo numérico en 3D .....	47
3.2.1.	Criterio de modelado .....	48
3.2.2.	Parámetros mecánicos de los elementos del modelo .....	51
3.3.	Análisis de sensibilidad.....	56
3.4.	Análisis paramétrico.....	60
3.5.	Modelo numérico en 2D .....	64
3.5.1.	Criterio de modelado .....	65
3.5.2.	Parámetros mecánicos de los elementos del modelo .....	66
4.	Análisis numérico .....	70
4.1.	Fisuramiento y deformaciones plásticas .....	70
4.2.	Curva de capacidad .....	72
4.3.	Comparación: Modelo numérico vs Modelo experimental .....	73
4.4.	Comparación: Macro modelo vs Meso modelo vs Modelo experimental .....	75
5.	Comentarios y conclusiones.....	78
6.	Referencias.....	80
7.	Apéndices .....	85

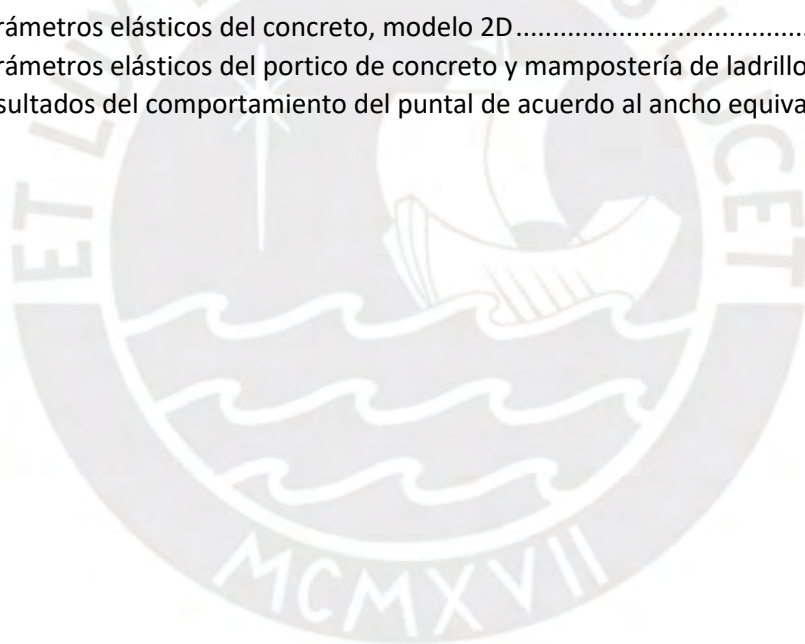
## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1- 1 CRECIMIENTO DE LIMA A TRAVÉS DE LA HISTORIA (1535-1997) (FUENTE: ADAPTADO DE FLORES, 2002) .....	1
FIGURA 1- 2 DIAGRAMA CIRCULAR: MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN DE CONSTRUCCIÓN PREDOMINANTE EN LAS PAREDES (FUENTE: INEI, 2017). .....	2
FIGURA 1- 3 VIVIENDAS DE ALBAÑILERÍA AUTOCONSTRUÍDA INFORMALMENTE (FUENTE: SANTISTEBAN, 2005) .....	2
FIGURA 1- 4 TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS DE ALBAÑILERÍA EN EL PERÚ. (a) ALBAÑILERÍA SIMPLE. (b) ALBAÑILERÍA CONFINADA. (c) ALBAÑILERÍA ARMADA. (FUENTE: (a), (b), (c) SAN BARTOLOMÉ,2011). .....	3
FIGURA 1- 5 DISTRIBUCIÓN DE VIVIENDAS DE ALBAÑILERÍA SEGÚN LA ZONA SÍSMICA DEL PERÚ (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA CON DATOS DEL INEI) .....	4
FIGURA 1- 6 (a) EVIDENCIA DEL FENÓMENO DE PISO BLANDO. (b) EVIDENCIA DEL FENÓMENO DE TORSIÓN. (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2007) .....	5
FIGURA 1- 7 (a) VIVIENDA CON FALTA DE DENSIDAD DE MUROS. (b) AMPLIACIONES. (c) COLUMNAS CORTAS (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2007). .....	6
FIGURA 2- 1 MODELAMIENTO MATEMÁTICO PARA LA INTERACCIÓN PÓRTICO-TABIQUE (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2005) .....	10
FIGURA 2- 2 FALLA TÍPICA: (a): FALLA POR APLASTAMIENTO. (b): FALLA POR TRACCIÓN DIAGONAL. (c): FALLA POR CIZALLAMIENTO. (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2005) .....	11
FIGURA 2- 3 Proceso iterativo de solución. (Fuente: Salah, 2006) .....	25
FIGURA 2- 4 Esquema de convergencia usando el Método Newton-Raphson. (Fuente: Salah, 2006) .....	26
FIGURA 2- 5 (a): Proceso de fisuración de un muro confinado. (b) Curva de capacidad de un sistema pórtico-muro (Fuente: Rankawat et al, 2021) .....	31
FIGURA 2- 6 Representación del Modelo del Puntal Equivalente (ETM) (Fuente: Rankawat et al, 2021) .....	32
FIGURA 2- 7 Modelación del programa edificio (Fuente: Urdaneta y San Bartolome, 1999) .....	35
FIGURA 2- 8 Modelación del programa edificio (Fuente: Urdaneta y San Bartolomé, 1999) .....	35
FIGURA 2- 9 Gráfica coeficiente sísmico vs. Desplazamiento relativo (Fuente: Urdaneta y San Bartolomé, 1999) .....	36
FIGURA 2- 10 Ladrillo artesanal (izquierda), ladrillo industrial (derecha). (Fuente: Salinas et al, 2007) .....	36
FIGURA 2- 11 Curvas de histéresis: (izquierda) ladrillo industrial, (derecha) ladrillo artesanal. (Fuente: Salinas et al). .....	38
FIGURA 2- 12 Discretización de elementos finitos del pórtico de concreto armado (Fuente: Alouzi et al, 2014). .....	40
FIGURA 2- 13 Discretización del tabique de relleno. (Fuente: Allouzi et al, 2014). .....	40
FIGURA 2- 14 Cortante basal vs. Deriva (Fuente: Allouzi et al, 2014). .....	41
FIGURA 2- 15 Arriba, modelo numérico deformado. Abajo, muro real ensayado. (Fuente: Allouzi et al, 2014). .....	41

FIGURA 3- 1 Ladrillo pandereta raya (Fuente: Sáenz, 2016).....	42
FIGURA 3- 2 Detalles geométricos del pórtico de concreto armado (Fuente: Sáenz, 2016). ....	43
FIGURA 3- 3 Detalle de la instrumentación del ensayo cíclico en el plano (Fuente: Sáenz, 2016)...	44
FIGURA 3- 4 Historia de cargas cíclicas (Fuente: Adaptado de Sáenz (2016)). ....	45
FIGURA 3- 5 Diagrama fuerza cortante vs. desplazamiento (Fuente: Adaptado de Sáenz (2016)). .	45
FIGURA 3- 6 Sucesos importantes durante el ensayo cíclico co-planar: (a) Inicio de la fisuración originada en la parte inferior del tabique; (b) Prolongación de las fisuras en el tabique y separación del interfaz pórtico tabique; (c) Aparece la fisura diagonal en la parte inferior izquierda; (d) Incremento de la fisuración en el muro; (e) Vista amplia del estadio del muro; (f) Estado final del sistema (Fuente: Adaptado de Sáenz (2016)). ....	47
FIGURA 3- 7 Modelación de los elementos estructurales: (a) marco de concreto, (b) muro de mampostería, (c) armadura de refuerzo, (d) Modelo completo.....	50
FIGURA 3- 8 Condiciones de contorno y cargas aplicadas para el análisis: (a) empotrado en la base, (b) presión horizontal incremental, (c) aplicación de desplazamientos .....	51
FIGURA 3- 9 Curvas inelásticas para el comportamiento del concreto: (a) Diagrama esfuerzo-deformación en compresión, (b) diagrama esfuerzo-deformación en tensión.....	53
FIGURA 3- 10 Curvas inelásticas para el comportamiento de la albañilería: (a) Diagrama esfuerzo-deformación en compresión, (b) diagrama esfuerzo-deformación en tensión.....	54
FIGURA 3- 11 Interfaz pórtico-tabique: (a) Interfaz superior entre muro y viga sombreado de fucsia, (b) Interfaz lateral entre muro y columnas sombreado de fucsia. ....	56
FIGURA 3- 12 Patrón de agrietamiento de los modelos M200, M100 y M50.....	57
FIGURA 3- 13 Gráfica fuerza-desplazamiento para los modelo M200, M100 y M50 .....	58
FIGURA 3- 14 Patrón de agrietamiento: (a) M50-C3D8R, (b) M50-C3D20R .....	59
FIGURA 3- 15 Diagrama fuerza desplazamiento para una malla lineal y cuadrática .....	60
FIGURA 3- 16 Patrón de agrietamiento: (a) M50-100Ec-100Em, (b) M50-75Ec-80Em, (c) M50-75Ec-50Em, (d) M50-75Ec-35Em .....	62
FIGURA 3- 17 Diagrama fuerza vs desplazamiento variando el módulo de elasticidad de la mampostería. ....	63
FIGURA 3- 18 Diagrama fuerza vs desplazamiento variando la resistencia a la tracción de la albañilería.....	64
FIGURA 3- 19 Modelación de los elementos estructurales: marco de concreto y muro de mampostería puntal equivalente.....	65
FIGURA 3- 20 Condiciones de contorno y cargas aplicadas para el análisis: (a) empotrado en la base, (b) presión horizontal incremental.....	66
FIGURA 3- 21 Curvas inelásticas para el comportamiento del concreto: (a) Diagrama esfuerzo-deformación en compresión, (b) diagrama esfuerzo-deformación en tensión.....	67
FIGURA 3- 22 Curvas de capacidad fuerza-desplazamiento axial del puntal equivalente que dependen del ancho calculado. ....	69
FIGURA 4- 23 Secuencia de agrietamiento debido a desplazamientos de: (a) 1.5 mm, (b) 2 mm, (c) 3 mm, (d) 5 mm, (e) 7.5 mm, (f) 10 mm, (g) 12.5 mm y (h) 15 mm.....	72
FIGURA 4- 24 Diagrama fuerza vs. desplazamiento del modelo pórtico-tabique.....	73

## LISTA DE TABLAS

TABLA 3- 1 Resumen y comparación de propiedades de la albañilería .....	43
TABLA 3- 2 Amplitud de cada fase (fuente: Sáenz (2016)).....	44
TABLA 3- 3 Fuerzas máximas de cada fase del ensayo cíclico (Fuente: Sáenz, 2016).....	46
TABLA 3- 4 Tipos de elementos para la modelación del pórtico y el muro en ABAQUS.....	48
TABLA 3- 5 Tipo de elemento para la modelación del acero de refuerzo en ABAQUS.....	49
TABLA 3- 6 Parámetros elásticos.....	52
TABLA 3- 7 Parámetros inelásticos.....	52
TABLA 3- 8 Propiedades elásticas del acero.....	54
TABLA 3- 9 Propiedades mecánicas de la interfaz pórtico-tabique .....	55
TABLA 3- 10 Desplazamiento en el punto de la cortante máxima para los modelos M200, M100 y M50 .....	57
TABLA 3- 11 Análisis comparativo del modelo M50-C3D8R vs M50-C3D20R.....	59
TABLA 3- 12 Análisis comparativo del modelo M50-100Ec-100Em vs M50-75Ec-80Em vs M50-75Ec-50Em vs M50-75Ec-35Em.....	61
TABLA 3- 13 Análisis comparativo del modelo M50-0.9ftm vs M50-1.1ftm vs M50-1.2ftm vs M50-1.3ftm .....	64
TABLA 3- 14 Parámetros elásticos del concreto, modelo 2D.....	67
TABLA 3- 15 Parámetros elásticos del portico de concreto y mampostería de ladrillos .....	67
TABLA 3- 16 Resultados del comportamiento del puntal de acuerdo al ancho equivalente .....	69



# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Problemática de la vivienda de albañilería en el Perú

Los factores que permiten entender la problemática de la vivienda en el Perú están relacionados a la situación demográfica, al déficit habitacional, a la tugurización, a la invasión y a la autoconstrucción. El ritmo acelerado de urbanización de la sociedad, así como la fuerte tendencia hacia la concentración de la población rural a centros urbanos, forman parte de las características del proceso de asentamiento de la población en el Perú, como ejemplo Lima (Santisteban, 2005) (ver FIGURA 1-1).

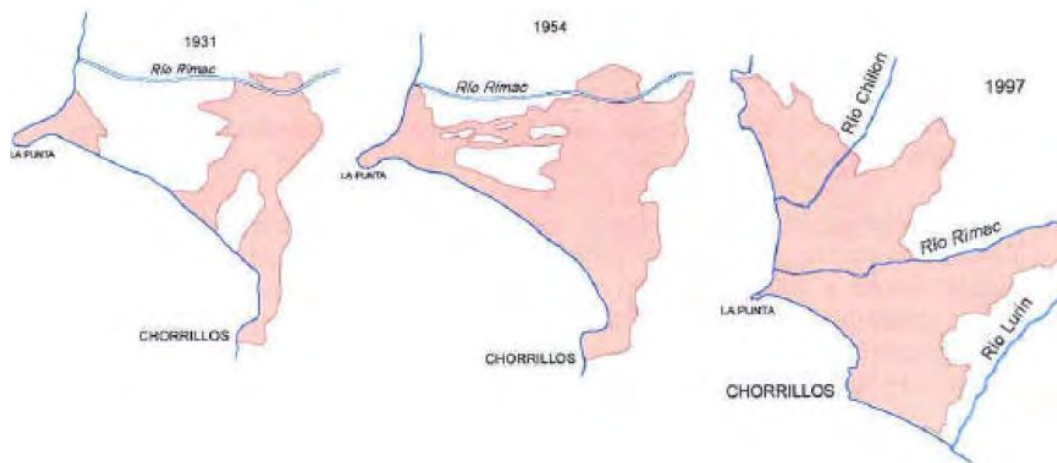


FIGURA 1- 1 CRECIMIENTO DE LIMA A TRAVÉS DE LA HISTORIA (1535-1997) (FUENTE: ADAPTADO DE FLORES, 2002)

Entre las necesidades básicas de todo habitante es poseer una vivienda. Pero, ante la concentración de familias en pocas zonas urbanas, se genera el déficit habitacional.

El crecimiento poblacional produjo una expansión urbana desorganizada (Salinas & Lázares, 2007). En consecuencia, provocó el fenómeno llamado tugurización, lo que generó un deterioro urbano. Ante la incapacidad del Estado para gestionar las masivas migraciones y resolver el déficit habitacional, optó por tolerar y adaptarse al surgimiento y expansión de nuevas invasiones, y autoconstrucción (Santisteban, 2005). Entonces, se formó una cultura de no fiscalización de construcciones de vivienda. Por lo tanto, al no contar con una fiscalización municipal ni la intervención de un profesional en la construcción, las viviendas no cuentan con un diseño antisísmico.

### 1.1.1. La albañilería en el Perú

En el Perú, las construcciones de albañilería se presentan como una solución práctica y de bajo costo para enfrentar el significativo déficit habitacional (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (2017), el 55.83% de los muros de las viviendas son construidas con ladrillos o bloques de cemento (ver FIGURA 1- 2), que se debe al crecimiento exponencial en la población como se indicó en (Pari & Manchego, 2017).



FIGURA 1- 2 DIAGRAMA CIRCULAR: MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN DE CONSTRUCCIÓN PREDOMINANTE EN LAS PAREDES (FUENTE: INEI, 2017).

Debido a la problemática de la vivienda en el Perú, las personas desean construir con menos presupuesto y obtener más área de vivienda. Una consecuencia fue la disminución de los espesores de muros de relleno (ver FIGURA 1- 3) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011) (Sáenz, 2016). Es así que emplean unidades tubulares para la construcción de muros.



FIGURA 1- 3 VIVIENDAS DE ALBAÑILERÍA AUTOCONSTRUÍDA INFORMALMENTE (FUENTE: SANTISTEBAN, 2005)

En el Perú, existen diferentes técnicas constructivas de muros de albañilería que varían según la distribución del refuerzo. En primer lugar, se encuentran viviendas con muros de albañilería simple, que se caracterizan por la ausencia de refuerzo (ver FIGURA 1-4 (a)) y si lo tienen, no cumplen con las especificaciones mínimas reglamentarias (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). La Norma E.070 (2006) indica que estos muros no deben ser considerados como estructurales ya que presentan una falla frágil cuando son sometidas a acciones sísmicas. Otra técnica constructiva comúnmente empleada es la albañilería confinada. Este tipo de albañilería se define como un muro de albañilería bordeada por un marco de concreto conformado por dos columnas y una viga como se muestra en la FIGURA 1-4 (b). En este tipo de albañilería, primero se levanta el muro, y posteriormente, se construye los elementos de concreto armado. Otra técnica empleada en viviendas, cuya construcción presenta un carácter formal, corresponde a la albañilería armada. Esta técnica se caracteriza por llevar el refuerzo en el interior de los muros. Los refuerzos están distribuidos de manera horizontal y vertical, y colocados en los alveolos de los ladrillos como se ilustra en la FIGURA 1-4 (c). Para tener una estructura integrada refuerzo-albañilería, es necesario llenar los alveolos con concreto líquido (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011).



(a)



(b)



(c)

FIGURA 1- 4 TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS DE ALBAÑILERÍA EN EL PERÚ. (a) ALBAÑILERÍA SIMPLE. (b) ALBAÑILERÍA CONFINADA. (c) ALBAÑILERÍA ARMADA. (FUENTE: (a), (b), (c) SAN BARTOLOMÉ,2011).

### 1.1.2. Vulnerabilidad sísmica de la vivienda de albañilería

En el censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (2017), se estima que el 81% de viviendas de albañilería se encuentran en la costa peruana que, en su mayoría, se caracteriza por estar dentro de la zona 4 según el mapa sísmico de la Norma E.030 (ver FIGURA 1- 5).

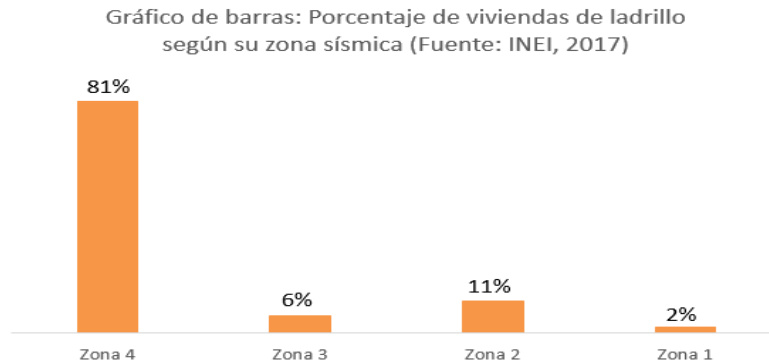


FIGURA 1- 5 DISTRIBUCIÓN DE VIVIENDAS DE ALBAÑILERÍA SEGÚN LA ZONA SÍSMICA DEL PERÚ (FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA CON DATOS DEL INEI)

Es importante resaltar la definición de vulnerabilidad sísmica y riesgo sísmico. La vulnerabilidad sísmica es el nivel de daño que pueden sufrir las edificaciones durante un sismo. Por otro lado, el riesgo sísmico se refiere al nivel de pérdidas estimadas que pueden experimentar las estructuras durante el período en que están expuestas a eventos sísmicos (Pari & Manchego, 2017).

En un reporte desarrollado por San Bartolomé (2007) detalla los defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de la albañilería en el sismo de Pisco del año 2007. Este informe puede dar un indicio del alto riesgo sísmico de la mayoría de viviendas ubicadas en zonas costeras que fueron autoconstruidas sin ninguna intervención profesional. Por ejemplo, en Pisco, Chincha e Ica, varias edificaciones de hasta 5 pisos fueron construidas a base de muros portantes de unidades sólidas artesanales de arcilla, unidades tubulares (pandereta) y bloques de concreto con celdas vacías. La Norma E.070 indica que el uso de estas unidades de albañilería está prohibido, ya que se trituran y consecuentemente, los muros presentan una pérdida drástica de rigidez y resistencia (Salinas & Lázares, 2007) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). Por otro lado, el informe detalló que la técnica constructiva más empleada en Pisco es híbrida entre el sistema aporticado y la albañilería confinada. Primero, construyen las columnas para después levantar los muros. Luego, se vacía el concreto de las losas en conjunto con las vigas. En ese sentido, este tipo de estructuras presenta muros portantes de carga vertical que se encuentran desintegrados de las columnas la cual no está permitido por la Norma E. 070.

La disposición arquitectónica de viviendas y edificios comerciales en la región de Ica no es adecuada y corresponde a uno de los factores que conlleva a su colapso durante terremotos. Este informe determinó que los problemas más comunes corresponden al fenómeno de piso blando y a la torsión. El primero se produce cuando hay un cambio brusco de rigidez entre pisos consecutivos. Por otro lado, la desigualdad de la disposición de los muros en las direcciones X e Y de la planta generan el fenómeno de torsión (San Bartolomé, Defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de albañilería en el sismo de Pisco del 15-08-2007, 2007) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). En la FIGURA 1-6 (a) y FIGURA 1-6 (b) se puede apreciar edificaciones de albañilería de ladrillo colapsadas debido a los fenómenos de piso blando y a torsión, respectivamente.



(a)



(b)

FIGURA 1-6 (a) EVIDENCIA DEL FENÓMENO DE PISO BLANDO. (b) EVIDENCIA DEL FENÓMENO DE TORSIÓN.  
(FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2007)

Otras deficiencias arquitectónicas encontradas en Pisco, Chincha e Ica fueron la falta de densidad de muros, ampliaciones y columnas cortas. La Norma E.070 exige que los edificios cuenten con una densidad mínima de muros capaz de resistir las fuerzas de corte generadas durante un sismo (San Bartolomé, 2007) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). En la FIGURA 1-7(a) se aprecia una vivienda colapsada debido a la falta de densidad de muros en la dirección corta. Respecto a las ampliaciones, el incremento de pisos superiores de las edificaciones que se realizaron de manera informal, tuvieron problemas técnicos tales como construir muros de ladrillos sobre muros de adobe como se aprecia en la FIGURA 1-7(b). El fenómeno de columnas cortas se presentó comúnmente en colegios (ver FIGURA 1-7(c)), universidades y hospitales, el cual los tabiques no ocuparon toda la altura de piso a viga. Esto generó que, ante el movimiento sísmico, gran parte de la altura de la columna quedó restringida en su desplazamiento y la parte restante tome toda fuerza sísmica.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 1- 7 (a) VIVIENDA CON FALTA DE DENSIDAD DE MUROS. (b) AMPLIACIONES. (c) COLUMNAS CORTAS (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2007).

## 1.2. Justificación e Hipótesis

Es necesario investigar sobre la correcta modelación de la interacción estructural de muros de tabiquería, hechos con ladrillos tubulares (pandereta), con pórticos de concreto armado para así realizar un análisis estructural adecuado.

Es posible replicar lo ensayado experimentalmente con un modelo matemático computacional en 3D y 2D.

## 1.3. Objetivos

### 1.3.1. Objetivo general

Generar un modelo numérico que permita representar el comportamiento estructural de la interacción pórtico-tabique utilizando el método del elemento finito.

### 1.3.2. Objetivos específicos

- ✓ Realizar la revisión bibliográfica del fenómeno pórtico-tabique, tanto de estudios realizados en el Perú y en el extranjero, así como los criterios de modelado.
- ✓ Construir un modelo numérico basado en el método de elementos finitos de un muro de relleno construido con ladrillo pandereta.
- ✓ Comparar el comportamiento estructural del modelo, mediante la aplicación de una carga monotónica, con resultados obtenidos experimentalmente.

## **1.4. Metodología**

Este trabajo de investigación consiste, en primer lugar, de una revisión de la literatura relacionada al comportamiento tabique-pórtico para entender su interacción. Luego, entendiendo la teoría de modelamiento y estudios previos referentes al tema de tesis, se procede a la presentación de la etapa experimental en el que se resume los resultados obtenidos como propiedades mecánicas, curva histerética y proceso de fisuramiento. Posteriormente, se realizarán dos modelos computacionales en 2D y 3D. Los programas que serán utilizados son ABAQUS y SAP 2000. Para el modelo en 2D, el muro será modelado como un puntal equivalente y se deberá definir la dimensión del ancho equivalente. Para el modelo en 3D, se va a definir el tipo de elemento, tamaño de la malla y el número de puntos de integración. Todo ello será evaluado mediante la aplicación de una carga lateral equivalente a la masa de la estructura. Acabado el análisis de sensibilidad, se simula el ensayo experimental aplicando las mismas condiciones de desplazamiento. Finalmente, los resultados que se van a presentar del modelo numérico son la curva de capacidad y mecanismo de falla. Estos resultados obtenidos serán analizados y comentados. Las recomendaciones y conclusiones se presentarán al final de la tesis.

## **1.5. Organización de la tesis**

La tesis consiste en 5 capítulos, las cuales serán explicadas a continuación:

- Capítulo 1- Introducción: La problemática, la justificación e hipótesis, los objetivos y la metodología son abordados en esta sección.
- Capítulo 2- Marco teórico y estado del arte: En esta sección se aborda la teoría para el desarrollo de la tesis: comportamiento mecánico de la mampostería, modelos constitutivos, criterios de modelado en software de elementos finitos. También, se incluye una recolección de investigaciones relacionadas al tema de la presente tesis.
- Capítulo 3- Modelado numérico del pórtico y tabique de relleno: En primer lugar, se presenta un resumen del análisis experimental de la interacción pórtico-tabique el cual es objeto de estudio en esta investigación. Luego, se muestra el análisis de sensibilidad del modelo numérico. Finalmente, se comenta la calibración del modelo de tal manera que tenga cierta aproximación al resultado experimental.
- Capítulo 4- Análisis de resultados: La evaluación de los resultados son comentados en esta sección.

- Capítulo 5- Comentarios y conclusiones: En este capítulo se abordarán los comentarios, líneas de investigación, recomendaciones y conclusiones de la investigación.



## 2. MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

### 2.1. Especificaciones de la Norma E.070

A diferencia de la técnica de albañilería confinada, los tabiques de relleno se ejecutan una vez que se ha retirado el encofrado de la estructura principal. La interfaz pórtico-tabique se rellena con mortero, lo que genera una unión débil entre esos elementos. Esta interfaz puede fisurarse ante solicitaciones sísmicas moderadas, incluso solicitaciones leves. (San Bartolomé, 2005) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). Debido a la falta de aislamiento, se producirá la interacción entre ambos sistemas (pórtico-tabique). En consecuencia, se incrementa la rigidez lateral. La Norma E.070 indica los problemas estructurales que se pueden ocasionar al no considerar este incremento de rigidez:

- Torsión en el edificio
- Concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico
- Fractura del tabique
- Piso blando, que se presenta cuando un determinado piso está libre de tabiques, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques
- Columnas cortas, donde el parapeto restringe el desplazamiento lateral de las columnas
- Incremento de las fuerzas sísmicas del edificio debido al incremento de rigidez

#### 2.1.1. Modelo matemático para la interacción pórtico-tabique

La norma E.070 considera que al actuar el sismo, el pórtico (elemento flexible con respecto al muro) tiene contacto con el tabique en sus esquinas diagonalmente, mientras que las esquinas restantes se separan. Esto produce que el tabique se comporte como un puntal (San Bartolomé, 2005) (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011), tal como se muestra en la FIGURA 2- 1. Este puntal eleva tanto la resistencia como la rigidez de conjunto. La Norma indica que la sección transversal en donde el puntal equivalente recibe la compresión es igual a  $b * t$  donde  $t$  es el espesor efectivo de muro y  $b$  es el ancho equivalente, cuya dimensión se calcula como  $\frac{1}{4}$  de la diagonal del muro.

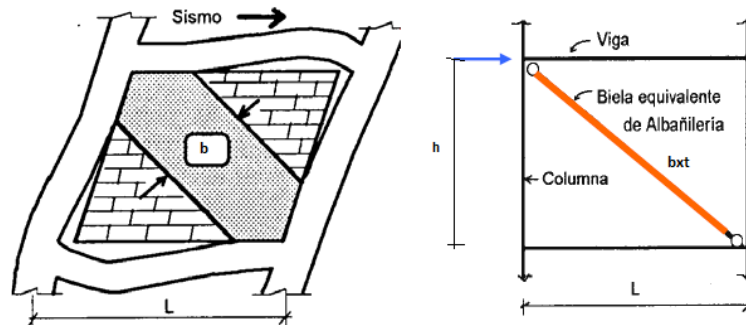


FIGURA 2- 1 MODELAMIENTO MATEMÁTICO PARA LA INTERACCIÓN PÓRTICO-TABIQUE (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2005)

### 2.1.2. Tipos de fallas

De los resultados experimentales se han determinado 3 tipos de fallas del muro: aplastamiento, tracción diagonal y cizalle (ver FIGURA 2-2(a), (b) y (c) respectivamente). A continuación se presentan los tipos de falla en el plano del tabique debido a un sismo, así como las resistencias (R) correspondientes, en condiciones de rotura del puntal (extraído de Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y SENCICO, 2006 y San Bartolomé, 2005). La Norma indica que de las 3 resistencias (R), se debe emplear como resistencia última del puntal el menor de ellas. Esta resistencia debe ser mayor a la carga axial de compresión actuante en el puntal equivalente.

#### a. Aplastamiento ( $R_c$ )

Esta falla se produce en esquinas del tabique, generando la trituración de los ladrillos. La resistencia última del puntal se calculará en función al esfuerzo a compresión de la albañilería  $f'_m$ , al espesor  $t$  y la longitud diagonal del muro  $D$  como se presenta en la ecuación (2-1). La falla por aplastamiento es propia de tabiques construidos con albañilería de baja calidad ( $f'_m < 50 \text{ kg/cm}^2$ ), o con ladrillo tubulares.

$$R_c = 0.12 * f'_m * D * t \quad \dots(2-1)$$

#### b. Tracción diagonal ( $R_t$ )

Esta falla se manifiesta a través de una grieta diagonal en el tabique, y ocurre generalmente en muros de albañilería de unidades macizas o huecas. La resistencia última del puntal  $R_t$  se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$R_t = 0.85 * \sqrt{f'_m} * D * t \quad \dots(2-2)$$

### c. Cizalle (Rs)

Este tipo de falla ocurre en la mitad de la altura del tabique a lo largo de la junta, y se caracteriza por la aparición de una grieta horizontal. Generalmente, este tipo de falla es causado por defectos en la construcción. La resistencia a la rotura del puntal,  $R_s$ , se calcula utilizando la siguiente ecuación (2-3)

$$R_s = \frac{f_s * t * D}{1 - 0.4 * (\frac{h}{L})} \quad \dots(2-3)$$

Donde,

$R$  = resistencia última del puntal (en kilogramos)

$L, h, t, D$  = longitud, altura, espesor y diagonal, respectivamente (en centímetros)

$f'm$  = resistencia característica a compresión axial de la albañilería (en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$f_s$  = resistencia última a cizalle de la albañilería (en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

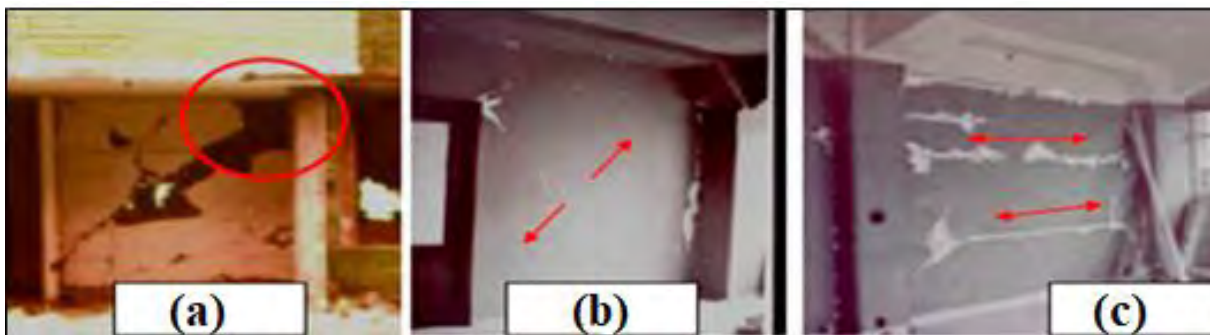


FIGURA 2- 2 FALLA TÍPICA: (a): FALLA POR APLASTAMIENTO. (b): FALLA POR TRACCIÓN DIAGONAL. (c): FALLA POR CIZALLAMIENTO. (FUENTE: SAN BARTOLOMÉ, 2005)

## 2.2. Comportamiento mecánico de los componentes estructurales (pórtico, muro y mortero)

### 2.2.1. Comportamiento mecánico del sistema

Cuando un muro es sometido a carga horizontal incremental, hay un incremento en la carga vertical. Esto se debe al efecto de confinamiento que brinda las columnas. La rigidez relativa entre el pórtico y el muro permite la distribución de esfuerzos, así como la relación de aspecto del muro. Al depender de estos factores, la falla del muro puede ser por agrietamiento diagonal y aplastamiento de las

esquinas. En el caso de una relación de esbeltez grande (altura sobre largo), la pendiente de la diagonal en compresión genera una alta fuerza vertical sobre el muro. Esto provoca que, en estos casos, las fallas más comunes sean por aplastamiento en las esquinas o por agrietamiento diagonal que afecta las piezas. En cambio, cuando la relación de esbeltez es pequeña, las fuerzas horizontales se transmiten por corte, con fuerzas verticales reducidas sobre el muro, lo que da lugar a fallas por deslizamiento a través de las juntas. El comportamiento del pórtico de concreto bajo carga sísmica, junto con los muros de albañilería de relleno, puede ser descrito mediante las siguientes etapas o modos de falla (Moghaddam & Dowling, 1987):

- i) Separación: En todos los casos, cuando hay niveles bajos de carga, ocurre separación entre el muro y el pórtico en las esquinas alejadas de la diagonal en compresión.
- ii) Aplastamiento de esquina: Cuando el pórtico es muy flexible, los esfuerzos de compresión se concentran en un área pequeña en la esquina cargada y ocurre aplastamiento de la mampostería en esa zona. Si el pórtico es más rígido, la zona de aplastamiento se extiende hacia el centro del muro.
- iii) Agrietamiento inclinado: El agrietamiento diagonal en compresión ocurre si el pórtico es muy rígido para evitar el aplastamiento del muro. Esto no implica que haya colapso; es más, en muchos casos se pueden alcanzar niveles de carga mayores que el correspondiente al agrietamiento.
- iv) Falla de la columna en tensión: Puede haber falla si hay una combinación de esfuerzos de tracción y corte, y, además, la sección de concreto no tiene el suficiente refuerzo transversal ni longitudinal.

### **2.3. Modelos matemáticos para la solución del sistema**

La albañilería exhibe propiedades en distintas direcciones debido al mortero que actúa en planos de debilidad. Dependiendo del nivel de claridad y de simplicidad deseada, se puede usar posibles modelos estratégicos (Lourenço P. , 1996):

- a) Micro modelo detallado: Unidades y mortero son representadas por elementos continuos mientras en la interfaz unidad-mortero es representado por elementos discontinuos.
- b) Micro modelado simple: Unidades son representadas por elementos continuos. Mientras el comportamiento del mortero y la interfaz unidad-mortero son agrupados en elementos discontinuos.
- c) Macro modelado: Unidad, mortero e interfaz unidad-mortero son combinados en un elemento continuo.

En la FIGURA 2- se observa los detalles de cada estrategia para la modelación.

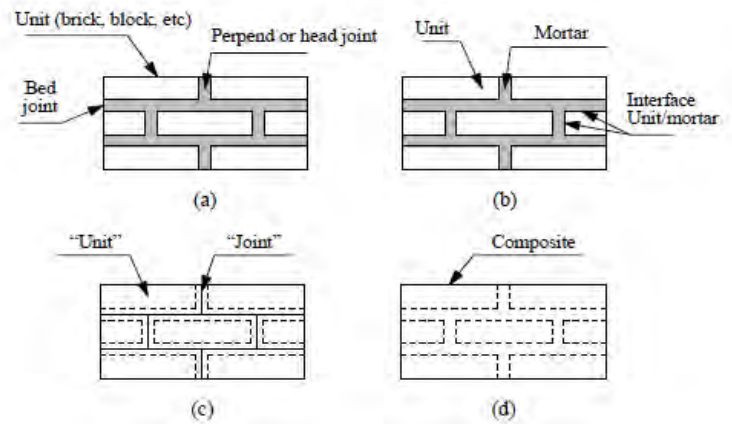


FIGURA 2- 3 (a): PARTES DE LA MAMPOSTERÍA. (b): DETALLES DEL MICRO MODELADO DETALLADO. (c): DETALES DEL MICRO MODELADO SIMPLE. (d): DETALLE DEL MACRO MODELADO. (FUENTE: LAURENÇO, 1996)

En el primer enfoque, es necesario considerar propiedades mecánicas como módulo de Young, coeficiente de Poisson y propiedades inelásticas de mortero y unidad de albañilería. La interfaz actúa como un plano de debilidad potencial, con una rigidez inicial ficticia para prevenir la interpenetración del elemento continuo. Esto posibilita el estudio detallado de la acción combinada de la unidad, el mortero y la interfaz bajo un enfoque más exhaustivo.

En el segundo enfoque, cada junta, que consta de mortero y dos interfaces unidad-mortero, se agrupan en un solo interfaz “promedio”, mientras que las unidades se expanden para mantener la geometría sin cambios. La albañilería se considera como un conjunto de bloques elásticos unidos por juntas con capacidad de fractura y/o deslizamiento.

El tercer enfoque no hace distinción entre unidades ni juntas, ya que considera al material como un medio continuo, anisótropo y homogéneo. Cuando se necesita predecir el nivel de daño de una gran estructura de albañilería a muy poco nivel de precisión y usar poco costo computacional, el macro modelado compuesto es la mejor alternativa (Van Noort, 2012).

### 2.3.1. Lineamientos para elegir los elementos de modelación numérica

Existe una amplia gama de elementos, a continuación, se presenta cinco aspectos importantes de un elemento que influyen en su comportamiento.

#### Familia

La familia es la característica de comportamiento estructural del elemento en un análisis de esfuerzos. Una de las principales distinciones entre las diferentes familias de elemento es el tipo de geometría,

entre ellas existe familias tipo: continuo, Shell, viga, armadura y elementos rígidos. La FIGURA 2- muestra las familias de elementos más comúnmente utilizadas en un análisis de esfuerzos.

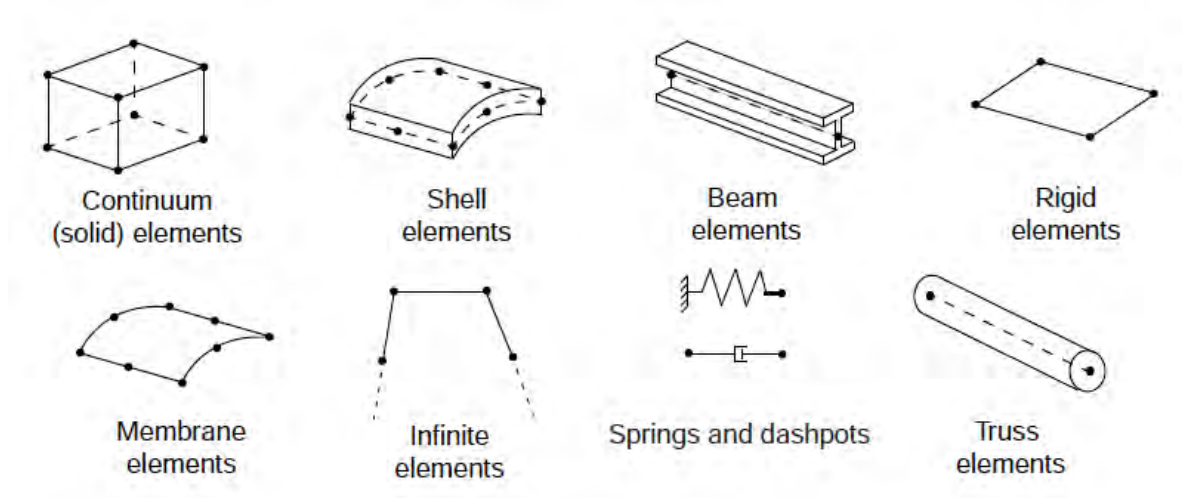


FIGURA 2- 4 Catálogo de familia de elementos en ABAQUS. (Fuente: Simulia, 2008)

### Grados de libertad

Los grados de libertad (GDL) son las variables fundamentales calculadas durante el análisis. Por ejemplo, para una simulación de esfuerzo/desplazamiento, los grados de libertad son las traslaciones en cada nodo. Algunas familias de elementos, como las familias de vigas y Shell, también tienen grados de libertad de rotación. Para una simulación de transferencia de calor, los grados de libertad son las temperaturas en cada nodo.

La siguiente convención de numeración se utiliza para los grados de libertad en ABAQUS:

- 1 Traslación en dirección 1
- 2 Traslación en dirección 2
- 3 Traslación en dirección 3
- 4 Rotación en dirección 1
- 5 Rotación en dirección 2
- 6 Rotación en dirección 3
- 7 Deformación en elementos de viga de sección abierta

8 Presión acústica, presión de poro o presión de fluido hidrostático

9 Potencial eléctrico

11 Temperatura (o concentración normalizada en el análisis de difusión de masa) para elementos continuos o temperatura en el primer punto a través del espesor de vigas y shell

12 Variación de temperatura en otros puntos a través del grosor de vigas y Shell

### Números de nodos – orden de interpolación

Los desplazamientos, las rotaciones, las temperaturas y los otros grados de libertad mencionados en la sección anterior se calculan solo en los nodos del elemento. En cualquier otro punto del elemento, los desplazamientos se obtienen interpolando a partir de los desplazamientos nodales. Por lo general, el orden de interpolación está determinado por el número de nodos utilizados en el elemento.

- Los elementos que cuentan con nodos únicamente en sus esquinas, como el bloque de 8 nodos mostrado en la FIGURA 2-5 (a), emplean interpolación lineal en cada dirección y generalmente se les conoce como elementos lineales o elementos de primer orden.
- Los elementos con nodos intermedios, como el bloque de 20 nodos que se muestra en la FIGURA 2-5 (b), usan interpolación cuadrática y a menudo se denominan elementos cuadráticos o elementos de segundo orden.
- Los elementos triangulares o tetraédricos modificados con nodos intermedios, como el tetraedro de 10 nodos que se muestra en la FIGURA 2-5 (c), usan una interpolación de segundo orden modificada y a menudo se denominan elementos modificados o elementos de segundo orden modificados.

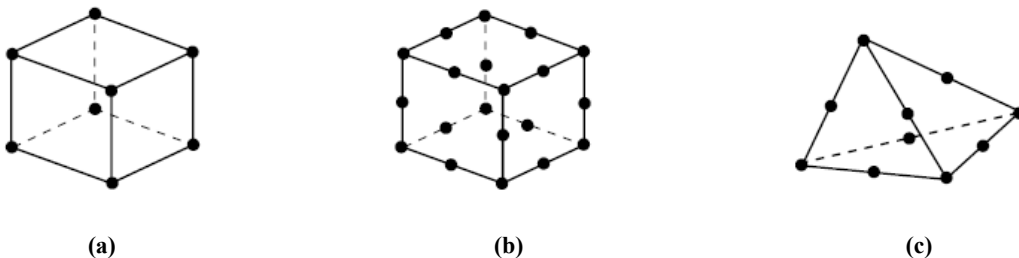


FIGURA 2- 5 Número de puntos de integración y forma del elemento. (Fuente: Simulia, 2008)

## 2.3.2. Leyes constitutivas para la solución del problema

### 2.3.2.1. Concrete Damage Plasticity (Daño plástico del concreto)

El modelo Concrete Damage Plasticity (CDP) estudia el comportamiento del concreto de forma inelástica usando el daño elástico isotrópico y la plasticidad isotrópica tanto en tracción como en compresión. La deformación unitaria total  $\varepsilon$  está compuesto por una parte elástica  $\varepsilon^{el}$  y una parte plástica  $\varepsilon^{pl}$  (Hafezolzghorani, Hejazi, Vaghei, Saleh Bin Jaafar, & Karimzade, 2017). Se describe por las ecuaciones 2-4 a 2-16.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad \dots(2-4)$$

$$\sigma = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad \dots(2-5)$$

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad \dots(2-6)$$

$$D^{el} = (1 - d)D_0^{el} \quad \dots(2-7)$$

El esfuerzo nominal con la degradación elástica de la ecuación 2-4 puede ser reescrita:

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad \dots(2-8)$$

El modelo constitutivo del daño plástico se basó en la siguiente relación esfuerzo-deformación:

$$\sigma = (1 - d) \cdot \bar{\sigma} \rightarrow \sigma = (1 - d_t) \bar{\sigma}_t + (1 - d_c) \bar{\sigma}_c \quad \dots(2-9)$$

Donde  $d_t$  y  $d_c$  son variables escalares de daño, desde 0 (sin daño) hasta 1 (daño total). El modelo se basó en la plasticidad y considera el proceso de falla por agrietamiento (tracción) y aplastamiento (compresión).

Las variables isotrópicas se expresan por la deformación en compresión  $\varepsilon_c^{in, h}$  y agrietamiento  $\varepsilon_t^{ck, h}$  que están incluidos en el endurecimiento plástico  $\varepsilon^{pl, h}$  más la deformación residual debido a los daños.

$$\varepsilon^{pl, h} = \begin{bmatrix} \varepsilon_t^{pl, h} \\ \varepsilon_c^{pl, h} \end{bmatrix}; \varepsilon^{pl} = h(\varepsilon^{pl, h}, \bar{\sigma}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad \dots(2-10)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad \dots(2-11)$$

Las variables de endurecimiento fueron usadas para el control del desarrollo de la fluencia o falla de la superficie. Estas variables se relacionaron con los procesos de carga de tracción y compresión.

El comportamiento del concreto se explica asumiendo que el daño plástico del concreto utiliza la función de fluencia,  $f(\varepsilon^{pl,h}, \bar{\sigma})$  que representa la superficie de fluencia en el espacio de esfuerzo efectivo para determinar los estados de daño o falla.

En el modelo CDP la secuencia se define de la siguiente forma:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad \dots(2-12)$$

En el CDP la regla del flujo no estaba asociada. Esto significó que la función de fluencia  $f(\varepsilon^{pl,h}, \bar{\sigma})$  y el potencial plástico  $g_p$  no coinciden y; por lo tanto, la dirección del flujo plástico  $\frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}$  no era normal a la superficie de fluencia. El potencial plástico se define en el espacio de esfuerzo efectivo. Sin embargo, debido a la complejidad del mecanismo de degradación del comportamiento cíclico uniaxial del concreto (apertura y cierre de las micro fisuras formadas), por simplicidad se puede considerar una respuesta uniaxial.

La Figura 2-6 supone que la respuesta a la compresión y tracción uniaxial del concreto tiene influencia de daño plástico y está suposición formó la base del modelo. La respuesta uniaxial a la compresión y tracción del concreto con respecto al modelo CDP sujetos a cargas de compresión y tracción se obtuvieron de:

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl,h}) \quad \dots(2-13)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl,h}) \quad \dots(2-14)$$

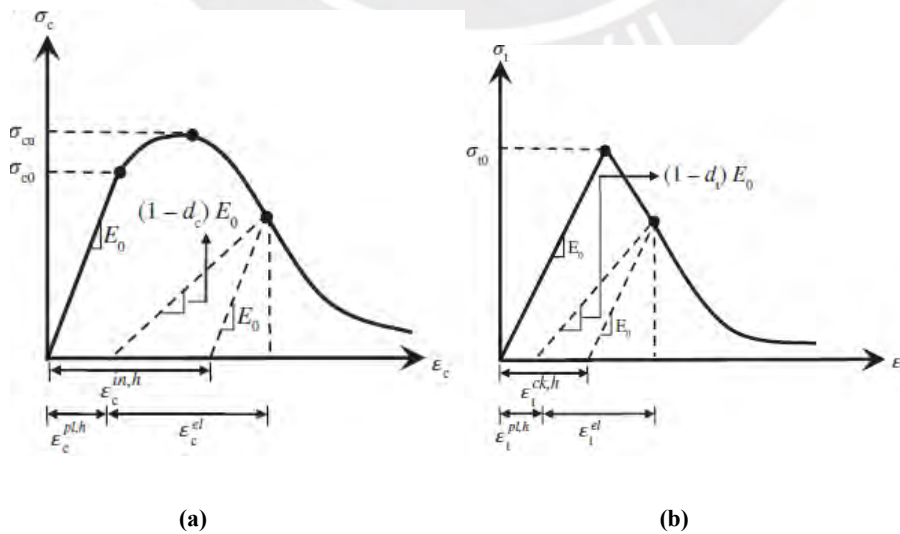


FIGURA 2- 6 (a): Curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión. (b): Curva esfuerzo deformación del concreto en tracción. (Fuente: Hafezolghorani et al, 2017)

Dado el esfuerzo uniaxial, el esfuerzo uniaxial efectivo  $\bar{\sigma}_t$  y  $\bar{\sigma}_c$  se obtiene de la siguiente manera:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{1-d_t} = E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl,h}) \quad \dots(2-15)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{1-d_c} = E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl,h}) \quad \dots(2-16)$$

Donde la deformación en compresión  $\varepsilon_c$  es igual a  $\varepsilon_c^{pl,h} + \varepsilon_c^{el}$  y la deformación en tracción  $\varepsilon_t$  es igual a  $\varepsilon_t^{pl,h} + \varepsilon_t^{el}$

### Simplificación del Concrete Damage Plasticity

Los valores de endurecimiento y ablandamiento se utilizaron para determinar la tendencia de agrietamiento y aplastamiento, respectivamente. Son los responsables de la pérdida de rigidez elástica y del desarrollo de la superficie de fluencia. Los escenarios de daño por compresión y tracción se caracterizaron de forma independiente mediante dos variables de endurecimiento, las cuales fueron representadas por  $\varepsilon_c^{pl,h}$  y  $\varepsilon_t^{pl,h}$ , que se refieren a deformaciones plásticas equivalentes en compresión y tracción respectivamente.

### Comportamiento uniaxial en compresión

En el modelo CDP, la deformación de endurecimiento plástico  $\varepsilon_c^{pl,h}$  juega un rol importante en la búsqueda de la relación entre los parámetros de daño y el esfuerzo en compresión del concreto.

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl,h}) \quad \dots(2-17)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_c^{in,h} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \\ \varepsilon_c^{pl,h} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \left( \frac{1}{1-d_c} \right) \end{cases} \quad \dots(2-18)$$

$$\varepsilon_c^{pl,h} = \varepsilon_c^{in,h} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad \dots(2-19)$$

Generalmente, el comportamiento uniaxial en compresión podría ser caracterizado ya sea por pruebas experimentales o modelos constitutivos existentes. Se empleará el modelo constitutivo de Kent y Park (Kent & Park, 1971) para concreto no confinado, el cual está expresado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \sigma_{cu} \left( 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right) \right) \quad \dots(2-20)$$

Donde  $\sigma_c$  y  $\varepsilon_c$  son el esfuerzo a la compresión nominal y la deformación, respectivamente, y  $\sigma_{cu}$  y  $\varepsilon'_c$  son el esfuerzo último y la deformación última.

Park reportó que la deformación última es 0.002 y este valor puede ser empleado. La figura 2-7 indica el incremento parabólico para la etapa de endurecimiento, mientras un comportamiento lineal se observa para la etapa de ablandamiento de concreto confinados y no confinados. La fase de ablandamiento continúa unos 20% en compresión. Esto es que el valor del esfuerzo no está permitido para continuar el decrecimiento y el comportamiento plástico perfecto se asumió siguiendo la tendencia de ablandamiento. Por simplicidad, se asume que todo el modelo constitutivo puede ser una curva parabólica. La ecuación 2-21 asume un comportamiento no lineal para el concreto desde el inicio hasta el final. Se define el comportamiento del concreto hasta el 40% de su resistencia en la fase elástica para determinar el módulo de elasticidad efectivo. En otras palabras, el modelo constitutivo entra en vigor cuando la resistencia a compresión es el 60% de la resistencia a compresión del concreto. De acuerdo a las figuras 2-5 y 2-6 el endurecimiento inelástico en compresión  $\varepsilon_c^{pl,h}$  puede derivarse como:

$$\varepsilon_c^{in,h} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad \dots(2-21)$$

El comportamiento cíclico contribuye al comportamiento del concreto, el cual está definido por parámetros. Daño por compresión  $d_c$  se basa en la deformación inelástica de endurecimiento en compresión  $\varepsilon_c^{in,h}$  que controla la pendiente de la curva de descarga. Dado que  $d_c$  es directamente proporcional a  $\varepsilon_c^{in,h}$  se puede expresar de la siguiente manera:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} \quad \dots(2-22)$$

La tangente de la curva decrece con respecto a la tangente inicial (módulo de elasticidad,  $E_0$ ) debido al daño cuando la deformación plástica incrementa en materiales frágiles. El parámetro de daño ( $d_c$ ) es 0 en el esfuerzo máximo y, después de eso, pasa a decrecer y continúa descendiendo hasta llegar a 0.8 con respecto al 20% de resistencia remanente de grandes deformaciones.

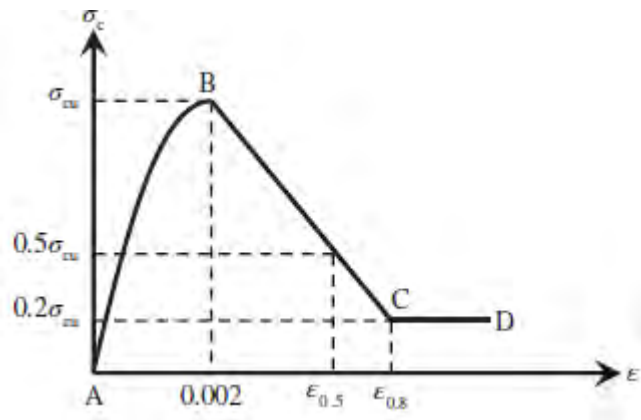


FIGURA 2- 7 Curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión propuesto por Kent y Park. (Fuente: Hafezolghorani et al, 2017)

### Comportamiento uniaxial en tracción

En el modelo CDP, la deformación plástica de endurecimiento en tracción  $\varepsilon_t^{pl,h}$  fue derivada como sigue:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl,h}) \quad \dots(2-23)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_t^{ck,h} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \\ \varepsilon_t^{pl,h} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \left( \frac{1}{1-d_t} \right) \end{cases} \quad \dots(2-24)$$

$$\varepsilon_t^{pl,h} = \varepsilon_t^{ck,h} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad \dots(2-25)$$

A pesar que el concreto tenga modelos constitutivos en tracción, estos no poseen diferencias significativas en sus resultados debido a la fragilidad del material. Rara vez se define el comportamiento en tensión del concreto en modelos numérico, principalmente porque la interacción entre el refuerzo y el concreto se simplifica. Entre los modelos constitutivos para la tracción se considera el 7% al 10% del esfuerzo último en compresión  $\sigma_{cu}$  como esfuerzo máximo en tracción (Hafezolghorani, Hejazi, Vaghei, Saleh Bin Jaafar, & Karimzade, 2017).

Un incremento en el endurecimiento en la deformación de agrietamiento  $\varepsilon_c^{in,h}$ , el daño por tracción también crece, esto se expresa matemáticamente de la siguiente manera:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} \quad \dots(2-26)$$

Se presentan parámetros cuando se emplea estudios cíclicos del concreto:

- La relación  $\sigma$ - $\varepsilon$  en compresión del concreto como un conjunto de puntos
- La relación  $\sigma$ - $\varepsilon$  en tracción como un conjunto de puntos o, opcionalmente, colocando la energía de fractura  $G_f$
- El ángulo de dilatación  $\Psi$  en el plano q-p
- Excentricidad potencial  $\varepsilon$

La relación K del segundo esfuerzo invariante en el meridiano de tracción con respecto al meridiano de compresión para la función de rendimiento

### 2.3.2.2. Simple Concrete Parametric Stress-Strain Curve

La compresión en el modelo Simple concrete parametric stress-strain (SCPSS) consiste en una parte parabólica y una parte lineal (Computers and Structures, 2008). Los siguientes parámetros definen el modelo SCPSS:

$\varepsilon$  = Deformación unitaria del concreto

$f$  = Esfuerzo del concreto

$F'_c$  = Esfuerzo máximo de compresión del concreto

$\varepsilon'_c$  = Deformación unitaria en  $F'_c$  del concreto

$\varepsilon_u$  = Deformación unitaria última del concreto

Las siguientes ecuaciones definen la curva del modelo SCPSS:

Para  $\varepsilon \leq \varepsilon'_c$  parte parabólica

$$f = f'_c \left\{ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right\} \quad \dots(2-27)$$

Para  $\varepsilon'_c < \varepsilon \leq \varepsilon_u$  parte lineal

$$f = f'_c \left\{ 1 - 0.2 \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon'_c}{\varepsilon_u - \varepsilon'_c} \right) \right\} \quad \dots(2-28)$$

El esfuerzo de fluencia para el modelo SCPSS se toma al  $7.5\sqrt{f_c}$  en psi (Computers and Structures, 2008).

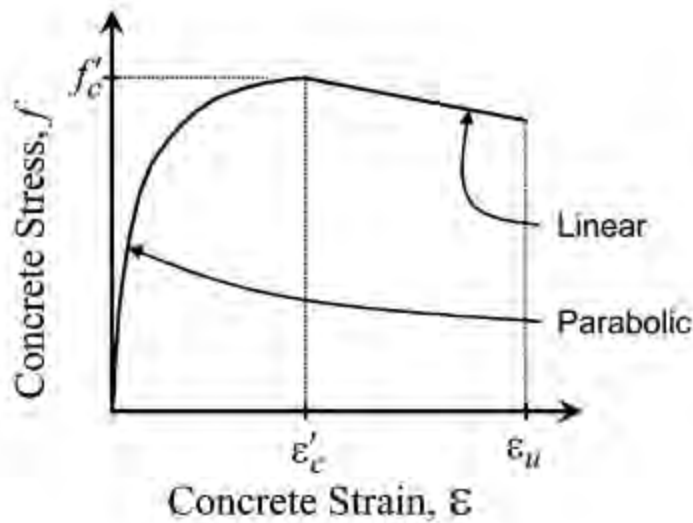


FIGURA 2- 8 Curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión simplificado. (Fuente: Computers and Structures Inc, 2008)

### 2.3.2.3. Modelo de Fricción de Coulomb

Para las interfaces que definen las propiedades del vínculo entre los ladrillos y el mortero se usa un modelo de fricción de Coulomb con un límite de tensión y una presión de compresión (Van Noort, 2012). La superficie de fluencia de este modelo puede ser visto en la **FIGURA 2-9**. El límite de tensión es asegurarse de que el esfuerzo de tensión del interfaz unidad-mortero está limitado. La presión de compresión es añadida al modelo de aplastamiento de la junta.

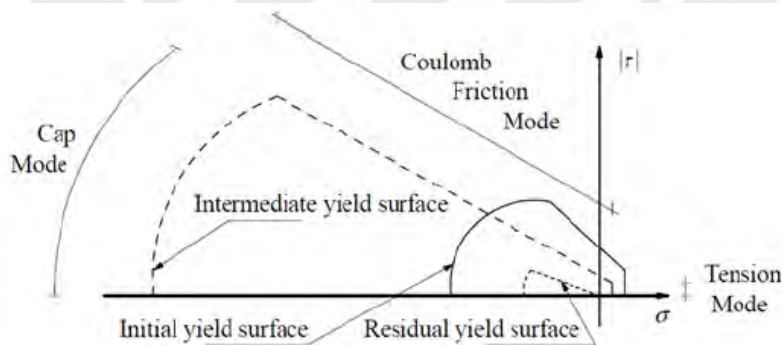


FIGURA 2- 9 Superficie de fluencia del modelo de fricción de Coulomb. (Fuente: Van Noort, 2012)

Se aclara de inmediato que, bajo incrementos de compresión en la dirección normal, el esfuerzo transversal incrementa, el cual también se encuentra en experimentos. Para cargas bajo tensión y ablandamiento de corte exponencial puede ser aplicado con una energía de fractura definida. Este tipo

de ablandamiento se basó en los resultados de experimentos por Van der Pluijm (1992). El comportamiento después del pico está definido como:

$$\sigma_t = f_t * e^{-\frac{f_t}{G_f^I} \varepsilon} \quad \dots(2-29)$$

$$C = C_0 e^{-\frac{C_0}{G_f^{II}} \varepsilon} \quad \dots(2-30)$$

Donde  $f_t$  es el esfuerzo de tensión;  $G_f^I$ , la energía de fractura modo I;  $C_0$ , es la cohesión final;  $G_f^{II}$ , la energía de fractura modo II.

Para la presión de compresión un criterio de endurecimiento con ablandamiento secuencial puede ser definido como se ve en la **FIGURA 2-10**. La energía de fractura es definida como el área bajo la curva de la parte de debilitamiento de la curva de esfuerzo deformación. Donde  $f_c$  es el esfuerzo de compresión;  $G_{fc}$ , energía de fractura de compresión;  $\sigma_i$ ,

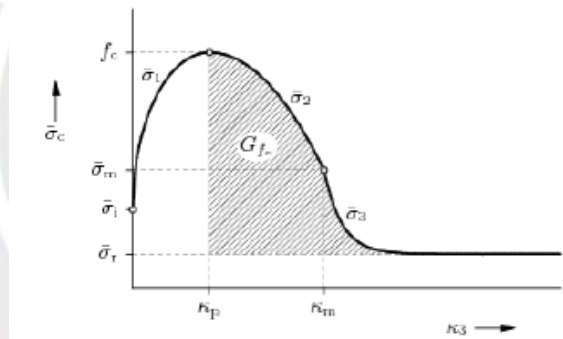


FIGURA 2- 10 Endurecimiento con criterio de debilitamiento. (Fuente: Van Noort, 2012).

## 2.4. Método de Elementos Finitos

El Método de Elementos Finitos (FEM por su sigla en inglés) se basa en dividir un dominio en subdominios o elementos quienes formarán una malla. Estas van a reproducir el comportamiento de la estructura a partir de cada subdivisión (Bakhteri, Makhtar, & Sambasivam, 2012). En el FEM importa conocer la geometría de la estructura, material (lineal o no-lineal), las condiciones de contorno y cargas externas.

## 2.4.1. Método de solución para el FEM

### 2.4.1.1. Proceso iterativo incremental

En un análisis no lineal mediante elementos finitos, la relación entre un vector de fuerza y un vector de desplazamiento deja de ser lineal. Los desplazamientos, a menudo, dependen de la historia de desplazamientos en etapas previas, como ocurre en el comportamiento plástico del material. Al igual que en un análisis lineal, el objetivo sigue siendo calcular un vector de desplazamiento que equilibre las fuerzas internas y externas. Para determinar el estado de equilibrio, se discretizan tanto los problemas en el espacio (con elementos finitos) como en el tiempo (mediante incrementos). Para alcanzar el equilibrio al final de cada incremento, se puede utilizar un algoritmo de solución iterativa. La combinación de ambos procesos se conoce como procedimiento de solución iterativo incremental. (Salah, 2006).

Para una solución disponible, se debe discretizar el tiempo. Comenzando en el tiempo  $t$  con una solución aproximada  $u^t$ , se busca una solución  $u^{t+\Delta t}$ . El vector de fuerzas internas es calculado en el tiempo  $t$ , en el tiempo  $\Delta t$  y en los desplazamientos incrementales  $\Delta u$ . Las fuerzas externas sólo dependen de la geometría actual. Si se considera un incremento, el incremento de tiempo y la situación al inicio del incremento están fijos. La ecuación de equilibrio con el incremento entonces depende en  $\Delta u$ . En la ecuación 2-31 describe el problema no lineal.

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u \quad \dots(2-31)$$

Y, el vector de fuerzas desequilibradas se escribe en la ecuación 2-32.

$$g(\Delta u) = f_{ext}(\Delta u) - f_{int}(\Delta u) = 0 \quad \dots(2-32)$$

En la **FIGURA 2-11** se describe el proceso iterativo.

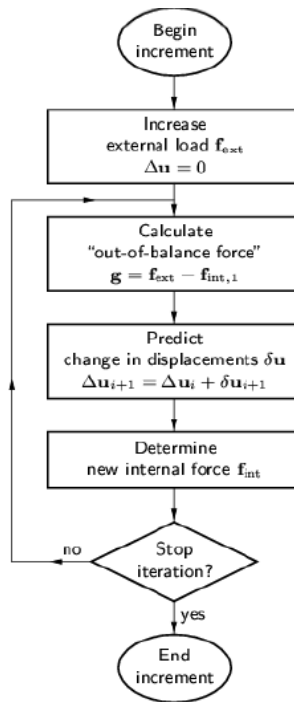


FIGURA 2- 3 Proceso iterativo de solución. (Fuente: Salah, 2006)

#### 2.4.1.2. Método de Newton-Raphson

El método de solución y disponible en ABAQUS es el método de Newton-Raphson. Es un algoritmo que usa los primeros términos de la serie de Taylor como una función  $f(x)$  en la cercanía de la raíz de solución. El método produce una característica cuadrática (o lineal) de convergencia, lo que significa que el método se convierte en la solución final dentro de solo algunas iteraciones. En la **FIGURA 2-12** se muestra un esquema de convergencia usando el método de Newton-Raphson. A partir del equilibrio entre fuerzas internas y fuerzas externas en el elemento de análisis, donde las fuerzas dependen del desplazamiento en los nodos. Se tiene:

$$F_{i(u_n)} - F_{e_n} = 0 \quad \dots(2-33)$$

$F_i$  representan las fuerzas internas,  $F_e$  las fuerzas externas y  $u$  los desplazamientos de los nodos. Al tener la solución cuando se tiene desplazamientos  $u_n$ ; sin embargo, se dificulta si hay una variación en las fuerzas externas, el cual se expresa por la siguiente ecuación.

$$F_{e_{(n+1)}} = F_{e_{(n)}} + \Delta F_{e_{(n+1)}} \quad \dots(2-34)$$

Luego, se presenta la siguiente situación de equilibrio.

$$\varphi_{n+1} = F_{i(u_n)} - F_{e_{(n+1)}} \quad \dots(2-35)$$

$\varphi_{n+1}$  es el vector de fuerzas no equilibradas, que en el estado n es igual a cero. También se plantea una variación en las fuerzas internas.

$$u_{(n+1)} = u_{(n)} + \Delta u_{(n+1)} \quad \dots(2-36)$$

Se necesita determinar el valor de  $u_{(n+1)}$ , ya que se podrá calcular la función de fuerzas internas. Generalmente, se plantea el valor de  $u_{(n+1)}$  como:

$$\Delta u_{(n+1)}^{i+1} = \delta u_{n+1} = (K^{-1})_{n+1}^i \varphi_{n+1}^i \quad \dots(2-37)$$

Donde i es el índice indicador del número de iteración, K es la matriz de rigidez tangencial.

En resumen, la ecuación de equilibrio para el análisis inelástico es:

$$F_e + \Delta F_e = F_{i(u)} + K(\Delta u) \quad \dots(2-38)$$

A continuación, se aplica el algoritmo iterativo, que consiste en calcular el valor de la variación de los desplazamientos de la siguiente manera.

$$\frac{\partial \varphi}{\partial \Delta u} = K_i \quad \dots(2-39)$$

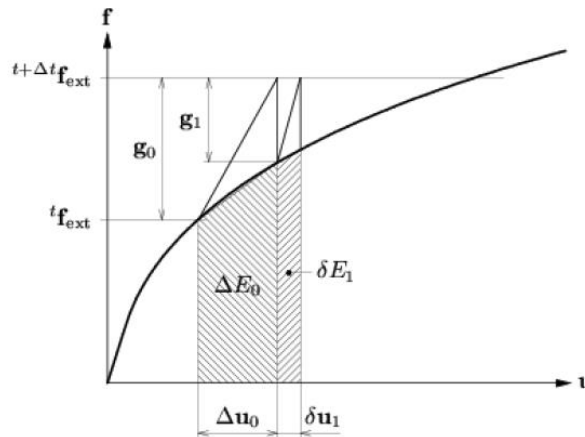


FIGURA 2- 4 Esquema de convergencia usando el Método Newton-Raphson. (Fuente: Salah, 2006)

## 2.5. Cálculo del ancho del puntal equivalente y método para considerar la degradación del puntal equivalente en 2D

### 2.5.1. Cálculo del ancho del puntal equivalente

En los cálculos para un sistema en 2D, el muro de relleno puede considerarse matemáticamente como un puntal que sólo recibe compresión. Se expone 8 recomendaciones para el cálculo del ancho

equivalente del puntal: Norma E070 (2006), Holmes (1961), Mainstone (1971), Mainstone & Weeks (1974), Bazan & Meli (1980), Liauw & Kwan (1984), Paulay & Prestley (1992) y Durrani & Luo (1994).

Norma E070 (2006) Ec. 2-40

La norma sugiere utilizar como modelo estructural un sistema compuesto por barras continuas del pórtico de concreto armado, incorporando un puntal diagonal de albañilería en los paños donde existan tabiques, el cual trabaja a compresión. La sección transversal del puntal será el espesor efectivo del tabique por el ancho equivalente del puntal. El ancho equivalente del puntal será calculado como  $\frac{1}{4}$  de la diagonal del puntal.

$$w = \frac{1}{4} * D \quad \dots(2-40)$$

w: ancho del puntal equivalente

D: diagonal del puntal

Holmes (1961) Ec. 2-41

Holmes indica que el ancho del puntal equivalente debe ser un tercio de la longitud diagonal del muro de relleno. Indica que este valor es el resultado que la resistencia del muro de relleno es independiente de la rigidez del pórtico.

$$w = \frac{1}{3} d_{inf} \quad \dots(2-41)$$

w: ancho del puntal equivalente

$d_{inf}$ : diagonal del puntal

Mainstone (1971) Ec. 2-42 y 2-43

Dio el concepto de puntal diagonal equivalente al realizar pruebas en modelos de pórticos con rellenos de ladrillo. Su enfoque estima la contribución de relleno tanto a la rigidez del marco y hasta su máxima resistencia.

$$w = 0.16 * d_{inf} (\lambda_h H_{inf})^{-0.3} \quad \dots(2-42)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_{inf} \sin 2\theta}{4E_c I_c H_{inf}}} \quad \dots(2-43)$$

w: ancho del puntal equivalente

$d_{inf}$ : diagonal del puntal

$\lambda_h$ : factor de rigidez

$H_{inf}$ : altura del muro

$E_{inf}$ : módulo de elasticidad del muro

$E_c$ : módulo de elasticidad de la columna

$I_c$ : inercia de las columnas

Mainstone and Weeks (1974) Ec. 2-44 y 2-45

Propusieron en base a estudios experimentales y datos analíticos una ecuación empírica para el cálculo del ancho del puntal equivalente:

$$w = 0.175 * d_{inf} (\lambda_h H_{inf})^{-0.4} \quad \dots(2-44)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_{inf} \sin 2\theta}{4E_c I_c H_{inf}}} \quad \dots(2-45)$$

w: ancho del puntal equivalente

$d_{inf}$ : diagonal del puntal

$\lambda_h$ : factor de rigidez

$H_{inf}$ : altura del muro

$E_{inf}$ : módulo de elasticidad del muro

$E_c$ : módulo de elasticidad de la columna

$I_c$ : inercia de las columnas

Liauw and Kwan (1984) Ec. 2-46 y 2-47

Propusieron las siguientes ecuaciones basadas en experimentos y datos analíticos:

$$w = \frac{0.95H_{inf} \cos \theta}{\sqrt[2]{\lambda_h H_{inf}}} \quad \dots(2-46)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_{inf} \sin 2\theta}{4E_c I_c H_{inf}}} \quad \dots(2-47)$$

w: ancho del puntal equivalente

$\theta$ : ángulo que forma la diagonal y la longitud del muro

$\lambda_h$ : factor de rigidez

$H_{inf}$ : altura del muro

$E_{inf}$ : módulo de elasticidad del muro

$E_c$ : módulo de elasticidad de la columna

$I_c$ : inercia de las columnas

Paulay and Prestley (1992) Ec. 2-48

Señalaron que un valor alto de w resultará en una estructura más rígida y, por lo tanto, una respuesta sísmica potencialmente mayor. Ellos sugirieron un valor conservador para la propuesta de diseño, dado por:

$$w = 0.25d_{inf} \quad \dots(2-48)$$

w: ancho del puntal equivalente

$d_{inf}$ : diagonal del puntal

Durrani y Luo (1994) Ec. 2-49 y 2-50

Analizaron la respuesta de carga lateral de pórticos de concreto con muros de rellenos basados en las ecuaciones de Mainstone. Propusieron una ecuación para la eficacia del ancho del puntal diagonal.

$$w = \gamma^2 \sqrt{L^2 + H^2} \sin 2\theta \quad \dots(2-49)$$

$$\gamma = 0.32^2 \sqrt{\sin 2\theta} \left[ \frac{H^4 E_{inf} t}{m E_c I_c H_{inf}} \right]^{-0.1} ; m = 6 \left[ 1 + \frac{6 E_c H I_b}{\pi E_c I_c L} \right] \quad \dots(2-50)$$

w: ancho del puntal equivalente

$\theta$ : ángulo que forma la diagonal y la longitud del muro

$\gamma$ : factor adimensional

m: factor adimensional

$H_{inf}$ : altura del muro

H: altura del pórtico

L: longitud del pórtico

t: espesor del muro

$E_{inf}$ : módulo de elasticidad del muro

$E_c$ : módulo de elasticidad de la columna y la viga

$I_c$ : inercia de las columnas

$I_b$ : inercia de las vigas

### 2.5.2. Método para considerar la degradación del puntal equivalente en 2D

El modelo del puntal equivalente (ETM) idealiza a un sistema de muros de relleno como un puntal. Paneles de albañilería se idealizan como un puntal en diagonal sometida a compresión con propiedades equivalentes basadas en sección de áreas transformadas, mientras que los elementos de confinamiento de concreto armado modelan como elementos frame con extremos de articulados, según la dirección de la carga.

De acuerdo con el ETM, el comportamiento no lineal de un muro de relleno es simulado a través de un puntal plástico uniaxial de solo compresión en diagonal. Ya que la rigidez lateral y la resistencia lateral del muro no se ven afectadas significativamente por la rigidez a la flexión y al corte ni la resistencia de las columnas de amarre, respectivamente, por lo general es no es necesario proporcionar

un modelo no lineal complejo para estos elementos. Es posible que sea necesario simular el comportamiento axial no lineal de las columnas de unión en muros esbeltos en los que el refuerzo longitudinal puede ceder por tensión. Para este estudio, se considera un comportamiento no lineal en los elementos de concreto armado.

El comportamiento no lineal de una rótula plástica en un ETM se caracteriza por una curva de fuerza-desplazamiento (también conocida como curva de capacidad). La **FIGURA 2-13** muestra una curva fuerza-desplazamiento idealizada para un muro de relleno sujeto a carga lateral monótona (fuerza cortante  $V$ ). Punto 1 de la curva ( $V_m$ ) representa el inicio del agrietamiento en el muro. Si esto fuera un muro no confinado, el Punto 1 representaría la capacidad máxima de corte del muro. Sin embargo, debido a la presencia de columnas y vigas de unión, un muro puede soportar el aumento de la carga lateral aplicada en la etapa posterior al agrietamiento hasta el Punto 2; tenga en cuenta que la magnitud del aumento en la resistencia lateral depende en la relación de aspecto del muro (Pérez Gavilán, Flores, & Alcocer, 2015).

La máxima resistencia al corte en el plano proporcionado por un muro ( $V_{max}$ ) se debe a la resistencia al corte de la mampostería ( $V_m'$ ) y en el enlace viga-columna ( $\Sigma V_c$ ), sin embargo, la mayoría de los códigos ignoran la resistencia al corte proporcionado por el enlace viga-columna (Meli, y otros, 2011). Más allá del Punto 2, el muro comienza a perder su fuerza y finalmente falla (Punto 3). Se puede ver de la figura que el muro de mampostería en la etapa posterior al agrietamiento forma un puntal diagonal. Cabe señalar que el punto 2 no suele estar asociado con la falla de los enlaces viga-columna. Un aumento de fuerza del Punto 1 al Punto 2 se puede esperar un 30% en relación con  $V_m$  en muros esbeltos ( $h/L < 1$ ) (Singhal & Rai, 2014). En el Punto 3, la falla puede ocurrir debido al aplastamiento o deslizamiento de la mampostería, dependiendo de la extensión del confinamiento provisto por el enlace viga-columna. La tasa de degradación de la fuerza en el post-pico etapa (del punto 2 al punto 3) depende de las propiedades del muro.

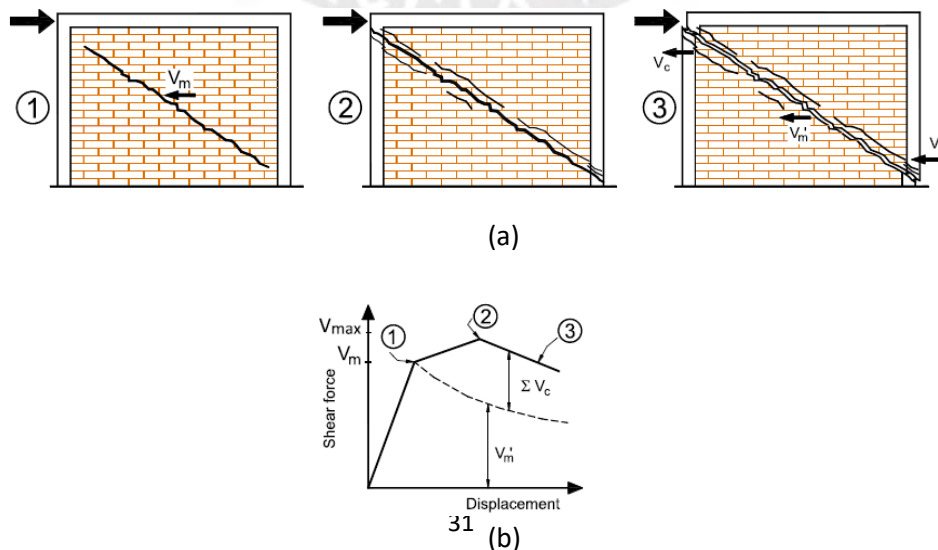


FIGURA 2- 5 (a): Proceso de fisuración de un muro confinado. (b) Curva de capacidad de un sistema pórtico-muro (Fuente: Rankawat et al, 2021)

Varios investigadores han desarrollado curvas de capacidad de fuerza de corte vs deriva para muros. Cabe señalar que la deriva  $d$  en este caso representa la relación del desplazamiento lateral relativo de un muro ( $\Delta$ ) y su altura de planta ( $h$ ). Riahi et al (Raihi, Elwwod, & Alcocer, 2009) realizó un exhaustivo análisis estadístico utilizando una base de datos de estudios experimentales disponibles sobre muros y parámetros clave identificados que influyen en las características de la curva de la columna vertebral que caracteriza la respuesta sísmica de muro.

La curva de capacidad propuesta por Flores y Alcocer (Flores & Alcocer, 1996) ha sido utilizada para este estudio, pero con algunas modificaciones. La curva de capacidad se ha presentado en una forma modificada como la relación de fuerza de compresión axial versus desplazamiento, porque una rótula plástica en el puntal diagonal de un ETM se forma debido a fuerzas de compresión uniaxiales y desplazamientos (ver FIGURA 2-15 (a)). Curva de capacidad para una rótula plástica uniaxial de un ETM que se muestra en la FIGURA 2-15 (b) está definida por las fuerzas de compresión  $P_{cr}$ ,  $P_{max}$  y  $P_{ult}$ , y las correspondientes deformaciones uniaxiales  $\epsilon$  en un puntal diagonal. Tenga en cuenta que estos suponen que las fuerzas actúan en un puntal diagonal bajo un ángulo  $\theta$  con respecto al eje horizontal (ver FIGURA 2-14).  $P_{max}$  es la fuerza correspondiente a la capacidad máxima de corte, tomada como  $1.25P_{cr}$ , mientras que  $P_{ult}$  es la fuerza en fallo, tomado como  $0,8P_{cr}$ , como proponen Gilmore et al. (Terán-Gilmore, Zuñiga-Cuevas, & J., 2009).

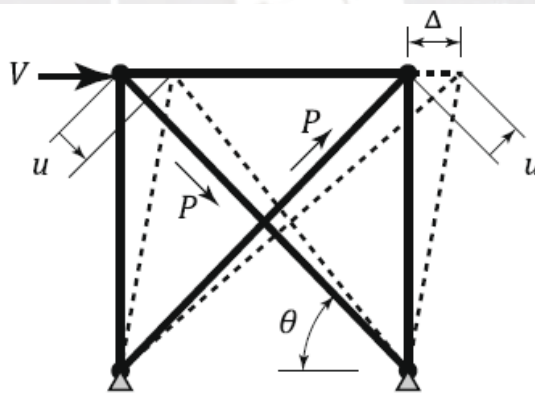


FIGURA 2- 6 Representación del Modelo del Puntal Equivalente (ETM) (Fuente: Rankawat et al, 2021)

Hay que tener en cuenta que  $P_{cr}$  es la fuerza en el inicio de la fisuración, que corresponde a la resistencia al corte de fisuración de un muro de mampostería,  $V_{cr}$ , como sigue

$$P_{cr} = \frac{V_{cr}}{\cos \theta} x f \quad \dots(2-51)$$

Donde  $V_{cr}$  está determinado a la ecuación siguiente:

$$V_{cr} = 0.5V_m A_t \quad \dots(2-52)$$

$P_{cr}$  : Fuerza en el inicio de la fisuración

$V_{cr}$  : Fuerza cortante en el inicio de fisuración

$f$  : Factor de relación de esbeltez del muro

$V_m$  : Esfuerzo de corte

$A_t$  : Área de la sección transversal

En la tabla 01 se detalla las ecuaciones que se emplearán en los distintos puntos de degradación del puntal equivalente sometido sólo a compresión.

Fase	Fuerza de compresión	Deformación axial
Inicio de fisuración	$P_{cr} = \frac{V_{cr}}{\cos \theta} * f$	$\varepsilon_{cr} = \frac{P_{cr}}{w * t * E_m}$
Máximo esfuerzo	$P_{max} = 1.25P_{cr}$	$\varepsilon_{cr} = \frac{d_{max}}{2} * \sin 2\theta$ $d_{max} = 0.003$
Falla	$P_{ult} = 0.8P_{cr}$	$\varepsilon_{cr} = \frac{d_{ult}}{2} * \sin 2\theta$ $d_{ult} = 0.005$

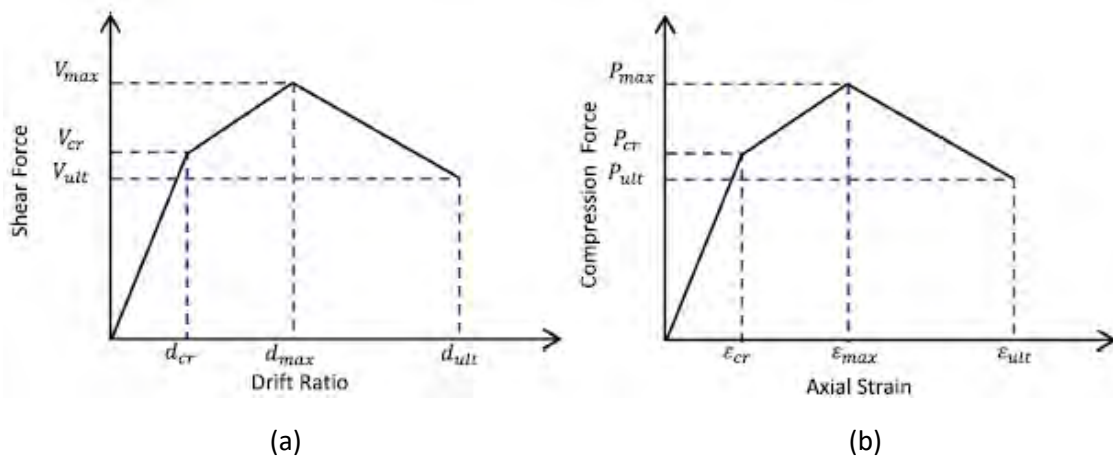


FIGURA 2- 15 (a): Curva de capacidad fuerza cortante – deriva. (b): Curva de capacidad fuerza axial del puntal equivalente – deformación unitaria (Fuente: Rankawat et al, 2021)

## 2.6. Estado del arte

La interacción tabique-pórtico ha sido estudiada de manera continua. La necesidad de comprender el aporte estructural de estos muros que no fueron aislados ayudarán dar un panorama sobre la vulnerabilidad de aquellas viviendas que fueron construidas de manera informal y que, por desgracia, abundan en el Perú.

En este sub acápite se dividirá en dos tipos de estudios: estudio experimental y estudio analítico usando el análisis de elementos finitos.

En primer lugar se comenta la investigación realizado por Urdaneta, et al, donde estudiaron la interacción estructural entre un pórtico de concreto armado y distintos paneles de relleno como paneles de fibrablock y albañilería. Salinas, et al, compara, mediante estudios experimentales, las calidades y propiedades mecánicas y estructurales de muros confinados de ladrillos tubulares (pandereta) elaborados artesanalmente e industrialmente. Saenz realiza el estudio de la interacción de un pórtico de concreto armado y un panel de relleno de albañilería con ladrillo pandereta; además, hizo ensayos para conocer las propiedades mecánicas del muro de acuerdo a lo que indica la norma peruana de albañilería. Allouzi, et al, investigaron la capacidad del modelado numérico no lineal de elementos finitos para predecir el comportamiento del sistema pórtico-tabique y realizaron un modelo en 3D desarrollado en ABAQUS 6.11-1 que puede determinar esfuerzos, degradación de rigidez y fallas en los tabiques bajo cargas monotónicas y cíclicas. El estudio concluye que un modelo de elemento finito calibrado puede ser una herramienta beneficiosa para estudiar la interacción tabique-pórtico.

### 2.6.1. Estudio experimental

- Urdaneta, V. y San Bartolomé, A (1999)

Este trabajo propone un análisis teórico y experimental del estudio de interacción tabique-pórtico para dos tipos de tabiques: tabiques de albañilería-pórtico y tabiques de fibrablock-pórtico. Para el análisis teórico utilizaron el programa “Edificio”, en el que formularon las hipótesis teóricas que permitieron representar el comportamiento de los tabiques. En la modelación del puntal que forma la albañilería con el pórtico, se consideró para el tabique de fibrablock un ancho de puntal de  $D/4$  y  $D/8$  (donde  $D$  es la distancia de la diagonal del tabique); para el tabique de ladrillo pandereta se le asignó un ancho de puntal de  $D/4$ . Para cada modelo, el programa calculó los valores de la rigidez lateral. En la FIGURA 2- 7 y FIGURA 2- 8 se muestra el análisis teórico de los sistemas en estudio.

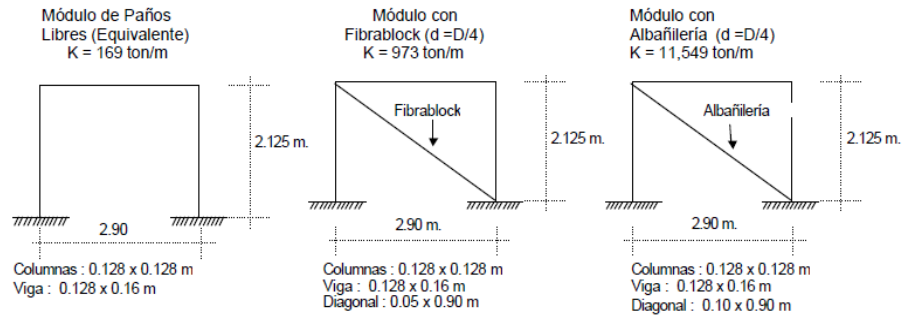


FIGURA 2- 7 Modelación del programa edificio (Fuente: Urdaneta y San Bartolome, 1999)

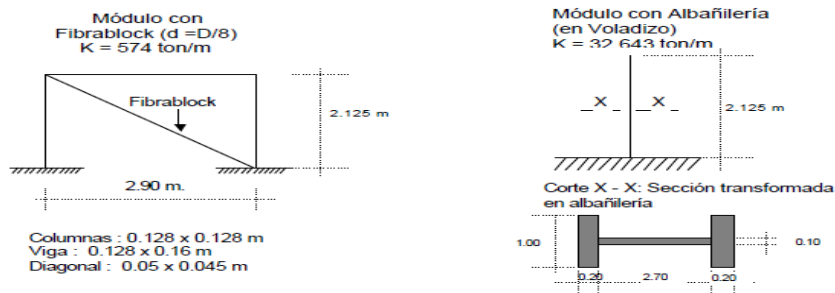


FIGURA 2- 8 Modelación del programa edificio (Fuente: Urdaneta y San Bartolomé, 1999)

Los resultados experimentales mostraron la rigidez lateral del sistema ante situaciones bajo cargas estáticas y dinámicas. Con respecto a solicitaciones estáticas co-planares al plano, la rigidez lateral del pórtico con paños libres fue 168 ton/m. Mientras los valores para los pórticos con paños con fibrablock y albañilería fueron 830 ton/m y 35000 ton/m respectivamente. Los ensayos dinámicos mostraron valores mayores con respecto a la rigidez lateral. Para el pórtico con paños libres, la rigidez lateral fue de 244 ton/m. Para los pórticos con tabique de fibrablock y ladrillo pandereta fueron 588 ton/m y 10000 ton/m respectivamente. Se presenta la gráfica de coeficiente sísmico (fuerza cortante/peso del sistema) vs. Desplazamiento relativo (ver FIGURA 2- 9).

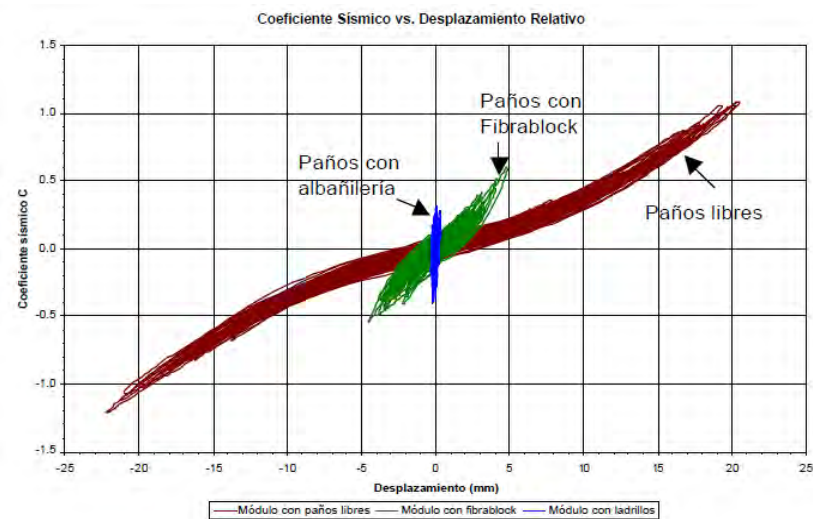


FIGURA 2- 9 Gráfica coeficiente sísmico vs. Desplazamiento relativo (Fuente: Urdaneta y San Bartolomé, 1999)

La conclusión del análisis teórico radica en la técnica de modelaje ya que depende de la intensidad del movimiento sísmico. Esto se ve reflejado en los resultados experimentales. Del análisis experimental se concluye en base a la influencia de la cortante basal, así como el desplazamiento relativo. En el caso del tabique de albañilería de ladrillo modifica el periodo y, por lo tanto, la fuerza cortante basal. En el caso de los desplazamientos relativos, los muros de albañilería y fibrablock disminuyeron en un 98.6% y 78.4% respectivamente con respecto a un pórtico sin tabiques de relleno.

- Salinas, R. y Lázares, F. (2007)

Este trabajo hace un análisis experimental entre muros confinados hechos con ladrillos panderetas industriales y artesanales (ver FIGURA 2- 10). Se realizaron ensayos de compresión a los ladrillos, los cuales no hay mayor diferencia: 43.3 kg/cm<sup>2</sup> para el ladrillo industrial y 40.4 kg/cm<sup>2</sup> para el ladrillo artesanal.



FIGURA 2- 10 Ladrillo artesanal (izquierda), ladrillo industrial (derecha). (Fuente: Salinas et al, 2007)

Otros ensayos necesarios para conocer las propiedades de la albañilería son los ensayos de compresión de pilas y tracción diagonal en muretes. Con respecto a los ensayos de compresión de pilas, el comportamiento para cada tipo de ladrillos fue distinto tanto en magnitudes y su tipo de falla (ver FIGURA 2- 20). Las pilas de ladrillos artesanales presentaron una resistencia de 33.2 kg/cm<sup>2</sup> con una falla de rotura local. Las pilas de ladrillos industriales presentaron una resistencia de 22.1 kg/cm<sup>2</sup> y una falla con rotura general del espécimen. Los ensayos de compresión diagonal dieron valores de resistencia al corte mayores para los ladrillos artesanales con una resistencia de 9.6 kg/cm<sup>2</sup>, mientras el muro de ladrillos industriales fue de 6.7 kg/cm<sup>2</sup>.



FIGURA 2- 20 Forma de falla de compresión en pilas de albañilería. Artesanal (izquierda) e industrial (derecha) (Fuente: Salinas et al, 2007)

Se realizaron ensayos cíclicos co-planar al plano y perpendicular al plano para cuatro muros de 2.65m de longitud y 2.20m de altura, cuyo espesor variaba de acuerdo al ladrillo usado.

Los resultados se obtuvieron de la respuesta en función de los desplazamientos y la fuerza aplicada. Con los datos, se graficaron las curvas de histéresis y las curvas de comportamiento. En la curva de histéresis para ambos muros con distinta calidad de ladrillos (ver FIGURA 2- 11), los lazos histeréticos son angostos y por tanto revelan la baja capacidad de disipar energía ante carga cíclicas. De las curvas de comportamiento, el muro de ladrillo industrial presentó una capacidad máxima de 15.86 toneladas y una deformación máxima de 11.6 mm, así como la deformación de fluencia fue de 1.6 mm. Por otra parte, el muro de ladrillo artesanal presentó una capacidad máxima de 15.27 toneladas, una deformación máxima de 13.4 mm y una deformación de fluencia de 2.2 mm.

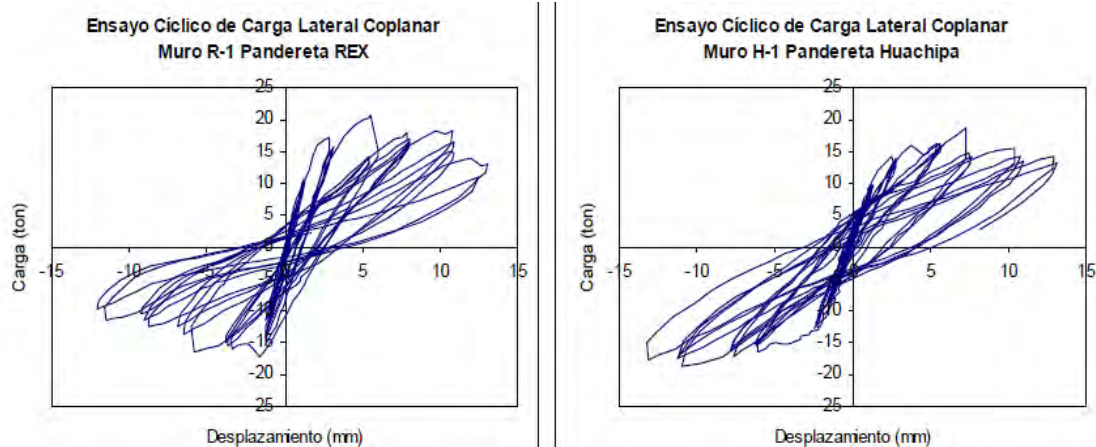


FIGURA 2- 11 Curvas de histéresis: (izquierda) ladrillo industrial, (derecha) ladrillo artesanal. (Fuente: Salinas et al).

El estudio señala que, por un lado, no existe una diferencia significativa en el aporte de rigidez entre los sistemas comparados, pero sí se observa una variación considerable en cuanto a la capacidad de corte en la base y las demandas de distorsión máxima en relación con la distorsión máxima admisible. En consecuencia, esto limita las opciones para el uso de este material.

- Saenz, Luis (2016)

En esta tesis, Saézn hace el estudio experimental del comportamiento estructural de un pórtico de concreto armado cuyo panel de relleno es de albañilería de ladrillo tubular (pandereta) bajo cargas cíclicas laterales y perpendiculares al plano. Para ello, Saézn realizó pruebas para conocer las propiedades mecánicas de la albañilería. Mediante la prueba de compresión axial de pilas conoció la resistencia a la compresión de la albañilería y el módulo de elasticidad. El resultado fue 13 kg/cm<sup>2</sup> y 254000 ton/m<sup>2</sup> respectivamente. Luego, ensayó muretes de albañilería a compresión diagonal para conocer la resistencia al corte. El valor obtenido fue 9.5 kg/cm<sup>2</sup>. El ensayo principal consistió en aplicar un desplazamiento lateral cíclico (es decir un desplazamiento a la derecha y a la izquierda) a un pórtico de concreto relleno con albañilería de ladrillo tubular. Esto se haría en 9 fases representado en un desplazamiento máximo, siendo 15 mm el máximo desplazamiento en la última fase.

Las primeras fisuras se dio en la Fase 05 (desplazamiento máximo de 5 mm) y en la Fase 09 las grietas tenían una abertura de 2.5 cm. La mayor fuerza cortante lateral se registró para un desplazamiento máximo de 7 mm. Luego, la rigidez se fue degradando (Ver FIGURA 2-22). Con respecto al estudio del pórtico sometido a cargas perpendiculares, se utilizó la mesa vibratoria y se aplicó aceleraciones (en total fueron 5 fases). La tesis concluye que utilizar ladrillo pandereta como muro de relleno más

no como muro portante debido a su fragilidad y baja resistencia a la compresión. Este muro de relleno debe estar correctamente arriostrado.

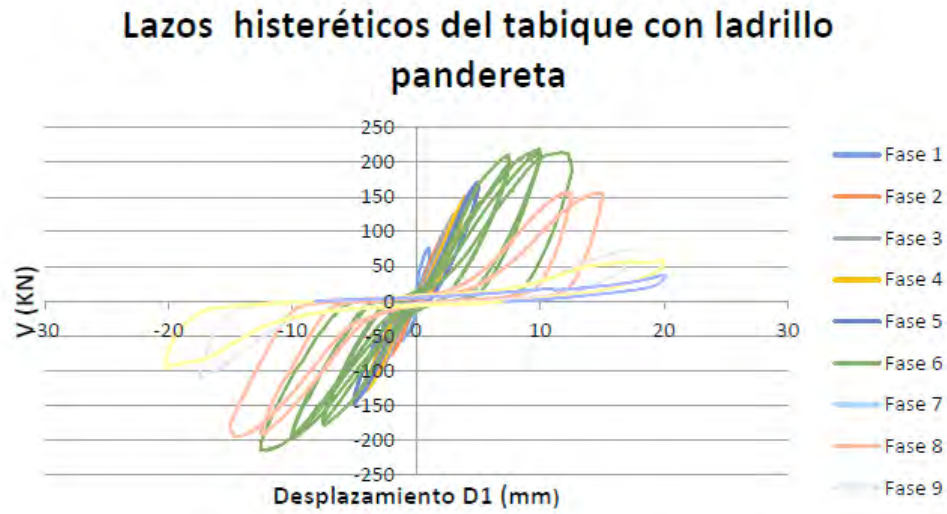


FIGURA 2- 22 Curvas de histéresis. (Fuente: Saenz, 2016).

### 2.6.2. Estudio analítico

- Allouzi, R., Irfanoglu, A., Haikal, G. (2014)

El objetivo del estudio fue la investigación de la capacidad del modelado numérico no lineal de elementos finitos para predecir el comportamiento pórtico-tabique. El modelo en 3D desarrollado usando ABAQUS 6.11-1 tiene la capacidad de modelar esfuerzos y degradación de rigidez, y simular varios tipos de fallas en el plano de los tabiques bajo cargas monotónicas y cíclicas. Estos modelos están destinados para desarrollar modelos histeréticos de interacción tabique-pórtico en falla por corte para mejorar el entendimiento del sistema complejo ante cargas cíclicas.

Este estudio considera el diseño del pórtico de concreto armado por cargas de gravedad. La albañilería está conformada por ladrillos de concreto con juntas horizontales y verticales. En el diseño, generalmente, los muros de relleno son tratados como elementos no estructurales, a pesar que interactúan con los elementos de concreto armado. Se desarrolla un modelo 3D en el que se consideran grandes deformaciones y capacidad no lineal del material. La discretización del elemento finito y el modelo constitutivo de los materiales e interfaces han sido seleccionados con cuidado para capturar todos los modos de fallas esperados. Los marcos de concreto armado son modelados en 3D como una composición de armaduras, para los elementos de aceros, embebidos en elementos de 3D de concreto (ver FIGURA 2- 12).

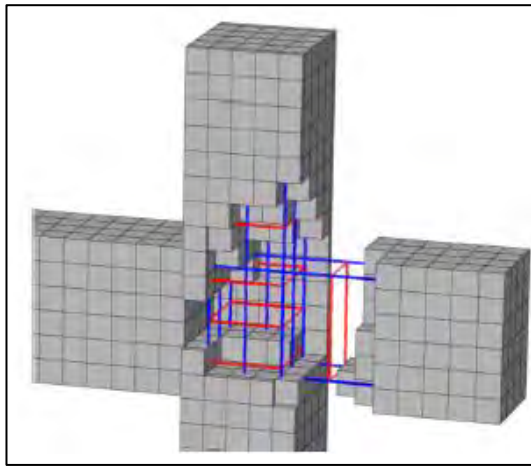


FIGURA 2- 12 Discretización de elementos finitos del pórtico de concreto armado (Fuente: Alouzi et al, 2014).

El muro fue construido de bloques unidos por juntas verticales y horizontales (ver FIGURA 2- 13). El elemento está discretizado de tal manera que las interfaces cohesivas se coloquen en el centro de la junta de la capa de mortero dejando una parte compuesta de ladrillo y medio grosor del mortero a su alrededor. Los elementos continuos tetraédricos de ladrillo y mortero pueden interactuar con interfaces cohesivas para modelar el agrietamiento diagonal por corte del muro sin un conocimiento previo de la ubicación y orientación de la grieta y sin una implicación excesiva de las interfaces cohesivas dentro de las unidades de ladrillo.

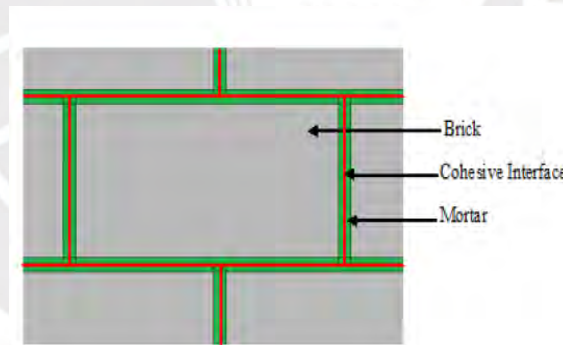


FIGURA 2- 13 Discretización del tabique de relleno. (Fuente: Allouzi et al, 2014).

El estudio concluye que está comprobado que un modelo de elemento finito calibrado puede servir como una herramienta beneficiosa para mejores estudios sobre interacción tabique-pórtico. El modelo de daño plástico del concreto en conjunto con la interfase de cohesión-fricción a lo largo de las juntas del mortero de grosor medio fueron capaces de simular el comportamiento de los marcos rellenos bajo cargas monotónicas y cíclicas. Los parámetros de daño y la recuperación de la rigidez definidos dieron como resultado una respuesta cíclica muy similar a los datos experimentales. Se requieren

pocas propiedades geométricas y físicas para estas simulaciones en comparación con los enfoques de modelos discretos que requieren la predefinición de los planos de inicio y propagación de las fallas por corte manualmente, gran tiempo computacional y tedioso proceso de calibración. El procedimiento de modelado que se propuso es prometedor y se usará para desarrollar un modelo de histéresis para este tipo de construcción para estimar la respuesta durante el movimiento sísmico. En la FIGURA 2- 14 se representa un diagrama cortante basal vs. deriva que compara los resultados obtenidos experimentalmente y obtenidos computacionalmente. En la FIGURA 2- 15 se observa el modelo en su configuración deformada y el muro real deformado.

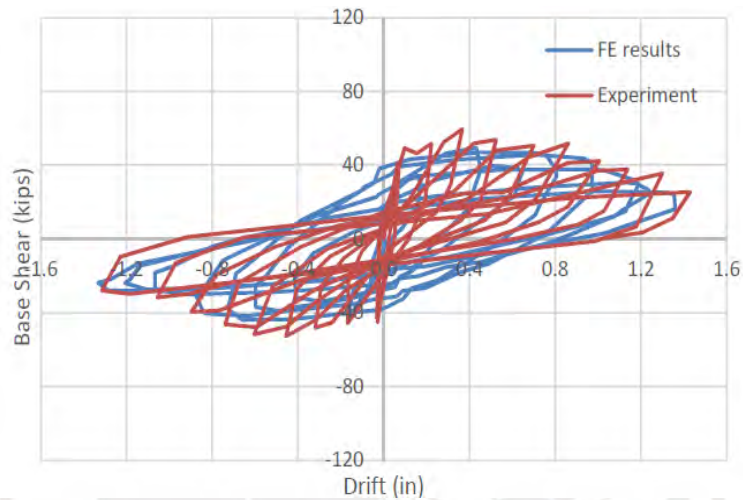


FIGURA 2- 14 Cortante basal vs. Deriva (Fuente: Allouzi et al, 2014).

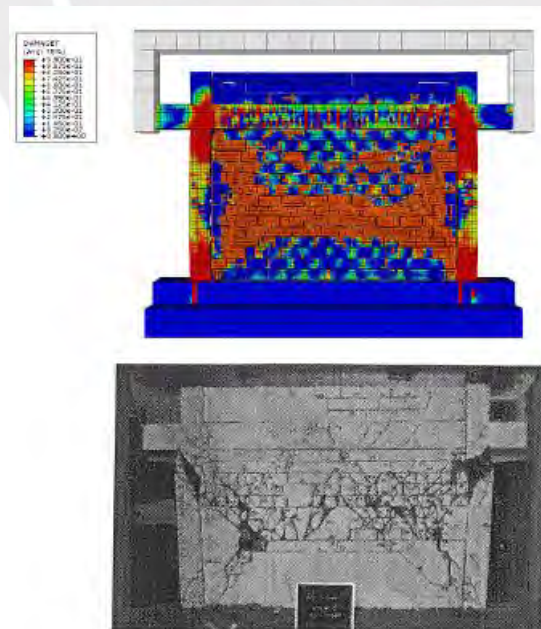


FIGURA 2- 15 Arriba, modelo numérico deformado. Abajo, muro real ensayado. (Fuente: Allouzi et al, 2014).

### 3. MODELADO NUMÉRICO DEL PÓRTICO Y TABIQUE DE RELLENO

#### 3.1. Análisis de estudio

Los datos experimentales, fotografías y descripción del ensayo fueron obtenidos de Sáenz (2016). La investigación tiene como finalidad la evaluación del comportamiento sísmico de tabiques de relleno hechos de ladrillo pandereta adheridos a un pórtico de concreto armado. Los ensayos que se realizaron para conocer el comportamiento sísmico fueron el ensayo cíclico co-planar y el ensayo de cargas perpendiculares al plano en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP.

##### 3.1.1. Características de los elementos constituyentes de la mampostería

La unidad de albañilería utilizada para la construcción del muro fue de ladrillo tubular. Este ladrillo tiene perforaciones dispuestas en paralelo a la superficie de asiento como se muestra en la FIGURA 3- 1 (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2011). Las dimensiones nominales del ladrillo son 225 mm x 95 mm x 105 mm (largo, alto y espesor) con una masa de 1.9 kg. El mortero consiste en la mezcla de agua, arena y cemento (material conglomerante), cuya dosificación es 1:4 en volumen de cemento y arena respectivamente.



FIGURA 3- 1 Ladrillo pandereta raya (Fuente: Sáenz, 2016).

##### 3.1.2. Propiedades mecánicas de la albañilería

Se realizaron dos ensayos mecánicos, uno de compresión de pilas de albañilería simple para conocer la resistencia característica a compresión ( $f'_m$ ) y el módulo de elasticidad ( $E_m$ ), y otra de compresión diagonal de muretes para conocer su resistencia al corte ( $v'_m$ ) y el módulo de corte ( $G_m$ ). Los valores obtenidos fueron 1.32 MPa para la resistencia a la compresión y 0.97 MPa para la resistencia al corte. En la TABLA 3- 1 se muestran las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayos realizados; además, se presentan otros resultados de autores que realizaron los mismos ensayos utilizando ladrillo pandereta.

**TABLA 3- 1 Resumen y comparación de propiedades de la albañilería**

	$f'_m$ (MPa)	$E_m$ (MPa)	$V'_m$ (MPa)	$G_m$ (MPa)	$\nu$
Sáenz (2016)	1.32	2589.19	0.97	1344	
Mamani (2015)	2.75	6065.24	0.92	1328	-
Araoz et al (2012)	2.44	2630	0.94	-	-
Salinas et al (2007)	2.25	-	0.68	-	-

### 3.1.3. Detalles del pórtico y la mampostería

Utilizaron un pórtico existente de concreto armado en el cual fue construido el muro como relleno para realizar un ensayo estático cíclico. En la FIGURA 3- 2 se detalla las especificaciones del pórtico: la viga de cimentación tiene una dimensión de 300 mm x 280 mm x 3620 mm; las columnas, de 250 mm x 250 mm x 2650 mm; y la viga, de 250 mm x 250 mm x 3000 mm. El acero de refuerzo consistió en 4 varillas longitudinales de 12.7 mm (1/2") de diámetro y estribos de 9.5 mm (3/8") de diámetro. La mampostería tiene un aparejo de soga, por lo que el espesor del muro es de 105 mm. Finalmente, el espesor de la junta del mortero es de 15 mm.

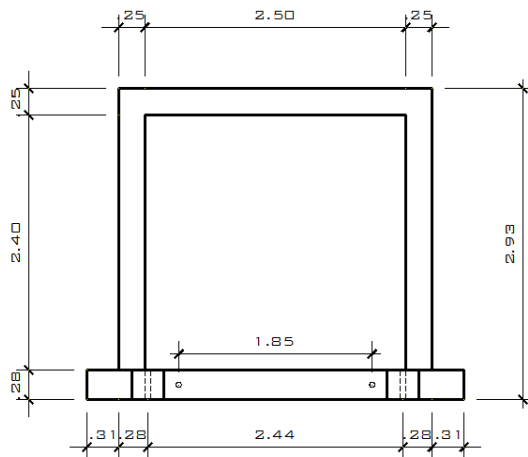


FIGURA 3- 2 Detalles geométricos del pórtico de concreto armado (Fuente: Sáenz, 2016).

### 3.1.4. Detalle del ensayo

La instrumentación del pórtico y del muro consistió en la colocación de 14 LVDT's (ver FIGURA 3- 3) en lugares estratégicos que se detallan a continuación:

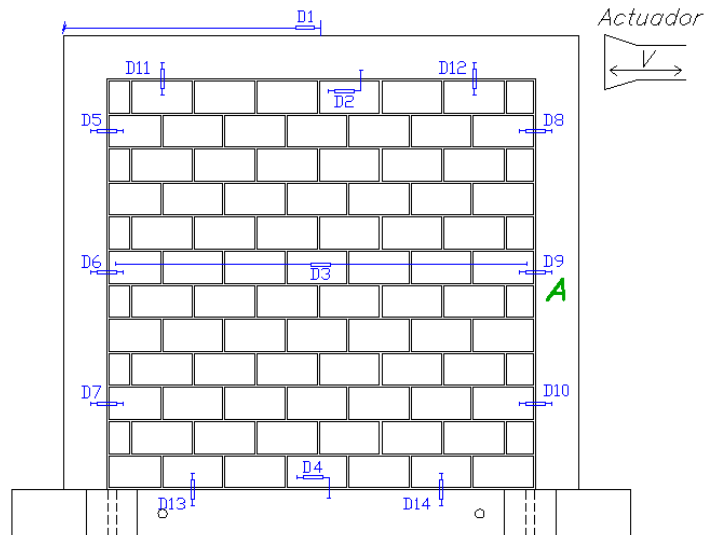


FIGURA 3- 3 Detalle de la instrumentación del ensayo cíclico en el plano (Fuente: Sáenz, 2016).

El ensayo de carga cíclica en el plano consistió en aplicar un desplazamiento en la viga superior (D1) en nueve fases de carga y descarga. En la TABLA 3- 2 se muestra la amplitud de desplazamiento que tuvo cada fase. El primer desplazamiento máximo fue de 1.5 mm, continuado por desplazamientos de 3, 2, 4, 5, 7.5, 10, 12.5, 15 mm (ver FIGURA 3- 4). Las fases 2 y 3 tuvieron tres ciclos de carga y descarga; el resto, sólo dos.

TABLA 3- 2 Amplitud de cada fase (fuente: Sáenz (2016))

FASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9
D1(mm)	1.5	2	3	4	5	7.5	10	12.5	15

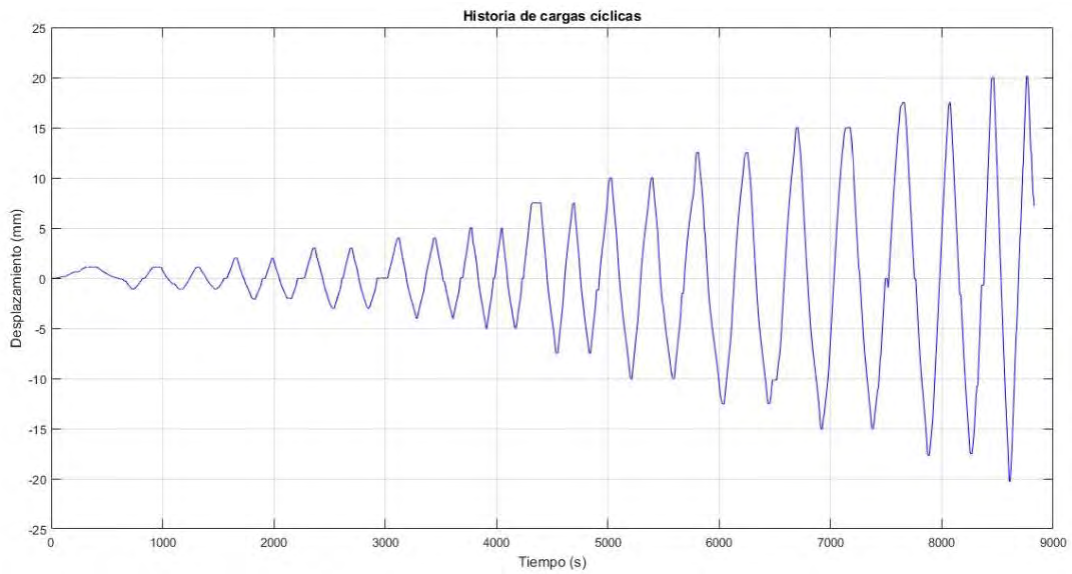


FIGURA 3- 4 Historia de cargas cíclicas (Fuente: Adaptado de Sáenz (2016)).

### 3.1.5. Respuesta estructural

Se elaboró el diagrama fuerza cortante (V) vs. desplazamiento (D1) (ver FIGURA 3- 5). Se aprecia una clara tendencia de que los lazos histerético pasan por el origen, el cual es típico de estas estructuras que disipan poca energía. A su vez, se nota la pérdida de la rigidez lateral conforme aumenta el desplazamiento. La máxima fuerza cortante producida fue de 219.6 kN para un desplazamiento lateral de 7.5 mm (deriva de 0.0031).

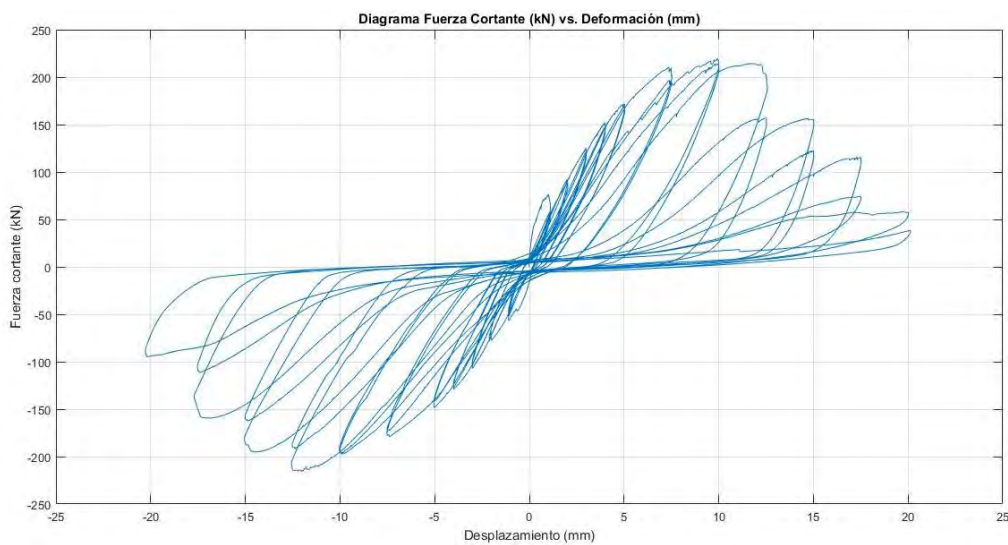


FIGURA 3- 5 Diagrama fuerza cortante vs. desplazamiento (Fuente: Adaptado de Sáenz (2016)).

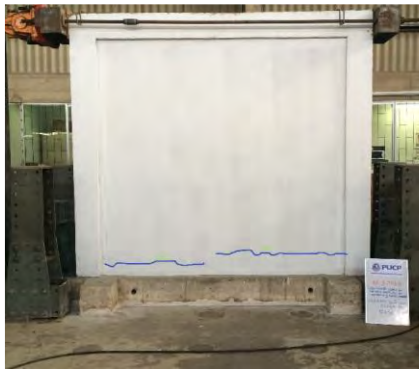
La TABLA 3- 3 obtenida de Sáenz (2016) resume las fuerzas cortantes máximas en la base, los desplazamientos máximos horizontales medido desde el lado superior y al centro de la viga (D1) y las derivas de entrepiso de cada fase (D1 / h).

**TABLA 3- 3 Fuerzas máximas de cada fase del ensayo cíclico (Fuente: Sáenz, 2016)**

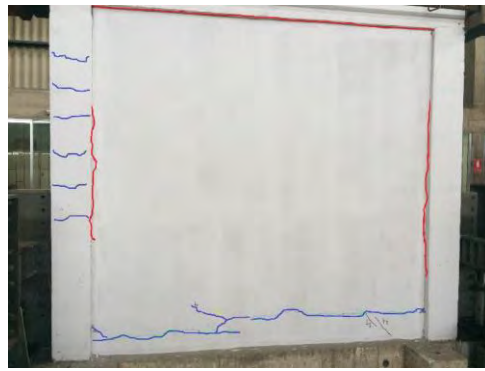
Fase	V (kN)	D1 (mm)	Deriva (D1/h)
1	76.2	1.5	0.0006
2	92.2	2.0	0.0008
3	125.1	3.0	0.0013
4	151.9	4.0	0.0017
5	171.9	5.0	0.0021
6	219.6	7.5	0.0031
7	156.9	10.0	0.0042
8	122.7	12.5	0.0052
9	74.7	15.0	0.0063

### 3.1.6. Patrón de agrietamiento

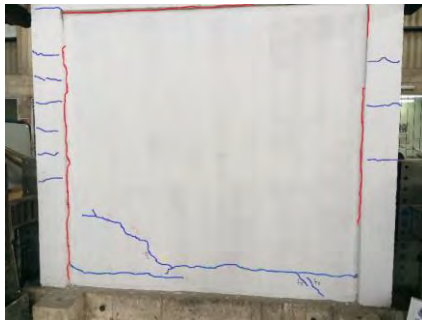
Los sucesos importantes de las fases se presentan a continuación: en la Fase 1 comenzó a ocurrir una fisuración horizontal cerca de la base del muro; para la Fase 5 existe la separación pórtico-tabique y se prolonga más la fisura horizontal en el tabique; en la Fase 6 se forma la primera fisuración diagonal que inicia a un tercio de altura desde la base; en la Fase 8, las fisuras incrementan en espesor; en la Fase 9, la fisuración predominante es la de cizalle. Estas secuencias importantes de fisuración se presentan en la **FIGURA 3- 6**. Se agregaron dos fases adicionales: Fase 10 y Fase 11 con una amplitud en desplazamiento de 17.5 y 20 mm, respectivamente. Además, también se puede apreciar el estado final del conjunto. El mecanismo de falla predominante en el muro es el cizalle, seguido por el agrietamiento diagonal que se forma aproximadamente a un tercio de altura desde la base y, finalmente, el aplastamiento de las unidades de albañilería en las esquinas inferiores.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

FIGURA 3- 6 Sucesos importantes durante el ensayo cíclico co-planar: (a) Inicio de la fisuración originada en la parte inferior del tabique; (b) Prolongación de las fisuras en el tabique y separación del interfaz pórtico tabique; (c) Aparece la fisura diagonal en la parte inferior izquierda; (d) Incremento de la fisuración en el muro; (e) Vista amplia del estadio del muro; (f) Estado final del sistema (Fuente: Adaptado de Sáenz (2016)).

### 3.2. Modelo numérico en 3D

En este subcapítulo se explica el proceso de modelamiento del pórtico y el tabique. En primer lugar, se abordarán los criterios de modelado elegidos; luego, se expone un resumen de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, incluye la elección de las leyes constitutivas de las partes.

Posteriormente, se realizará el análisis de sensibilidad del modelo, en el que se compara distintos criterios de modelado como la cantidad de puntos de integración y el tamaño de malla. Finalmente, se analiza los resultados de calibrar el modelo, variando tres parámetros: el módulo de elasticidad, resistencia y energía de fractura.

### 3.2.1. Criterio de modelado

#### Concreto y muro de mampostería

El pórtico de concreto armado y el muro de albañilería son modelados como elementos continuos homogéneos en tres dimensiones. En ABAQUS se puede usar este tipo de elementos para modelar la más amplia variedad de componentes. Conceptualmente, los elementos continuos simplemente modelan pequeños bloques de material en un componente. Dado que pueden estar conectados a otros elementos en cualquiera de sus caras, los elementos continuos, como ladrillos en un edificio, pueden usarse para construir modelos de casi cualquier forma, sometidos a casi cualquier carga. Se escogieron dos tipos de elementos para la modelación: elementos C3D8R y C3D20R (ver TABLA 3- 4). Esto quiere decir que los elementos pertenecen a la familia de elementos de esfuerzo-deformación continuos cuya denominación empiezan con la letra “C”. La denominación "3D" indica un elemento tridimensional. Los números 8 y 20 indican el número de nodos del elemento, así como el modo de interpolación; el elemento de 8 nodos tiene una interpolación lineal; mientras que el de 20 nodos, interpolación cuadrática. Finalmente, la letra R indica que los elementos son de integración reducida.

**TABLA 3- 4 Tipos de elementos para la modelación del pórtico y el muro en ABAQUS.**

	Modelo 1	Modelo 2
Pórtico de concreto	C3D8R Bloque de 8 nodos lineal, de integración reducida y tres dimensiones	C3D24R Bloque de 24 nodos cuadrática, de integración reducida y tres dimensiones
Muro de albañilería	C3D8R Bloque de 8 nodos lineal, de integración reducida y tres dimensiones	C3D24R Bloque de 24 nodos cuadrática, de integración reducida y tres dimensiones

#### Acero de refuerzo

El acero de refuerzo que va dentro del pórtico se modela como elemento tipo truss que tiene la característica de transportar cargas de tracción o compresión. No tienen resistencia a la flexión; por

lo tanto, son útiles para esta modelación. Se escogió un elemento tipo T3D2 (ver TABLA 3- 5). Es decir, el elemento pertenece a la familia truss denominado con la letra "T" seguido por el "3D" que indica que es un elemento tridimensional, con un número de nodos igual a 2 (interpolación lineal). ABAQUS posee una técnica del elemento embebido que se utiliza para especificar que un elemento se incrusta en elementos continuos. Esta técnica es ideal para modelar armaduras de refuerzo. ABAQUS busca las relaciones geométricas entre los nodos de los elementos incrustados y los elementos continuos.

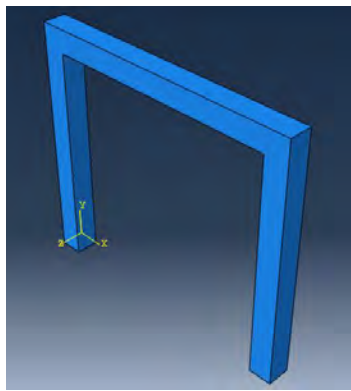
**TABLA 3- 5 Tipo de elemento para la modelación del acero de refuerzo en ABAQUS.**

	Modelo 1
Barra de refuerzo	T3D2 Barra de 2 nodos lineal de 3 dimensiones

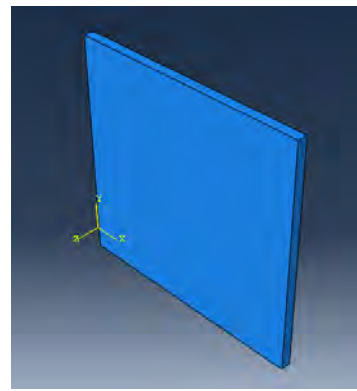
### Interfaz

Para modelar la interacción pórtico-tabique se utilizaron elementos de interacción. ABAQUS posee una metodología de relación denominada “Surface to Surface”, que permite relacionar las superficies en contacto (Sánchez, Gonzales del Solar, Martín, & Maldonado, 2012). La relación se establece de la metodología de superficies tipo maestro y esclavo, que regula la relación de la interacción, conservando la regla básica de que las superficies esclavas no pueden penetrar en las superficies de tipo maestro. Bajo este argumento, se seleccionó a la superficie del pórtico como superficie maestra; mientras la superficie del muro, superficie esclava.

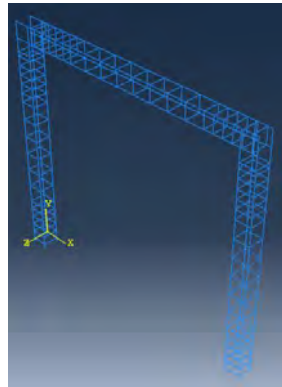
La **FIGURA 3-7** muestra la modelación realizada en ABAQUS: en (a) se aprecia el pórtico de concreto como elementos frame en 3D; en (b), el muro de albañilería de relleno; en (c), la armadura de acero; y en (d) la unión de todos los elementos modelados.



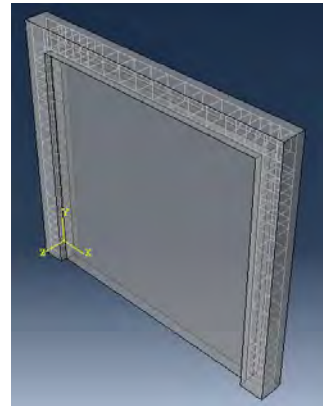
(a)



(b)



(c)



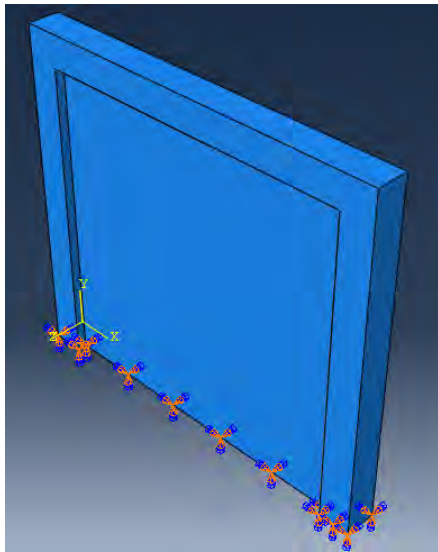
(d)

FIGURA 3- 7 Modelación de los elementos estructurales: (a) marco de concreto, (b) muro de mampostería, (c) armadura de refuerzo, (d) Modelo completo.

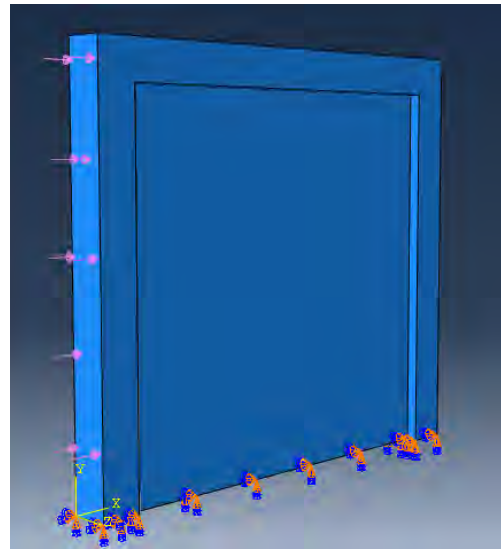
### Condiciones de contorno y sistema de cargas

Debido a que no se consideró la viga de cimentación y tampoco se observó algún desplazamiento y rotación de volteo en el muro en la etapa experimental, se considera la base del pórtico y del muro como empotramientos (**FIGURA 3- 8**).

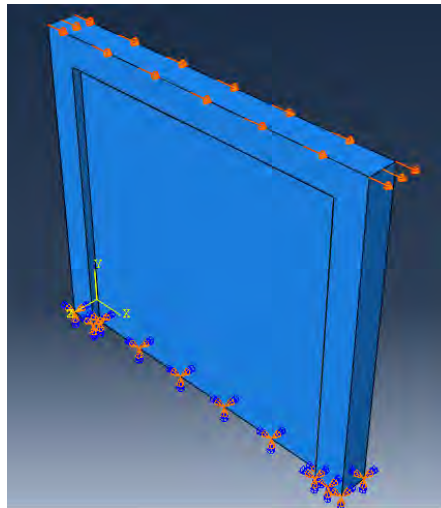
Para el análisis de interacción tabique-pórtico, se consideraron dos tipos de cargas: una carga distribuida horizontal equivalente al 80% de la masa (1.61 toneladas), esto debido a que al aplicar el 100% de la masa no converge el sistema, para obtener los puntos de formación de rótulas, así como también comparar la respuesta estructural al cambiar el tamaño de malla. Para el análisis monotónico se asigna a la superficie superior una carga que sigue amplitudes de desplazamiento.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 3- 8 Condiciones de contorno y cargas aplicadas para el análisis: (a) empotrado en la base, (b) presión horizontal incremental, (c) aplicación de desplazamientos

### 3.2.2. Parámetros mecánicos de los elementos del modelo

#### Parámetros mecánicos para el pórtico y el muro

En ABAQUS se puede usar cualquier cantidad de materiales. Para definir el comportamiento del pórtico y del tabique, se eligió el modelo constitutivo Concrete Damage Plasticity para simular el comportamiento plástico.

Primero se define la densidad del elemento, por defecto tiene una distribución uniforme en todo el elemento. Para el pórtico de concreto se asignó una densidad de  $2.4 \times 10^{-9}$  ton/mm<sup>3</sup>; para el muro de albañilería,  $1.35 \times 10^{-9}$  ton/mm<sup>3</sup>. Luego, se definen las propiedades elásticas como el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Se considera que tanto el pórtico de concreto y la albañilería tienen un comportamiento isotrópico. Luego se define el módulo de elasticidad: para el concreto se estableció un módulo de elasticidad de 21300 MPa, que se obtuvo de la fórmula 8.3 de la norma técnica peruana E.060 (SENCICO, 2009); para el tabique de albañilería, 2580 MPa. El coeficiente de Poisson para el concreto es de 0.15; mientras para la albañilería, 0.2. Los parámetros elásticos están resumidos en la TABLA 3-6

Luego, para la simulación del comportamiento plástico, se define el modelo constitutivo Concrete Damage Plasticity (CDP en adelante). Como parámetros iniciales, se necesita definir el ángulo de dilatación, excentricidad, la relación  $f_b/f_{c0}$ , el coeficiente k del segundo esfuerzo invariante y el parámetro de viscosidad. De acuerdo con el análisis realizado por Hafezolghorani, Et al, sugiere que el rango de valores que se utiliza en el concreto con respecto al ángulo de dilatación es 20° a 40°; en este análisis se considera 30°. También indica que por defecto se utiliza un valor de 0.1 a la excentricidad. Con respecto al ratio del esfuerzo de compresión de fluencia biaxial entre el esfuerzo de compresión de fluencia uniaxial menciona Hafezolghorani Et al que por defecto se debe considerar 1.16 y considerar 0.667 al coeficiente k del segundo esfuerzo invariante. Los valores de los parámetros se aprecian en las tablas TABLA 3- 6 y TABLA 3- 7

**TABLA 3- 6 Parámetros elásticos**

	Módulo de elasticidad (MPa)	Coficiente de Poisson
Concreto	21300	0.15
Mampostería	2580	0.2

**TABLA 3- 7 Parámetros inelásticos.**

	Ángulo de dilatación ( $\Psi$ )	Excentricidad	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Parámetro de viscosidad
Concreto	30	0.1	1.33	0.667	0
Albañilería	30	0.1	1.33	0.667	0

Las curvas de esfuerzo y deformación se obtuvieron de las expresiones descritas en el capítulo 2. La resistencia del concreto a compresión es de 21 MPa; en tracción, la resistencia es 2.89 MPa. Además, se definió, para esfuerzos de compresión, una degradación de la resistencia, considerando una recuperación de la tensión de 0.7, se obtuvieron los parámetros de daño correspondientes a las deformaciones inelásticas (ver **FIGURA 3-9**).

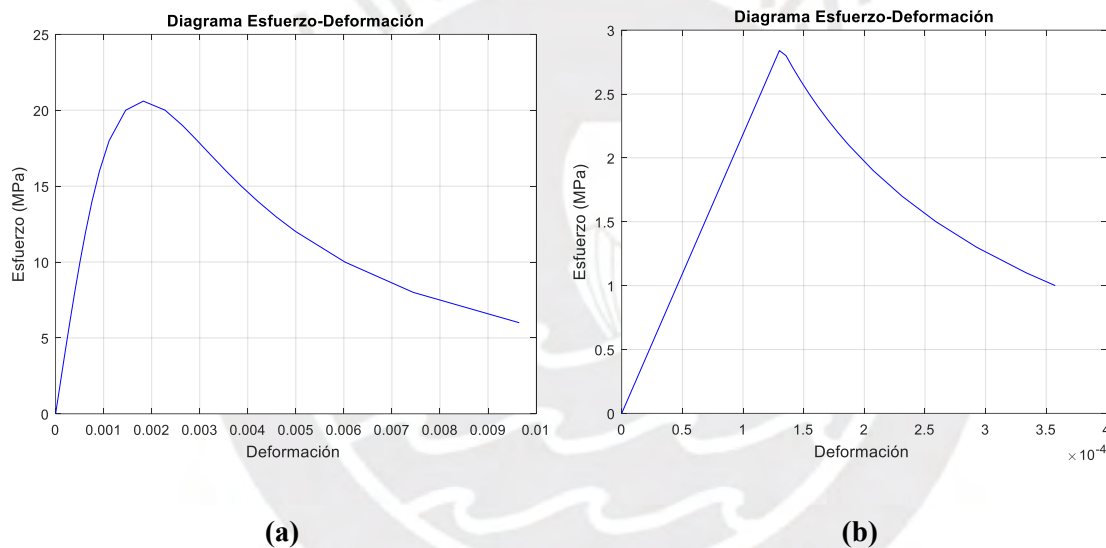


FIGURA 3- 9 Curvas inelásticas para el comportamiento del concreto: (a) Diagrama esfuerzo-deformación en compresión, (b) diagrama esfuerzo-deformación en tensión.

En la albañilería se consideró una resistencia a la compresión de 1.3 MPa obtenida de los ensayos de pilas; en tracción, la resistencia se consideró un valor inicial de 0.9 MPa para que pueda lograr la convergencia en el modelo numérico. Además, se definió, para esfuerzos de compresión, una degradación de la resistencia, considerando una recuperación de la tensión de 0.6, se obtuvieron los parámetros de daño correspondientes a las deformaciones inelásticas. La **FIGURA 3-10** muestra la gráfica de esfuerzo tanto para compresión y tracción en la albañilería.

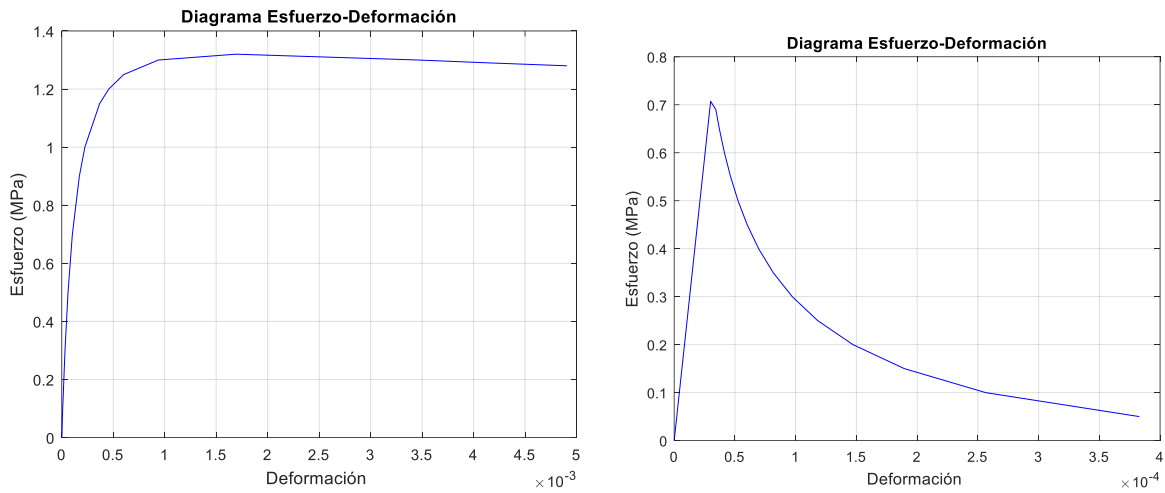


FIGURA 3- 10 Curvas inelásticas para el comportamiento de la albañilería: (a) Diagrama esfuerzo-deformación en compresión, (b) diagrama esfuerzo-deformación en tensión.

Parámetros mecánicos para el acero de refuerzo

El comportamiento del acero de refuerzo es elasto-plástico perfecto. Se modela un acero de grado 60. La densidad del acero es  $7.85 \times 10^{-9}$  ton/mm<sup>3</sup>. En el comportamiento elástico, se le asignó un módulo de elasticidad de 210000 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.3. Para el rango elástico se consideró un esfuerzo de fluencia de 420 MPa (TABLA 3- 8).

**TABLA 3- 8 Propiedades elásticas del acero**

	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson	Esfuerzo de fluencia (MPa)
Acero de refuerzo grado 60	210000	0.3	420

Parámetro mecánico para interface pórtico-tabique

Se definió dos tipos de interfaces para el análisis: un interfaz que une la superficie superior del tabique y la viga, y dos interfaces que unen los lados de muro con las columnas del pórtico (ver **FIGURA 3-11**). Los valores para la interfaz que une lado superior y viga se obtuvieron de Santos et al (2017). Con respecto al comportamiento tangencial, se define al coeficiente de fricción estático como 0.5 que obedece la ley de Coulomb que es directamente proporcional al esfuerzo de corte; se considera el máximo esfuerzo de corte como 10.5 MPa. Con respecto al comportamiento cohesivo, se definen la rigidez normal de 5 N/mm y rigideces tangencial en la superficie de contacto 2100 N/mm. Los valores iniciales para la interfaz que une las columnas con las caras laterales de los muros tienen el 60% de los valores de la interfaz anterior. La TABLA 3- 9 resume estos valores.

**TABLA 3- 9 Propiedades mecánicas de la interfaz pórtico-tabique**

Propiedades de la interfaz									
	Comportamiento tangencial		Comportamiento cohesivo (N/mm)			Daño inicial (MPa)			Evolución de daño (N-mm)
	$\Phi$	$\tau_{\max}$ (Mpa)	$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	$l_n^\circ$	$l_s^\circ$	$l_t^\circ$	$E_f$
Interfaz superior	0.5	10.5	5	2100	2100	0.91	0.23	0.23	0.05
Interfaz lateral	0.3	6.3	3	1260	1260	0.55	0.14	0.14	0.03

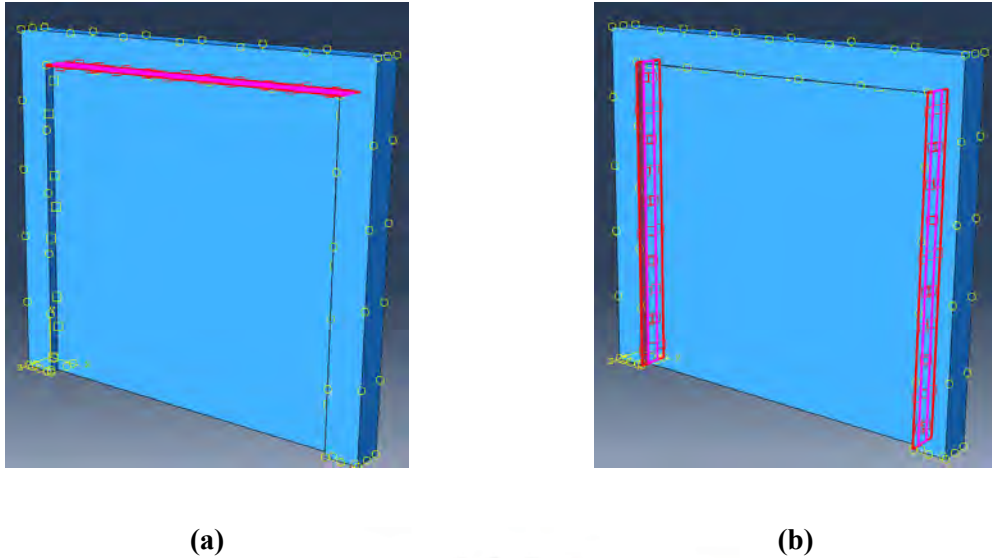


FIGURA 3- 11 Interfaz pórtico-tabique: (a) Interfaz superior entre muro y viga sombreado de fucsia, (b) Interfaz lateral entre muro y columnas sombreado de fucsia.

### 3.3. Análisis de sensibilidad

#### Tamaño de malla

Es importante definir el tamaño óptimo de la malla. Por un lado, mientras más refinada sea la malla, los resultados son más precisos; sin embargo, incrementa el tiempo de procesamiento computacional. Por otro lado, mientras menos refinada, los resultados son menos precisos, pero el tiempo de procesamiento computacional es corto. Por lo tanto, se propone encontrar el tamaño óptimo utilizando tres dimensiones de malla: 200 mm (M200), 100 mm (M100) y 50 mm (M50).

Para realizar el análisis comparativo, se coloca un esfuerzo horizontal incremental como se aprecia en la **FIGURA 3-12**. Las amplitudes son de 0.1 N/mm<sup>2</sup>, 0.2 N/mm<sup>2</sup>, 0.3 N/mm<sup>2</sup> y 0.4 N/mm<sup>2</sup>.

Con realizar un tamaño de malla de 200 mm, se tiene 667 elementos. El tiempo de procesamiento del análisis fue de 45.8 segundos y se necesitó 48 incrementos para completar la acción. Para la malla de 100 mm, se tiene 2235 elementos. El tiempo de procesamiento duró 54.6 segundos y se necesitó 19 incrementos para completar la acción. Finalmente, con realizar un tamaño de 50 mm, se tiene 10463 elementos. El tiempo de procesamiento fue 299.10 segundo y se necesitó 17 incrementos.

Para M200, la estructura tuvo un desplazamiento máximo horizontal de 13.2 mm. Por otro lado, para M100, la estructura se desplazó 4.4 mm. Finalmente, para M50, la estructura tuvo un desplazamiento de 3.95 mm. Como se aprecia en la **FIGURA 3-12**, el resultado de M200 posee una respuesta muy alejada a los dos modelos. En tanto M100 y M50 tuvieron una respuesta de desplazamiento similar.

El patrón de agrietamiento se mide con las máximas deformaciones plásticas equivalentes (PEEQMAX por siglas en inglés). En los tres casos, se obtuvo un patrón de daño similar: deformación horizontal y vertical. La diferencia está en la propagación de estas deformaciones y en las deformaciones máximas. En M200, el agrietamiento horizontal se propaga en casi todo el muro y tiene una deformación máxima 0.0155 tanto en la dirección vertical como horizontal. En M100, el agrietamiento horizontal se propaga hasta la mitad del muro. La deformación máxima oscila entre 0.0016 y 0.0028. En M50, el agrietamiento solo se propaga hasta aproximadamente 1/3 de la longitud horizontal del muro. La deformación máxima oscila entre 0.0014 y 0.0016. Mientras mayor es el tamaño de malla, se obtendrá una propagación de agrietamiento y un valor de la deformación plástica superiores.

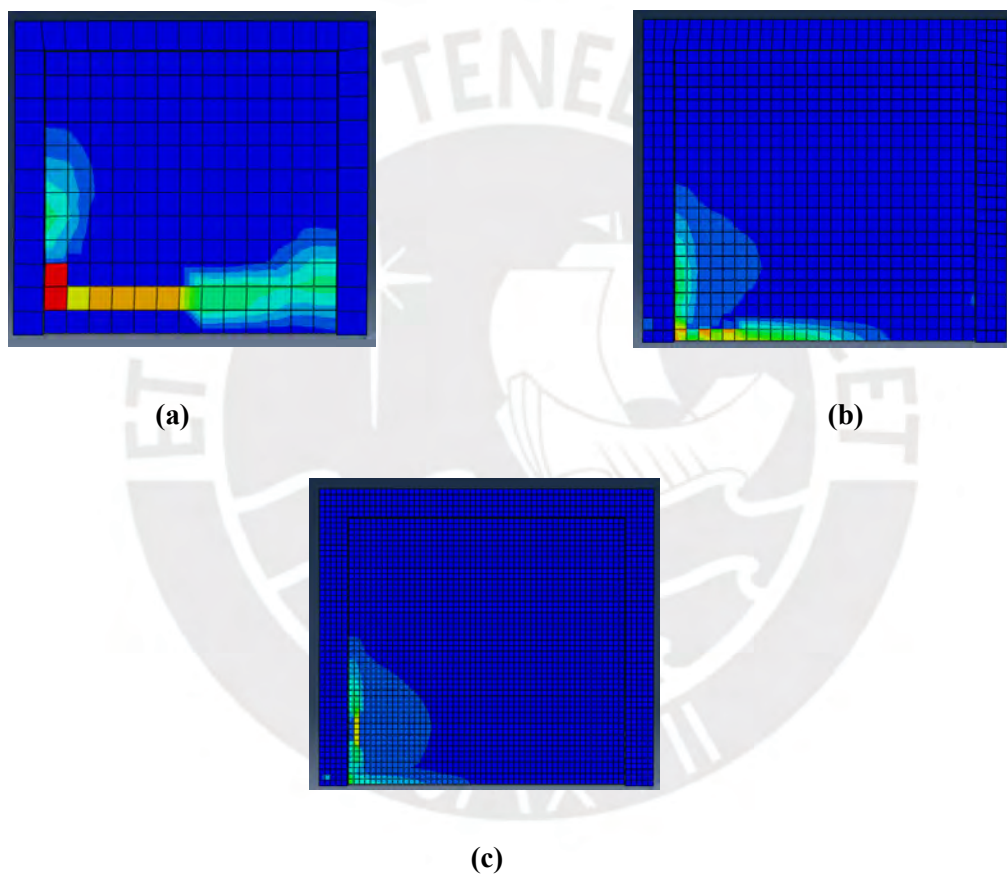


FIGURA 3- 12 Patrón de agrietamiento de los modelos M200, M100 y M50

En la respuesta estructural ante las cargas horizontales, M100 y M50 poseen valores similares. M200 tiene menor resistencia y entra a la degradación de su rigidez. En la TABLA 3-10 se aprecia la máxima cortante basal que puede resistir el sistema: para M200 resistió 223 kN; para M100, 252 kN; para M50, 259kN (ver FIGURA 3-13).

TABLA 3- 10 Desplazamiento en el punto de la cortante máxima para los modelos M200, M100 y M50

	Desplazamiento (mm)	Cortante máxima (kN)
M200	3.55	223
M100	3.75	252
M50	3.67	259

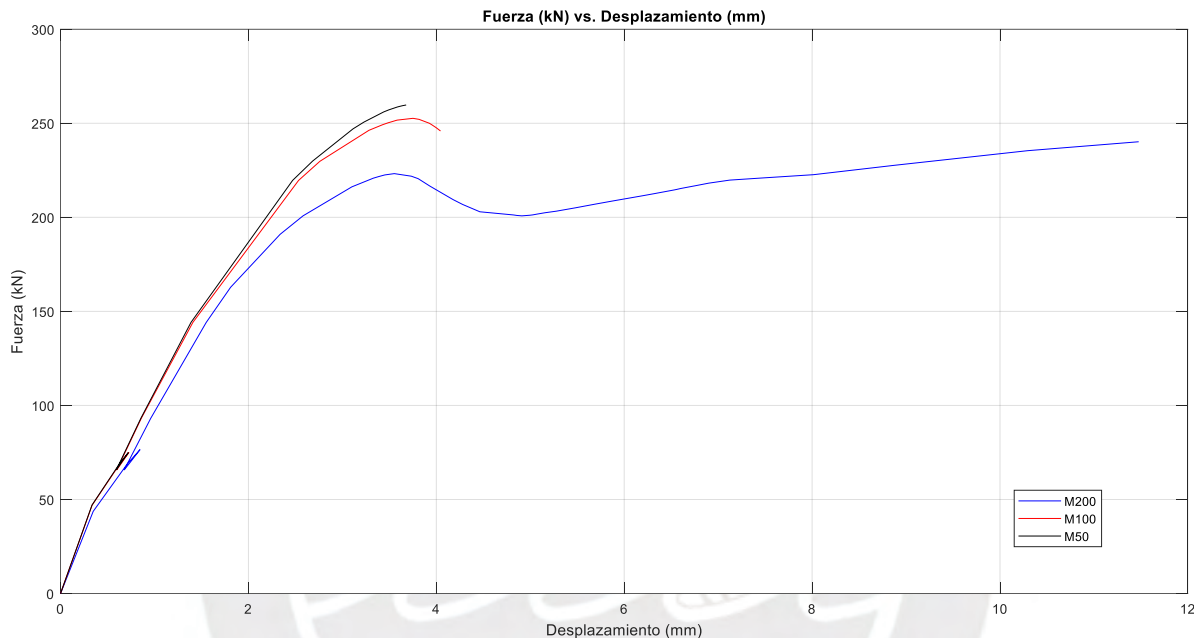


FIGURA 3- 13 Gráfica fuerza-desplazamiento para los modelo M200, M100 y M50

### Número de nodos del elemento

Para realizar el análisis de la cantidad de número de nodos, se escogió la estructura con la malla óptima: M50. A estos dos modelos numéricos se les denomina M50-C3D8R y M50-C3D20R. En la TABLA 3-11 se resume las características generales del análisis como el número de elementos, número de nodos, tiempo de procesamiento y la cantidad de incrementos. Como se aprecia, al tener el mismo tamaño de malla, el número de elementos son iguales. Sin embargo, el número de nodos es muy distintos debido a que el primer modelo tiene 8 puntos de integración en cada sub-dominio; mientras, el segundo modelo, 20 nodos. El tiempo de procesamiento también incrementa, por ejemplo, al usar elementos de interpolación lineal, el tiempo es reducido (299.10 segundos) en comparación de elementos de interpolación cuadrática (5630 segundos). El modelo M50-C3D20R al tener mayor cantidad de nodos, necesita más incrementos para converger.

**TABLA 3- 11 Análisis comparativo del modelo M50-C3D8R vs M50-C3D20R**

	N° de elementos	N° nodos	Tiempo de procesamiento (s)	Cantidad de incrementos	Cortante máxima (kN)
M50-C3D8R	10463	15371	299.10	17	259
M50-C3D20R	10463	51571	5630	31	236

Con respecto al patrón de agrietamiento y PEEQMAX, el modelo M50-C3D20R obtuvo un patrón de daño distinto al M50-C3D8R: sólo deformación vertical. El modelo M50-C3D20R tiene una deformación máxima que oscila entre 0.0015 y 0.0019. Como se mencionó en el análisis anterior, el modelo M50-C3D8R, tuvo un agrietamiento que se propaga hasta, aproximadamente, 1/3 de la longitud horizontal del muro. La deformación máxima oscila entre 0.0014 y 0.0016 (ver **FIGURA 3-14**).

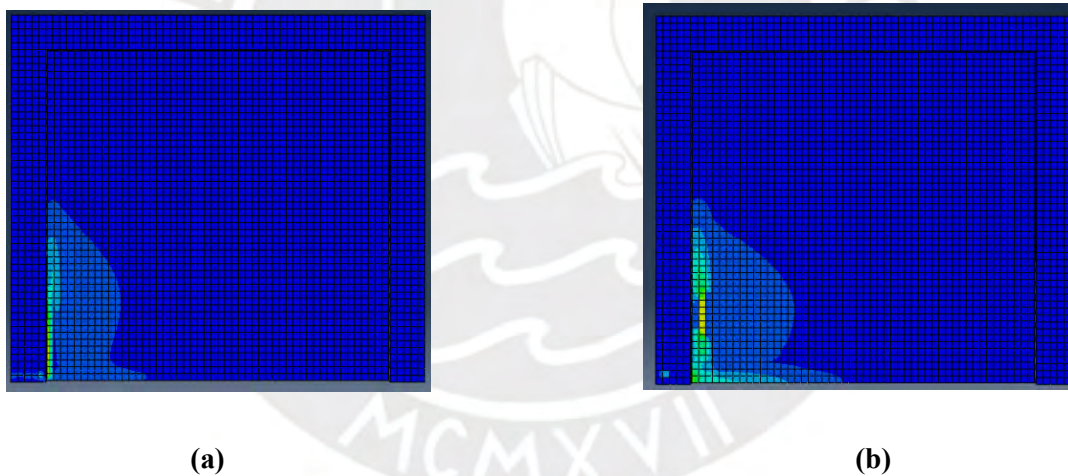


FIGURA 3- 14 Patrón de agrietamiento: (a) M50-C3D8R, (b) M50-C3D20R

Con respecto al análisis estructural ante las cargas horizontales, el modelo M50-C3D20R posee una ligera diferencia con respecto a M50-C3D8R (ver **FIGURA 3-15**). En la TABLA 3-11 se aprecia la máxima cortante basal que puede resistir el sistema: para M50-C3D20R resistió 263 kN; para M50-C3D8R, 259kN.

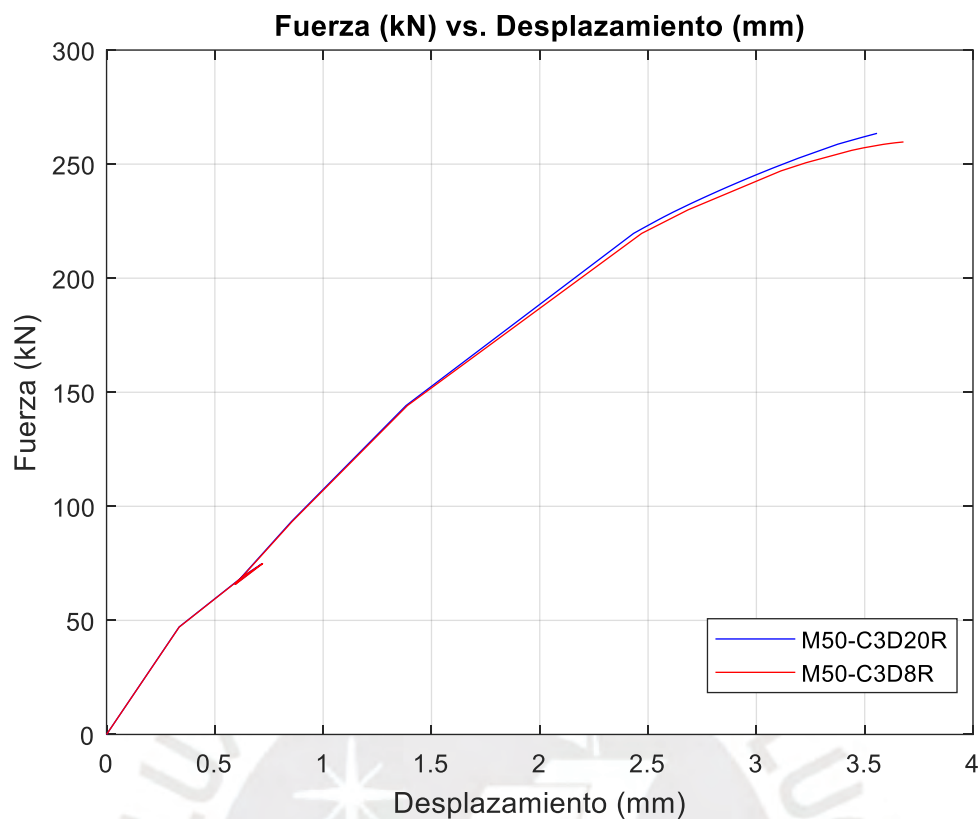


FIGURA 3- 15 Diagrama fuerza desplazamiento para una malla lineal y cuadrática

### 3.4. Análisis paramétrico

Del análisis de sensibilidad, se observó que el modelo numérico óptimo fue el modelo M50-C3D8R ya que el tamaño de malla de 50 mm tiene mejor precisión de resultados y, por otro lado, no hay discrepancia de respuesta significativa entre un elemento de 8 nodos de integración y de 20 nodos (salvo en el tiempo de procesamiento). En este proceso se va a evaluar la variación de tres parámetros: módulo de elasticidad, resistencia de compresión y energía de fractura. La carga aplicada consiste en desplazamientos incrementales con amplitudes similares a lo experimentado por Sáenz (2016).

#### Módulo de elasticidad

En esta primera calibración se desea obtener la pendiente inicial de rigidez similar a lo obtenido en el programa experimental. Utilizando los parámetros iniciales se aprecia que tiene mucha rigidez, y, por lo tanto, presenta una mayor pendiente. Entonces, es necesario calibrar el módulo de elasticidad. En primer lugar, se propone la reducción del 75% el módulo de elasticidad del concreto. Esto debido a que el pórtico ha sido usado en experimentaciones previas y reparado; por lo tanto, ya no tiene el mismo módulo de elasticidad inicial. Debido a la falla atípica del muro y, a su vez, a la anisotropía de la mampostería se propone tres tipos de reducciones: al 80%, 50% y 35% del módulo de elasticidad

experimental. En total se tiene 4 modelos para comparar: M50-100Ec-100Em, Muro de malla de 50 milímetros con 100% del módulo de elasticidad inicial del concreto y 100% para el módulo de elasticidad de la mampostería; M50-75Ec-80Em, Muro de malla de 50 milímetros con 75% del módulo de elasticidad inicial del concreto y 80% para el módulo de elasticidad de la mampostería; M50-75Ec-50Em, Muro de malla de 50 milímetros con 75% del módulo de elasticidad inicial del concreto y 50% para el módulo de elasticidad de la mampostería; y, finalmente, M50-75Ec-35Em, Muro de malla de 50 milímetros con 75% del módulo de elasticidad inicial del concreto y 35% para el módulo de elasticidad de la mampostería. En la TABLA 3-12 se resume la variación del módulo de elasticidad.

**TABLA 3- 12 Análisis comparativo del modelo M50-100Ec-100Em vs M50-75Ec-80Em vs M50-75Ec-50Em vs M50-75Ec-35Em**

Modelo	Módulo de elasticidad concreto (MPa)	Modelo de elasticidad mampostería (MPa)
M50-100Ec-100Em	21300	2580
M50-75Ec-80Em	15,975	2,064
M50-75Ec-50Em	15,975	1,290
M50-75Ec-35Em	15,975	903

Con respecto al patrón de agrietamiento (ver **FIGURA 3-16**), el muro M50-100Ec-100Em y el muro M50-75Ec-80Em presentan cizalle cerca a la mitad de la altura del muro. Las deformaciones plásticas oscilan entre 0.0137 a 0.0183 para el modelo M50-100Ec-100Em y de 0.009 a 0.0137 para el M50-75Ec-80Em. Por otra parte, en los muros M50-75Ec-50Em y M50-75Ec-35Em no presenta un agrietamiento horizontal, sino recién se está formando. Esto se debe a la disminución de la rigidez que genera mayor ductilidad y aún puede admitir más deformaciones. En ambos casos, las deformaciones plásticas oscilan entre 0.00297 a 0.0045.

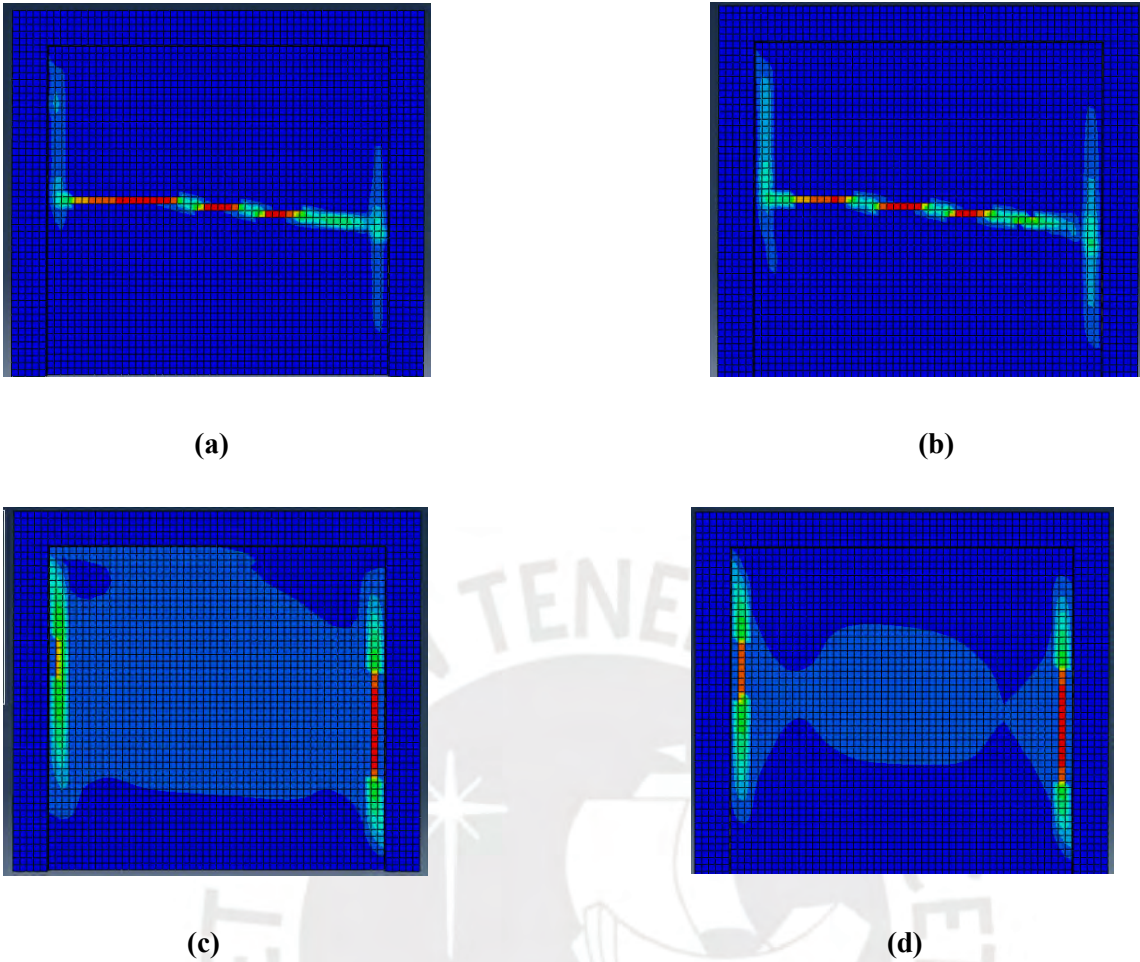


FIGURA 3- 16 Patrón de agrietamiento: (a) M50-100Ec-100Em, (b) M50-75Ec-80Em, (c) M50-75Ec-50Em, (d) M50-75Ec-35Em

Con respecto a la respuesta estructural, se grafica (**FIGURA 3-17**) la curva cortante basal vs. desplazamiento. El modelo M50-100Ec-100Em tiene una mayor pendiente de rigidez y es el primero en alcanzar su máxima resistencia. Luego su rigidez empieza a degradar. Mientras tanto, el modelo M50-75Ec-35Em tiene un comportamiento lineal semejante a la curva experimental. La resistencia máxima en todos los casos es menor a la experimental.

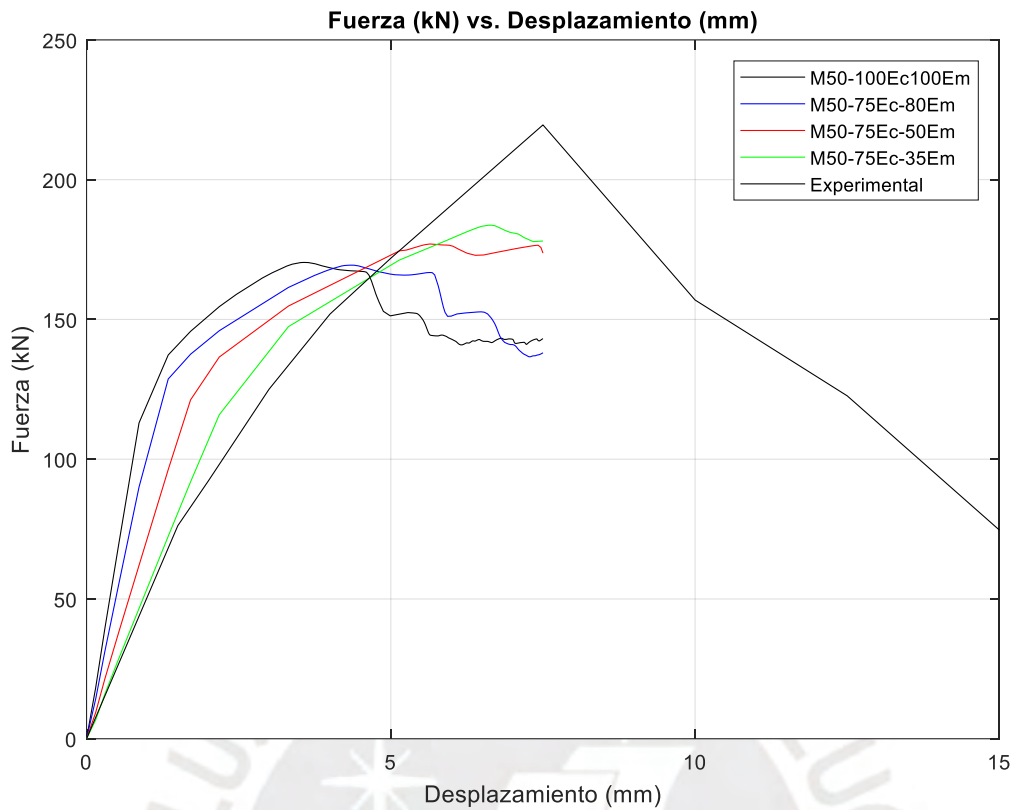


FIGURA 3- 17 Diagrama fuerza vs desplazamiento variando el módulo de elasticidad de la mampostería.

### Resistencia de tracción

Para llegar a la fuerza cortante máxima semejante a la experimental, se propone variar la resistencia a tracción de la mampostería. Se realizaron 4 modelos: M50-0.9ftm, muro con malla de 50 milímetros con una resistencia a la tracción de la albañilería de 0.9 MPa (condición inicial); M50-1.1ftm, muro con malla de 50 milímetros con una resistencia a la tracción de la mampostería de 1.1 MPa; M50-1.2ftm, muro de malla de 50 milímetros con una resistencia a la tracción de la albañilería de 1.2 MPa; y, M50-1.3ftm, muro con malla de 50 milímetros con una resistencia a la tracción de la mampostería de 1.3 MPa. Todo lo mencionado se resume en la TABLA 3-13. Aplicando las amplitudes de desplazamientos máximas, la curva, como se observa en la FIGURA 3-18, que tiene más semejanza a la experimental es el modelo M50-1.3ftm.

**TABLA 3- 13 Análisis comparativo del modelo M50-0.9ftm vs M50-1.1ftm vs M50-1.2ftm vs M50-1.3ftm**

Modelo	Número de malla	Resistencia a la tracción mampostería (MPa)
M50-0.9ftm	50	0.9
M50-1.1ftm	50	1.1
M50-1.2ftm	50	1.2
M50-1.3ftm	50	1.3

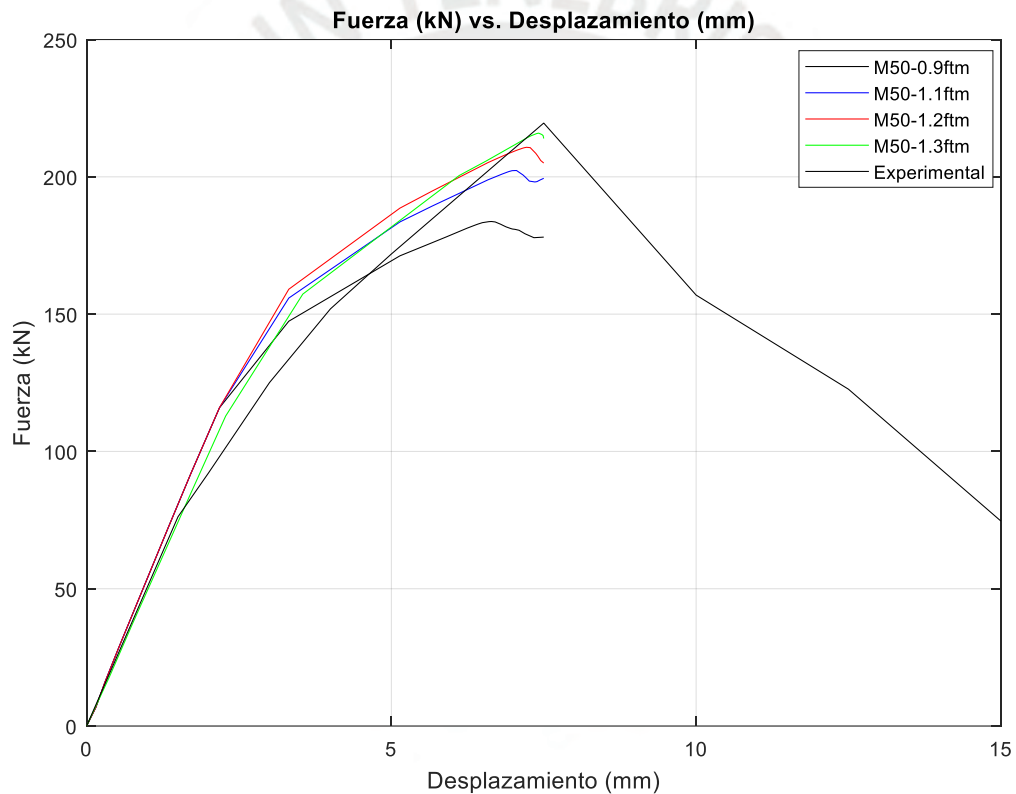


FIGURA 3- 18 Diagrama fuerza vs desplazamiento variando la resistencia a la tracción de la albañilería.

### 3.5. Modelo numérico en 2D

La segunda parte del análisis consiste en generar un macro modelo para simular la interacción del pórtico y el tabique. Primero se abordarán los criterios de modelado elegidos; luego, se expone el resumen de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, incluye la elección de las leyes

constitutivas de las partes. Luego, se presentan los anchos equivalentes del puntal (representación numérica del muro de relleno) y su correspondiente degradación de acuerdo a la literatura expuesta en el capítulo 2.

### 3.5.1. Criterio de modelado

#### Elementos de Concreto

El pórtico de concreto armado es modelado como elemento continuo homogéneo en dos dimensiones. En ETABS se puede usar este tipo de elementos para modelar la más amplia variedad de componentes. Conceptualmente, los elementos frame son modelaciones numéricas que incluye los efectos de flexión, torsión, deformación axial y cortante. Estos elementos interactúan en los nodos. El tipo de vinculación se asocia a la restricción del nodo: restricción de traslación y restricción de rotación en los planos xyz. Al ser elementos continuos, la restricción que se toma en sus nodos son la correspondiente a un empotramiento en 2 dimensiones: 2 de traslación y 1 de rotación dependiendo del plano en el que se dibuja el modelo. De la misma manera, el apoyo de la estructura se restringirá como un empotramiento.

#### Muro de albañilería

La albañilería se modela como elemento link el cual podemos ingresar una definición de fuerza-deformación axial (ver FIGURA 3-19 para apreciar el modelamiento del muro de albañilería).

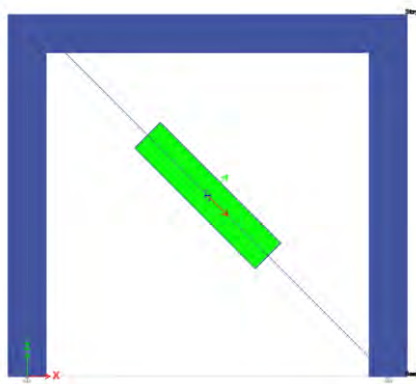


FIGURA 3- 19 Modelación de los elementos estructurales: marco de concreto y muro de mampostería puntal equivalente.

#### Condiciones de contorno y sistema de cargas

Debido a que no se consideró la viga de cimentación y tampoco se observó algún desplazamiento y rotación de volteo en el muro en la etapa experimental, se considera la base del pórtico como empotrada (FIGURA 3-20 (a)).

Para el análisis de interacción pórtico-tabique, se consideró una carga en el nodo superior equivalente a la gravedad en Newtons (FIGURA 3-20 (b)).

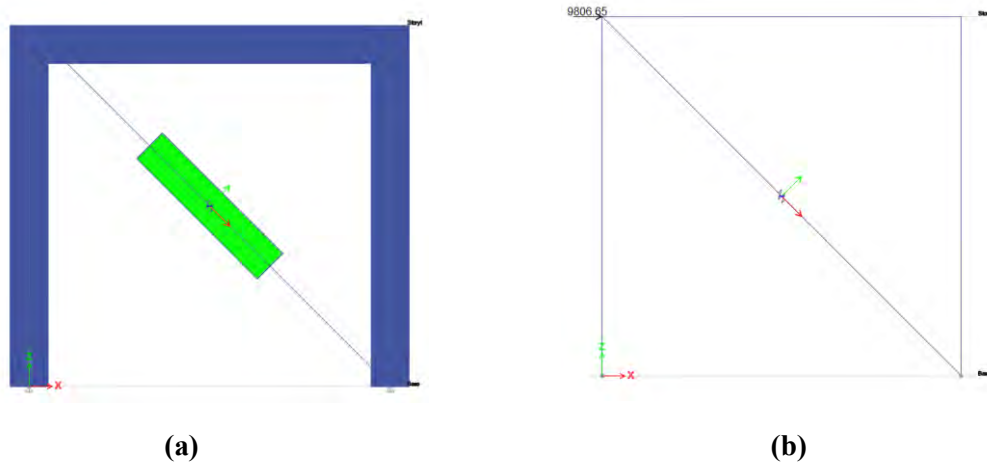


FIGURA 3- 20 Condiciones de contorno y cargas aplicadas para el análisis: (a) empotrado en la base, (b) presión horizontal incremental.

### 3.5.2. Parámetros mecánicos de los elementos del modelo

#### Parámetros mecánicos para el pórtico de concreto armado

En ETABS es posible definir las propiedades del concreto tanto para un análisis elástico como inelástico. Para el comportamiento inelástico del concreto se eligió el modelo constitutivo Simple Concrete Parametric Stress-Strain Curve definido en el capítulo 2.

Primero se define la densidad del elemento, por defecto tiene una distribución uniforme en todo el elemento. Para el pórtico de concreto se asignó una densidad de  $2.4 \times 10^{-9}$  ton/mm<sup>3</sup>. Luego, se define las propiedades elásticas como el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Se considera que el pórtico de concreto tiene un comportamiento isotrópico. Luego se define el módulo de elasticidad: para el concreto se estableció un módulo de elasticidad de 21525 MPa, que se obtuvo de la fórmula 8.3 de la norma técnica peruana E.060 (SENCICO, 2009); el coeficiente de Poisson es de 0.15. Los parámetros elásticos están resumidos en la TABLA 3-14

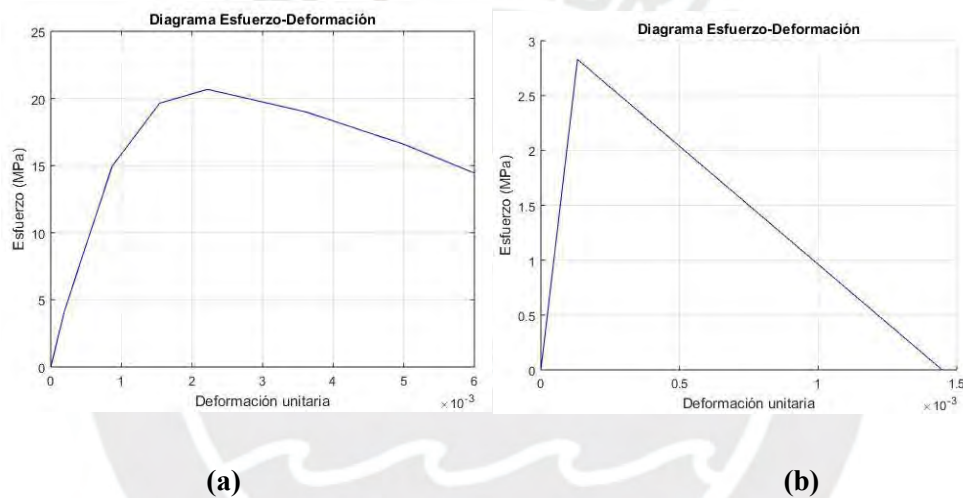
Luego, para la simulación del comportamiento plástico, se define el modelo constitutivo Simple Concrete Parametric Stress-Strain Curve (SCPSSC en adelante). Los parámetros necesarios son el

esfuerzo máximo ( $f_c'$ ), la deformación unitaria cuando el esfuerzo es máximo y la deformación unitaria última.

**TABLA 3- 14 Parámetros elásticos del concreto, modelo 2D**

	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson
Concreto	21525	0.15

Las curvas de esfuerzo y deformación se obtuvieron de las expresiones descritas en el capítulo 2. La resistencia del concreto a compresión es de 20.68 MPa; en tracción, la resistencia es 2.83 MPa (ver **FIGURA 3-21**).



**FIGURA 3- 21** Curvas inelásticas para el comportamiento del concreto: (a) Diagrama esfuerzo-deformación en compresión, (b) diagrama esfuerzo-deformación en tensión.

Parámetros geométricos y mecánicos del muro de relleno

Para definir las propiedades del muro de albañilería se genera los puntos notables que consideran la degradación de rigidez axial del puntal (descrito en el capítulo 2).

Las propiedades mecánicas que se asignan a la mampostería son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson (2580 MPa y 0.25 respectivamente). El resumen de la geometría y propiedades mecánicas se considera en la TABLA 3-15.

**TABLA 3- 15 Parámetros elásticos del portico de concreto y mampostería de ladrillos**

Parámetros			Unidades
Longitud del muro	$Lm$	2500	$mm$
Altura del muro	$Hm$	2400	$mm$
Longitud del pórtico	$Lp$	3000	$mm$
Altura del pórtico	$Hp$	2650	$mm$
Longitud diagonal del Muro	$D$	3465.5	$mm$
Espesor del muro	$tm$	105	$mm$
Espesor del pórtico	$tp$	250	$mm$
Ángulo entre longitud y altura del muro	$\theta$	0.765	$rad$
Módulo de elasticidad del muro	$Em$	2580	$Mpa$
Módulo de corte del muro	$Gm$	1075	$Mpa$
Módulo de elasticidad del pórtico	$Ep$	21525	$Mpa$
Momento de inercia de la columna	$Ip$	$325 \times 10^6$	$mm^4$
Esfuerzo de corte del muro	$Vm$	0.97	$Mpa$

De las propiedades geométricas y mecánicas mostradas en la Tabla 3-15 se obtuvieron los anchos del puntal equivalente al muro de relleno de acuerdo a los autores mencionados en el capítulo 2. A partir de cada ancho, se obtuvieron los puntos notables de la curva fuerza vs deformación axial para interpretar la degradación del puntal equivalente. La Tabla 3-16 resume los resultados. La curva de fuerza vs deformación axial del puntal equivalente para cada ancho se muestra en la **FIGURA 3-22**.

**TABLA 3- 16 Resultados del comportamiento del puntal de acuerdo al ancho equivalente**

Autor	Ancho puntal (mm)	Punto 1		Punto 2		Punto 3	
		$P_{cr}$ (KN)	$d_{cr}$ (mm)	$P_{max}$ (KN)	$d_{max}$ (mm)	$P_{ult}$ (KN)	$d_{ult}$ (mm)
Norma Peruana E.070	866.4	217	3.54	272	5.73	174	9.55
Holmes (1961)	1155.2	217	2.65	272	5.73	174	9.55
Mainstone (1971)	405.9	217	7.67	-	-	174	9.55
Mainstone & Weeks (1974)	400	217	7.57	-	-	174	9.55
Liau & Kwan (1984)	947	217	3.24	272	5.73	174	9.55
Paulay & Prestley (1992)	866	217	3.54	272	5.73	174	9.55
Durrani & Luo (1994)	830	217	3.70	272	5.73	174	9.55
<b>Media (mm)</b>	866.4	<b>Desviación media (mm)</b>		216.3			

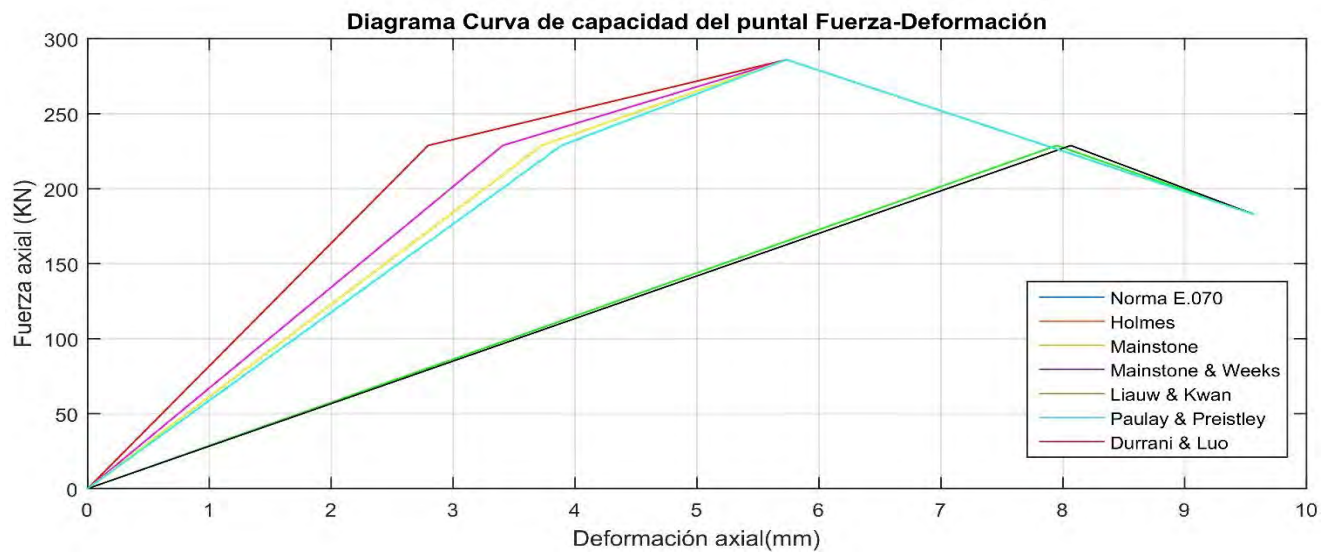


FIGURA 3- 22 Curvas de capacidad fuerza-desplazamiento axial del puntal equivalente que dependen del ancho calculado.

## 4. ANÁLISIS NUMÉRICO

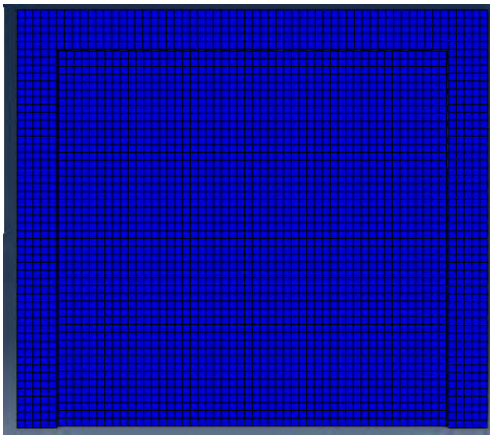
Luego de realizar el análisis de modelamiento numérico, en donde se definió el caso de estudio, los criterios de modelamiento, el análisis de sensibilidad y análisis paramétrico, se escoge al modelo M50-1.3ftm, ahora llamado Pórtico-Tabique en adelante, para representar el comportamiento experimental. En este capítulo, se realizará el análisis detallado del modelo numérico representativo. En primer lugar, se abordará el patrón de fisuramiento; después, se muestra la deformación del muro; también, se presenta la curva de capacidad del modelo y del muro ensayado; y, finalmente, se compara los resultados obtenidos del análisis del modelo del puntal equivalente (cuya variable es el ancho del puntal equivalente).

### 4.1. Fisuramiento y deformaciones plásticas

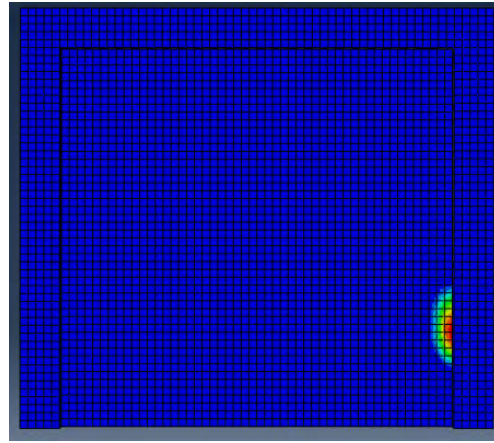
Para una carga incremental de desplazamiento de hasta 15 mm, el modelo Pórtico-Tabique presenta un patrón de fisuramiento similar al patrón de fisuramiento experimental. En la Figura 4-1 se muestra el estado de deformación para cada amplitud de desplazamiento horizontal superior del pórtico. Cuando se da un desplazamiento de 1.5 mm, el muro no presenta deformaciones plásticas; es decir, aún se encuentra en el rango elástico. A partir de un desplazamiento de 2 mm, se aprecia una deformación vertical en el lado derecho del muro. Cuando alcanza un desplazamiento de 3 mm, gran área del tabique empieza a deformarse; sin embargo, para un desplazamiento de 5 mm y 7.5 mm las deformaciones se van concentrando en los lados laterales del muro. Cuando el sistema alcanza un desplazamiento de 10 mm, se forma el cizalle con cierto agrietamiento diagonal. Para los desplazamientos restantes (12.5 mm y 15 mm) las fisuras se van propagando. En la Tabla 4-1 se presenta un resumen de las deformaciones plásticas máximas (PEEQMAX) en cada desplazamiento aplicado.

TABLA 4- 1 Deformaciones máximas plásticas debido a los desplazamientos asignados.

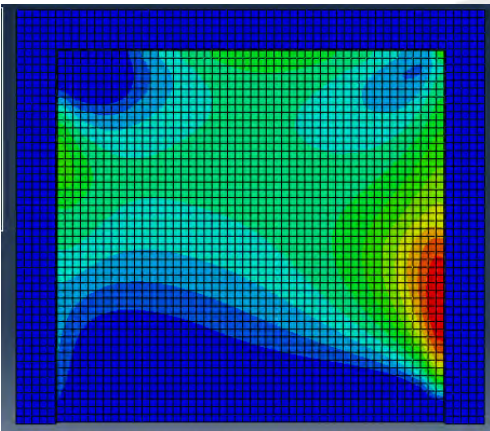
Desplazamiento superior	1.5 mm	2 mm	3 mm	5 mm	7.5 mm	10 mm	12.5 mm	15 mm
PEEQMAX	0	$7.45 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-4}$	$3.43 \times 10^{-4}$	$2 \times 10^{-3}$	$1.7 \times 10^{-2}$	$2.6 \times 10^{-2}$	$3.8 \times 10^{-2}$



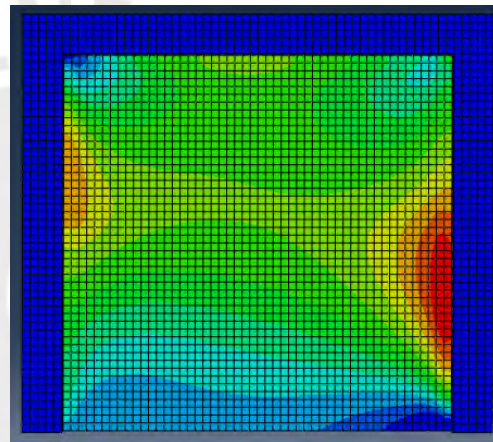
(a)



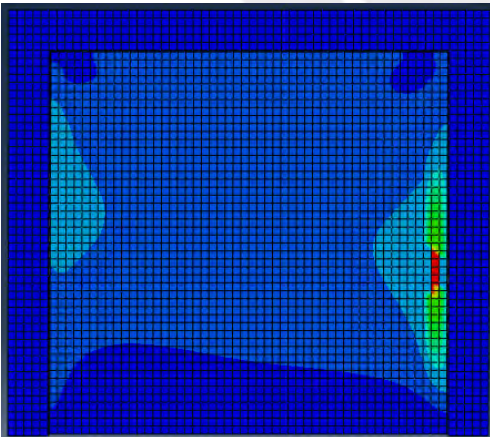
(b)



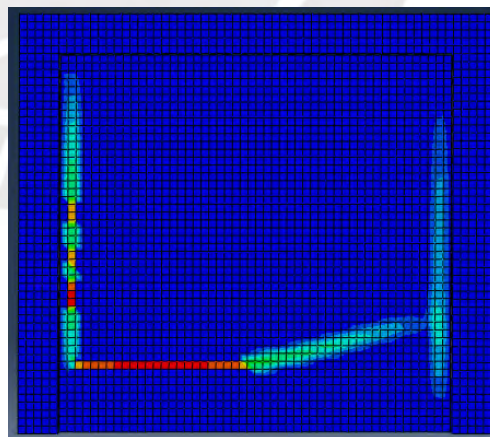
(c)



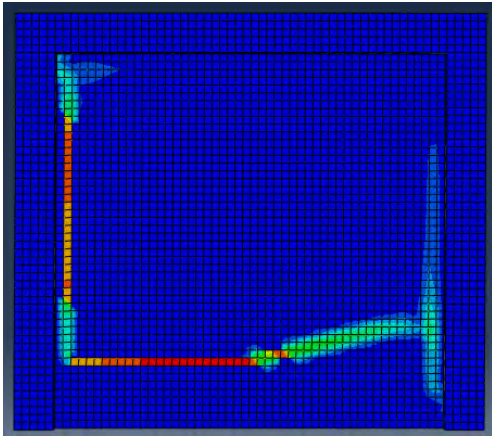
(d)



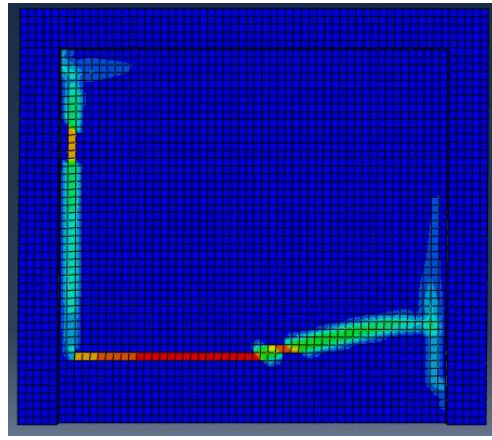
(e)



(f)



(g)



(h)

FIGURA 4- 23 Secuencia de agrietamiento debido a desplazamientos de: (a) 1.5 mm, (b) 2 mm, (c) 3 mm, (d) 5 mm, (e) 7.5 mm, (f) 10 mm, (g) 12.5 mm y (h) 15 mm.

#### **4.2. Curva de capacidad**

En esta sección se muestra y se analiza la curva de capacidad del modelo Pórtico-Tabique para cada desplazamiento máximo aplicado. Como se aprecia en la Figura 4-2, el modelo tiene la misma rigidez elástica; luego, va incursionando al rango inelástico. La fuerza cortante máxima del modelo es 213 kN cuando se le aplica un desplazamiento de 7.5 mm. Después, la curva decaee. Esta curva de decaimiento no está suavizada, sino es errática y, en tramos, trata de aumentar su capacidad de resistencia.

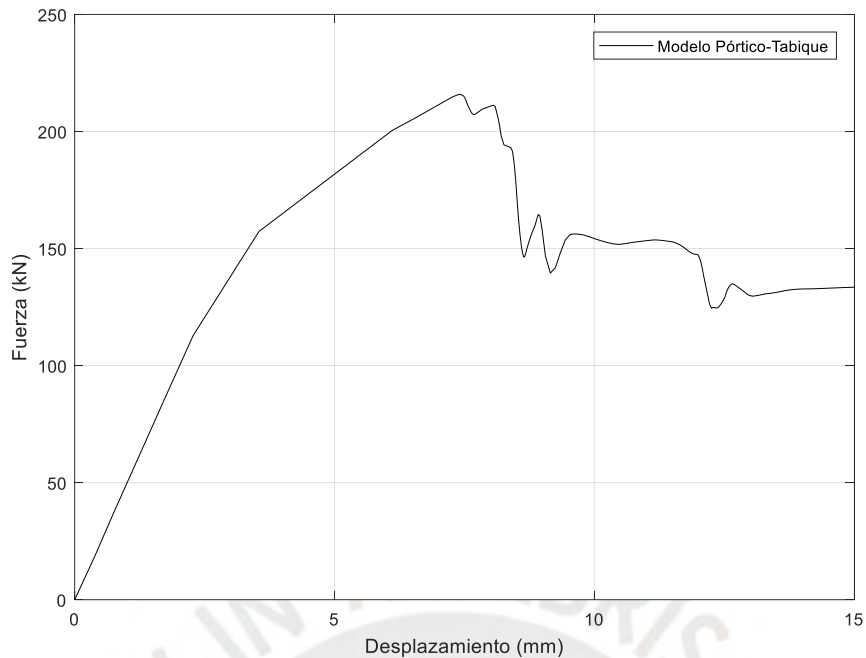
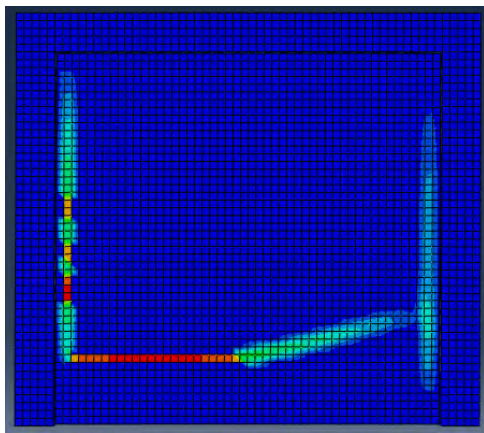


FIGURA 4- 24 Diagrama fuerza vs. desplazamiento del modelo pórtico-tabique.

### **4.3. Comparación: Modelo numérico vs Modelo experimental**

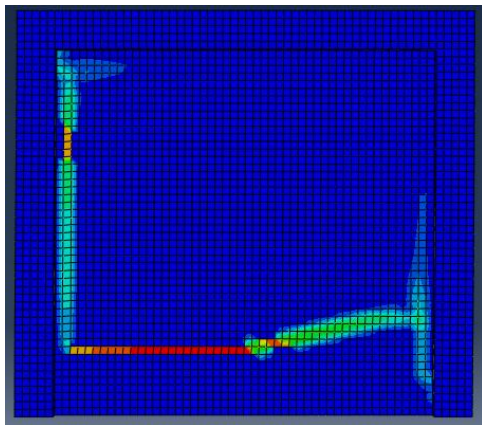
Tanto en deformación como en curva de capacidad, el modelo Pórtico-Tabique tiene un comportamiento similar al modelo experimental, más que todo en su configuración final. Como se aprecia en la Figura 4-3 la secuencia de agrietamiento tanto del modelo numérico como el modelo experimental difieren inicialmente. En la FIGURA 4-4 se muestran los valores experimentales y los valores obtenidos del modelo numérico. El agrietamiento inicia con una deformación vertical y se va propagando horizontalmente. Mientras, en el agrietamiento del ensayo experimental, las fisuras iniciales son horizontales y se va propagando verticalmente. Para el estado final, en ambos casos, tienen la misma fisuración. Con respecto a la curva de capacidad, ambos modelos tienen el mismo comportamiento elástico. Luego, cuando incursionan en el rango inelástico y desarrollan más resistencia, hay una diferencia aceptable. A pesar de ello, la curva de capacidad inicial del modelo Pórtico-Tabique tiene la misma forma que la curva obtenida del ensayo. En la etapa de ablandamiento, hay una notable diferencia. Es muy probable que el modelo constitutivo produzca que el modelo no tenga la capacidad de adquirir ablandamiento suavizado.



(a)



(b)



(c)



(d)

FIGURA 4- 3 Comparación de fisuración del modelo numérico y del modelo experimental



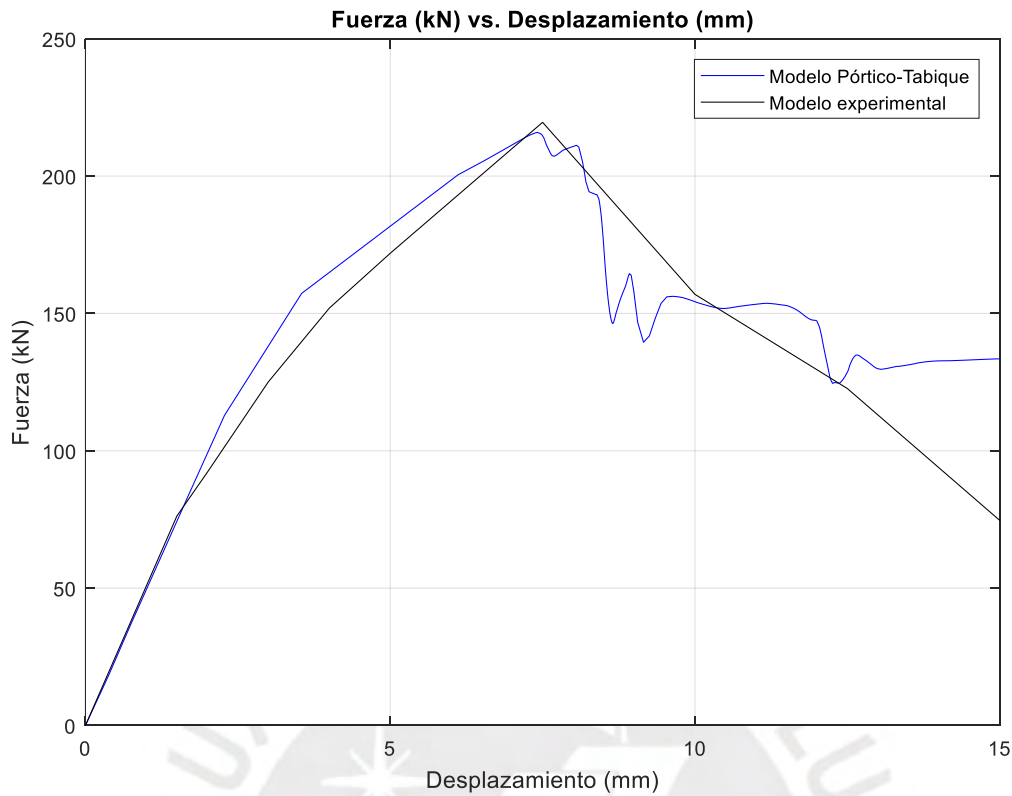


FIGURA 4- 4 Comparación final entre el modelo Pórtico-Tabique y el modelo experimental.

#### **4.4. Comparación: Macro modelo vs Meso modelo vs Modelo experimental**

Los resultados obtenidos del Modelo del Puntal Equivalente varían dependiendo del valor asignado al ancho equivalente. Mientras mayor dimensión tenga el ancho, el sistema estructural (pórtico-tabique) tendrá mayor rigidez, pero poca capacidad de deformación elástica. Con respecto a la fuerza cortante máxima que resiste en la base, 5 de los 7 análisis (Norma E.070, Holmes, Liauw & Kwan, Paulay & Preisley y Durrani & Luo) logran alcanzar el mismo resultado de 227,9 kN pues el ancho equivalente, obtenido de las ecuaciones de los autores, producen un desplazamiento horizontal en la viga superior con respecto del piso menor a 5.73 mm. Estos desplazamientos permiten alcanzar una fuerza de deformación máxima de acuerdo a las ecuaciones propuestas por Rankawat (Rankawat, Brzev, Jain, & Gavilán Pérez, 2021); mientras, las otras 2 (Mainstone y Mainstone & Weeks) cuyos anchos rondan los 400 mm producen una mayor capacidad de deformación y no permiten que la estructura tenga más resistencia. En la Tabla 4-2 se presentan los valores importantes del análisis estructural como la fuerza y desplazamiento de agrietamiento, fuerza máxima y su respectivo desplazamiento. La rigidez lateral y rigidez efectiva son calculadas de acuerdo al Método de Priestley (Priestley, 2000).

**TABLA 4- 2 Desplazamientos máximos y rigidez lateral**

<b>Autor</b>	<b>Punto 1</b>		<b>Punto 2</b>		<b>Rigidez Lateral (kN/mm)</b>	
	$P_{cr}$ (kN)	$d_{cr}$ (mm)	$P_{max}$ (kN)	$d_{max}$ (mm)	Ridigez inicial (kN/mm)	Rigidez efectiva (kN/mm)
Saenz (Experimental)	<b>76.23</b>	<b>1.5</b>	<b>219.58</b>	<b>7.5</b>	<b>46.9</b>	29.27
Abaqus	85.21	1.71	215.92	7.4	49.57	28.17
Norma Peruana E.070	173.68	5.4	227.82	8.59	32.16	26.52
Holmes (1961)	172.88	4.2	227.89	8.58	41.16	26.56
Mainstone (1971)	196.87	11.7	196.87	11.7	16.82	16.82
Mainstone & Weeks (1974)	198.40	11.7	198.40	11.7	16.95	16.95
Liauw & Kwan (1984)	177.01	5.1	227.84	8.59	34.70	26.52
Paulay & Prestley (1992)	173.68	5.4	227.82	8.59	32.16	26.51
Durrani & Luo (1994)	176.70	5.7	227.80	8.59	31	26.51

Finalmente, la FIGURA 4-5 reúne todos los valores analíticos obtenidos y los compara con el resultado experimental.

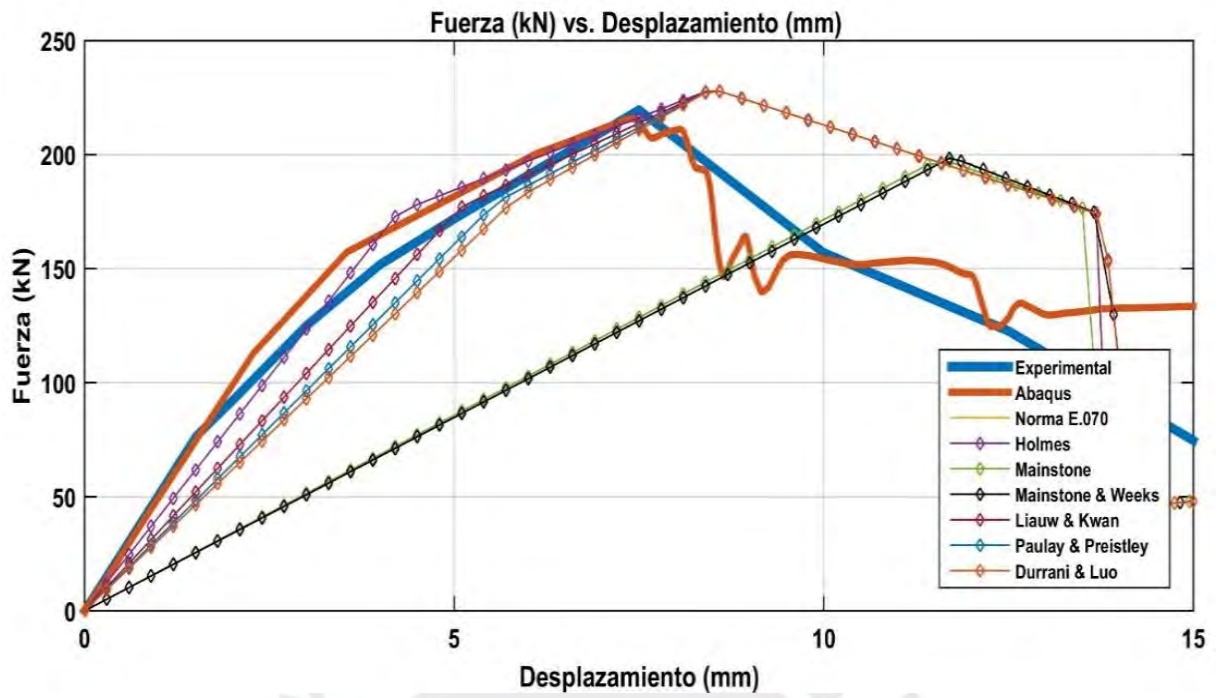
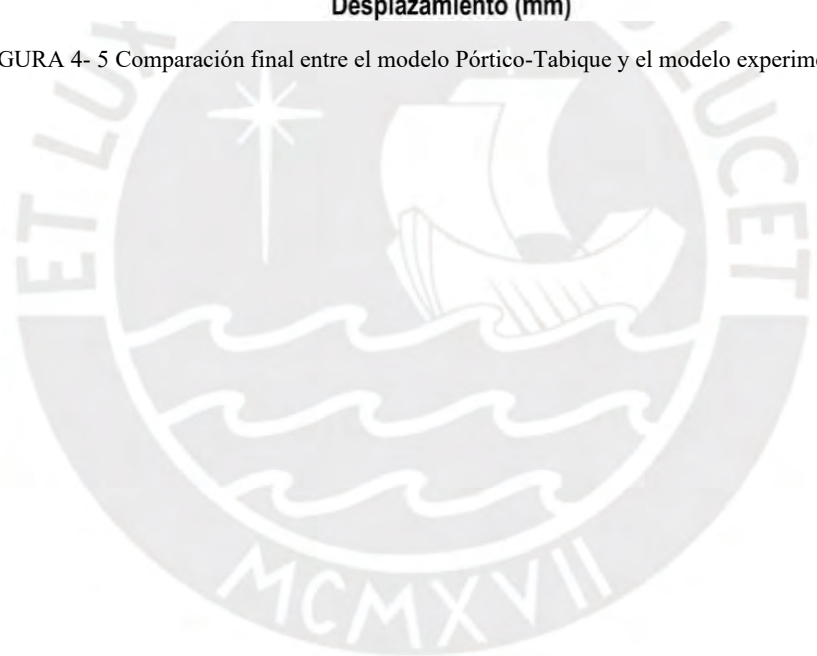


FIGURA 4- 5 Comparación final entre el modelo Pórtico-Tabique y el modelo experimental.



## 5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

### 5.1. Comentarios

ABAQUS es un programa muy utilizado para diferentes análisis, entre ellos interacción pórtico-tabique. Posee, una gran variedad de leyes constitutivas para el comportamiento inelástico. Así mismo, la ley constitutiva más empleada es Concrete Damage Plasticity. El tipo de análisis empleado fue el análisis implícito dinámico, que a su vez puede considerarse un análisis pseudo-estático. Por otra parte, ETABS permite utilizar modelos más simples en 2D cuya carga de cálculo computacional es menor el cual integra distintos tipos de análisis.

El modelamiento numérico se llevó a cabo considerando lo siguiente: no se dibujó la viga de cimentación puesto que el desplazamiento horizontal real en la base del muro fue muy pequeño de tal manera que sea despreciable y se considera como un empotramiento; Por otro lado, para efectos simples, se considera que la albañilería tiene un comportamiento isotrópico.

Cómo línea de investigación, se debe hacer un análisis experimental cíclico de la interacción pórtico-tabique de ladrillo pandereta, pero añadiendo en la viga superior un peso adicional que simule el peso de un segundo piso. Por otro lado, se recomienda hacer el mismo análisis utilizando un software distinto que tenga leyes constitutivas cercanas al comportamiento de la mampostería. Con el modelo final, también se puede adaptar a geometrías distintas, por ejemplo, cambiar la relación largo/altura, añadirle un piso superior.

### 5.2. Conclusiones

La simulación del modelo en ABAQUS consiste en elementos tipo sólidos en 3D para elementos de concreto y mampostería, y elementos tipo armadura para elementos de acero de refuerzo. El comportamiento no-lineal del concreto es descrito por medio de un modelo isotrópico Concrete Damage Plasticity que se encuentra desarrollado en ABAQUS para condiciones de carga estática o dinámica. Este modelo requiere la definición de la curva esfuerzo-deformación en combinación con parámetros plásticos.

Para lograr un modelo representativo, primero, se tuvo que estudiar el caso experimental; luego, definir los tipos de elemento que van a constituir el análisis estructural para poder emplear el Método de Elementos Finitos; después, realizar un análisis de sensibilidad; y, finalmente, un análisis paramétrico. Este modelo final es considerado como representativo para poder realizar un análisis más detallado.

Al seguir los pasos mencionados, se logró encontrar un modelo numérico representativo. En primer lugar, se identificó el tamaño de malla óptima, cuyo caso fue de 50 milímetros; Luego, se considera que los elementos tendrán puntos de integración lineal; por otra parte, se tuvo que reducir en un 75% el módulo de elasticidad del concreto y 30% el módulo de elasticidad de la mampostería; finalmente, se consideró que la resistencia a tracción de la mampostería es de 1,3 MPa debido a que permite la convergencia del modelo 3D y se acerca a lo obtenido del ensayo experimental. La ley constitutiva Concrete Damage Plasticity pudo simular de manera efectiva la respuesta estructural: en la curva de capacidad, la primera parte de esta curva tuvo un correcto desarrollo hasta llegar al pico; después de ello, la degradación no fue similar. Por otro lado, al término del máximo desplazamiento, el muro tuvo una falla similar a lo obtenido experimentalmente. Dentro de todo este análisis, también se puede interpretar aquellos parámetros mecánicos utilizados que distan de su contraparte experimental. Sin embargo, caen dentro de especulaciones de la construcción del muro y la calidad del material.

Para complementar la investigación, la norma técnica peruana E.070 permite un análisis menos detallado, es decir, permite generar un macro modelo en donde el marco de concreto armado se puede considerar como un elemento que está sometido a flexión y la mampostería de relleno como un puntal que sólo recibe carga axial a compresión. Este puntal tiene un ancho equivalente y la norma recomienda una expresión matemática para su cálculo; sin embargo, esta investigación considera expresiones presentadas por investigadores para poder obtener un valor de ancho equivalente. Estos resultados poseen diferencia cuyo valor máximo y mínimo son 1155.2 mm y 400 mm respectivamente. Con estos parámetros y aplicando el concepto de Rankawat et al para asignar un comportamiento no lineal al puntal, se obtuvieron distintas curvas de capacidad que se comparan a la curva de capacidad del muro real y a la del modelo numérico obtenido en Abaqus. Salvo a los anchos obtenidos de las expresiones de Mainstone y Mainstone & Weeks, los resultados del análisis están dentro del comportamiento esperado para una predicción, más aún si consideramos la rigidez secante de la estructura.

## 6. REFERENCIAS

- Allouzi, R., Irfanoglu, A., & Haikal, G. (2014). Non-linear element modeling of RC frame-masonry wall interaction under cyclic loadings. *National Conference on Earthquake Engineering July 21-25*. Anchorage.
- AL-Mekhlafy, N., Abdelkareem, K. H., & Abdel Sayed, F. K. (2013). Equivalent strut width for modeling R.C infilled frames. *Engineering Sciences*, 851-866.
- Araoz, T., & Velezmoro, J. (2012). *Reforzamiento de viviendas existentes construidas con muros confinados hechos con ladrillo pandereta*. Lima: Facultad de Ciencias e Ingeniería PUCP.
- Augenti, N., & Parisi, F. (2011). Constitutive modelling of tuff masonry in direct shear. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, 1612-1620.
- Bakhteri, J., Makhtar, A. M., & Sambasivam, S. (2012). Finite element modelling of structural clay brick masonry subjected to axial compression. *Jurnal Teknologi*, 41(1), 57-68.
- Birtel, V., & Mark, P. (2006). *Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure*. ABAQUS User's Conference.
- Campbell, J., Sánchez, R., Tapia, J., & Durán, M. (2016). Modelo numérico para el análisis no-lineal de muros de albañilería con carga perpendicular a su plano. *XXXVII Jornadas sudamericanas de ingeniería estructural. Noviembre 02-04*. Asunción, Paraguay.
- Chaudhari, S., & Chakrabarti, M. (2012). Modeling of concrete for nonlinear analysis Using Finite Element Code ABAQUS. *International Journal of Computer Applications (0975-8887) Vol. 44- No 7*, 14-18.
- Combesure, D., Pegon, P., & Anthoine, A. (1995). Modeling of the in-plane behaviour of masonry infilled frames. *European Seismic Design Practice, Elnashai (ed.), Balkema. Rotterdam*, 621-629.
- Computers and Structures, I. (2008). *Technical Note: Material Stress-Strain Curves*.
- Dhatt, G., Lefrançois, E., & Touzot, G. (2012). *Finite element method*. John Wiley & Sons.
- DIANA, B. (2015). *Manuals*. Obtenido de <https://dianafea.com/diana-manuals>
- Durrani, A., & Luo, Y. (1994). Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *NCEER workshop on seismic response in Masonry Infills*.
- Filippou, C., Crhysostomou, C., Kyriakides, N., & Georgiou, E. (2018). *Finite Element Model of Masonry-Infilled RC Frame*. Thessaloniki: 16TH European Conference on Earthquake Engineering 18-21 June 2018.
- Flores, L., & Alcocer, S. (1996). Calculated response of confined masonry structure. *Proceedings of the 11th World Conference of Earthquake Engineering*, (págs. 23-28). Acapulco, México.
- Flores, R. (2002). *Diagnóstico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de las autoconstrucciones en Lima*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Gallegos, H., & Casabonne, C. (2005). *Albañilería Estructural*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Saleh Bin Jaafar, M., & Karimzade, K. (2017). Simplified Damage Plasticity Model for Concrete. *Structural Engineering International*, 68-78.
- Holmes, H. (1961). Steel Frames With Brickwork and Concrete Infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 19, 473-478.
- Huamani, S. (2018). *Macro-modelación numérica con sólidos de ensayos cuasi-estáticos de prismas y muretes de albañilería de arcilla*. Lima: Tesis de Bachiller, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2017). *Censos Nacionales 2017: XII de población, VII de vivienda y III de Comunidades Indígenas*. Lima: Instituto Nacional de Estadística e Informática.
- Kent, D., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal Structural*, 1969-1990.
- Kubalski, T., Marinkovic, M., & Butenweg, C. (2016). Numerical investigation of masonry infilled R.C frames. *Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges – Modena, da Porto & Valluzzi (Eds)*, 1219-1226.
- Liau, T., & Kwan, K. (1984). Nonlinear behavior of non-integral infilled frame. *Computers & Structures*, vol. 18, 551-560.
- Lobo Quintero, W. (2001). Diseño sismorresistente basado en el desempeño de las estructuras. *Revista de Ingeniería*, 101-111.
- Lotfi, H. R. (1991). *Finite element analysis of fracture of concrete and masonry structures*. Ph.D. dissertation, Univ. of Colorado at Boulder.
- Lourenço, P. (1996). *Computational strategy for masonry structures*. Delft: Tesis de doctorado.
- Lourenço, P., Rots, J., & Blaauwendraad, J. (1995). Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling. *HERON*. Vol. 40. No.4 (1995), 313-340.
- Macneal, R. H., & Harder, R. L. (1985). A proposed standard set of problems to test finite element accuracy. *Finite elements in Analysis and Design*, 1(1), 3-20.
- Mainstone, R. (1974). Supplementary notes on the stiffness and strength on infilled frames. *Building Research Station*, 13-74.
- Mainstone, R., & Weeks, G. (1974). The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference* (págs. 165-171). Watford, England: Building Research Establishment.
- Mamani, P. (2015). *Comportamiento mecánico de muros de albañilería tubular confinada reforzadas con malla electrosoldada ante cargas sísmicas y gravitacionales*. Lima: Facultad de Ciencias e Ingeniería PUCP.

- Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., & Dai, J. (2011). *Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings*. California: Earthquake Engineering Research Institute Oakland.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y SENCICO. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.070 "Albañilería". Norma E.060 "Concreto Armado". Norma E.030 "Diseño Sismorresistente". Norma E.020 "Cargas"*. Lima.
- Moghaddam, H., & Dowling, P. (1987). *The state of the art in infilled frames*. Reporte de Investigación No 87-2, Colegio Imperial de Ciencia y Tecnología.
- Orduña, A., & Ayala, G. (2001). Análisis no-lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales. *Engenharia Civil UM*, 21-43.
- Otazzi, G. (2015). *Apuntes de concreto armado*. Lima: Fondo editorial PUCP.
- Pari, S., & Manchego, J. (2017). *Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima*. Lima: Tesis de maestría: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley & Sons.
- Pérez Gavilán, J., Flores, L., & Alcocer, S. (2015). An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratio. *Earthquake Spectra*, 31(2): 945-968.
- Pluimj, R. V. (1992). Material properties of masonry and its components under tension and shear. *Proc. 6th Canadian Masonry Symposium, eds*, (págs. 675-686). V.V. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.
- Priestley, M. (2000). Performance based seismic design. *XII World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand.
- Raihi, Z., Elwood, K., & Alcocer, S. (2009). Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design. *Journal Structural Engineering*, 135(6): 644-654.
- Rankawat, N., Brzev, S., Jain, S., & Gavilán Pérez, J. J. (2021). Nonlinear seismic evaluation of confined masonry structure using equivalent truss model. *Engineering Structures*.
- Rots, J. (1988). *Computational Modeling of Concrete Fracture*. Delft: PhD thesis, Delft University of Technology.
- Rots, J. (2016). *Validation masonry models under seismic conditions*. Netherlands: DIANA FEA report.
- Sáenz, L. (2016). *Comportamiento sísmico de tabiques contruidos con ladrillo pandereta*. Lima: Tesis de titulación: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Salah, M. (2006). *Numerical Modeling of Infill RC Walls in Seismic Retrofit of RC Frames*. Cairo: The American University in Cairo.

- Salinas, R., & Lázares, F. (2007). La Albañilería Tubular y su uso en viviendas en zona sísmicas. *Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica*. Lima.
- San Bartolomé, Á. (2005). *Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería*. Lima: SENCICO.
- San Bartolomé, Á. (2007). *Defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de albañilería en el sismo de Pisco del 15-08-2007*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2011). *Diseño y Construcción de Estructuras Sísmorresistentes de Albañilería*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Sánchez, A., Gonzales del Solar, G., Martín, P., & Maldonado, N. (2012). ANÁLISIS NO LINEAL DE MUROS DE GRAN ESPESOR MEDIANTE APLICACIÓN DE SUPERFICIE DE INTERACCIÓN EN ABAQUS. *Asociación Argentina de Mecánica Computacional*, (págs. 1125-1137). Argentina.
- Santisteban, G. (2005). *Análisis de políticas de vivienda de interés social (1980-2004)*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Santos, C., Alvarenga, R., Ribeiro, J., Castro, L., Silva, R., Santos, A., & Nalon, G. (2017). Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method. *IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL*. Vol.10- Nro 2, 477-508.
- SENSICO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima.
- SIMULIA. (2008). *Getting Started with Abaqus*. USA: Interactive edition version 6.8.
- Singhal, V., & Rai, D. (2014). Seismic behavior of confined masonry walls when subjected to in-plane and out-plane loading. *Proceedings of the 10th National Conference on Earthquake Engineering*. Anchorage.
- Stavridis, A., & Shing, P. (2010). Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering ASCE* Vol.136, 285-296.
- Stavridis, A., & Shing, P. (2010). Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, ASCE*, 285-296.
- Szczecina, M., & Winnicki, A. (2015). Calibration of the CDP model parameters in Abaqus. *The 2015 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM 15)*, (págs. 1-11). Incheon, Korea, August 25-29, 2015.
- Terán-Gilmore, A., Zuñiga-Cuevas, O., & J., R.-G. (2009). Displacement-Based Seismic Assessment of Low-Height Confined Masonry Buildings. *Earthquake Spectra*, 25(2): 439-464.
- Urdaneta, V., & San Bartolomé, A. (1999). *Interacción tabique – pórtico*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Van Noort, J. (2012). *Computational modelling of masonry structure*. A master thesis, Delft University of Technology, Amsterdam.

Vonk, R. (1992). *Softening of concrete loaded in compression*. Eindhoven, The Netherlands.:  
Dissertation, Eindhoven University of Technology.



## 7. APÉNDICES

