UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis dinámico no lineal de un modelo de vivienda de adobe reforzado con
sogas

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Romero Leceta, José Ignacio (0000-0001-7816-4505)

Julca Huerta, Ricardo Alexander (0000-0001-5453-8189)

ASESOR

Orihuela Dávila, Junior Didi (0000-0002-0209-2055)

Lima, 14 de febrero de 2020

DEDICATORIA

Dedicado a nuestras familias por su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

Se le da las gracias a SENCICO por financiar ensayos de laboratorio que permiten el estudio de viviendas vulnerables antes sismos severos y por haber financiado el presente proyecto. Se agradece al asesor el Mg. Junior Orihuela por el tiempo prestado para la elaboración de la tesis. Se agradece a todos los ingenieros que dispusieron de su tiempo para absolver consultas como el Dr. Marcial Blondet, Dr. Nicola Tarque, Dr. Cesar Chacara, Mg. Daniel Quiun, Qenti Herencia y a todos nuestros compañeros.

RESUMEN

Las viviendas de mampostería de adobe no resisten grandes esfuerzos de tracción o de corte, son frágiles y no adecuadas para zonas sísmicas (Arroyo, Catalan, & Sanchez, 2013). Este tipo de viviendas son ampliamente utilizadas por su bajo costo y muchas están construidas en zonas de alto peligro sísmico (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

Para estudiar el comportamiento sísmico de las viviendas de mampostería de adobe se realizan ensayos de laboratorio y modelos computacionales. De los ensayos se extraen los desplazamientos, fuerzas y patrones de agrietamiento. Para el modelo computacional se idealiza la estructura en un software y se valida con los resultados del ensayo.

En el Perú se han realizado ensayos de simulación sísmica de modelos de vivienda de mampostería de adobe sin reforzamiento los cuales colapsaron bajo movimientos severos (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014) (Torrealva & Vargas, 1984). En el caso de los ensayos realizados a modelos de vivienda reforzados no hubo colapso de la estructura.

Para esta investigación se realizó un ensayo de simulación sísmica de un modelo de vivienda de mampostería de adobe reforzado con sogas. El objetivo de la tesis es estimar los desplazamientos y fuerzas en las sogas mediante un modelo computacional y validar los resultados con el ensayo de laboratorio.

El modelo computacional se realizó en el programa ABAQUS de elementos finitos utilizando el modelo de daño y plasticidad que permite realizar el análisis dinámico no lineal de la mampostería de adobe. Se comparó las respuestas con el ensayo obteniendo hasta un error del 21% en los desplazamientos máximos y del 41% en las fuerzas máximas. Se tuvieron patrones de agrietamiento similares.

Palabras clave: Mampostería de adobe; Sismo; Reforzamiento; Análisis no lineal; Elementos Finitos; Daño y plasticidad.

Non linear dynamic analysis of an adobe house model reinforced with ropes

ABSTRACT

Adobe masonry houses do not resist large tensile or shear stresses, they are fragile and not suitable for seismic areas (Arroyo, Catalan, & Sanchez, 2013). These types of homes are widely used for their low cost and many are built in areas of high seismic danger (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

To study the seismic behavior of adobe masonry houses, laboratory tests and computational models are carried out. The displacements, forces and cracking patterns are extracted from the tests. For the computational model, a idealized structure is build in a software and the behaviour results validated with the test.

In Peru, seismic simulation tests of adobe masonry house models without reinforcement have been carried out, which collapsed under severe movements (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014) (Torrealva & Vargas, 1984). In the case of the tests carried out on reinforced housing models, there was no collapse of the structure.

For this investigation, a seismic simulation test was carried out on an adobe masonry house model reinforced with ropes. The objective of the thesis is to estimate the displacements and forces in the ropes using a computational model and validate the results with a laboratory test.

The computational model was made in the ABAQUS program of finite elements using the damage and plasticity model that allows the nonlinear dynamic analysis of adobe masonry. The responses were compared with the laboratory test, obtaining up to an error of 21% in maximum displacements and 41% in maximum forces. Similar cracking patterns were had.

Keywords: Adobe masonry; Earthquake; Reinforcement; Non linear analysis; Finite elements; Damaged plasticity.

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	GENERAL.....	1
1.2	JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3	ASUNCIONES	3
1.4	PROBLEMA GENERAL.....	4
1.5	OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS	4
1.6	HIPÓTESIS.....	4
1.7	ESQUEMA DE LA TESIS	4
2	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA MAPOSTERÍA DE ADOBE	6
2.1	VULNERABILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE.....	6
2.2	ENSAYOS DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE ADOBE	10
2.3	ENSAYOS DE MODELOS DE VIVIENDA DE ADOBE	16
2.4	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE VIVIENDAS DE ADOBE REFORZADAS EN EL PERÚ. 22	
3	MODELAJE DE LA MAPOSTERÍA	24
3.1	ACERCAMIENTOS EN EL MODELAJE SEGÚN EL NIVEL DE DETALLE	24
3.2	MÉTODO DE SOLUCIÓN IMPLÍCITO Y EXPLÍCITO	25
3.3	MODELOS DISCRETOS Y CONTINUOS	26
3.4	CRITERIOS DE FALLA	31
3.4.1	Criterio de Von Mises	32
3.4.2	Criterio Drucker Prager	34
3.5	PARÁMETROS PARA EL MODELO DE DAÑO Y PLASTICIDAD (CDP)	35
3.5.1	Relación esfuerzo-deformación a compresión y tracción uniaxial.....	36
3.5.2	Ángulo de dilatación. “ ψ ”	38
3.5.3	Excentricidad del potencial de flujo. “ ϵ ”	38
3.5.4	Parámetro “ σ_{bo}/σ_{co} ”	38
3.5.5	Parámetro “K”	38
3.5.6	Parámetro de viscosidad	38
3.6	EL MODELO DE DAÑO Y PLASTICIDAD (CDP).....	38
3.6.1	Esfuerzos	38
3.6.2	Energía de fractura.....	40

3.6.3	Endurecimiento.....	40
3.6.4	Invariantes de los esfuerzos efectivos	41
3.6.5	Potencial de flujo plástico.....	41
3.6.6	Función de fluencia	42
3.7	ANÁLISIS NUMÉRICO CON ELEMENTOS FINITOS	44
3.7.1	Malla de elementos finitos.....	46
3.7.2	Interpolación.....	47
3.7.3	Matrices y vectores de los elementos	50
3.7.4	Ensamble de matrices de elementos	54
3.7.5	Cálculo de las variables de campo.....	55
4	ENSAYO DE LABORATORIO	58
4.1	EL MODELO DE VIVIENDA	58
4.2	DIMENSIONES	58
4.3	CONSTRUCCIÓN	59
4.4	REFORZAMIENTO CON SOGAS DEL MODELO DE VIVIENDA.....	61
4.4.1	Distribución	61
4.4.2	Colocación.....	62
4.5	ENSAYO DEL MODELO DE VIVIENDA	64
4.5.1	Mesa vibradora	64
4.5.2	Ensayos y fases.....	65
4.5.3	Señal de comando.....	65
4.5.4	Puntos de medición.....	68
4.5.5	Resultados de los ensayos	70
4.5.6	Estado de daño.....	75
4.6	ENSAYOS COMPLEMENTARIOS	75
4.6.1	Ensayo de compresión de pilas de ladrillos de adobe	75
4.6.2	Ensayo de compresión diagonal de muretes.....	77
4.6.3	Ensayo de tracción en las sogas de refuerzo.....	80
5	ANÁLISIS NUMÉRICO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS DEL ENSAYO	82
5.1	PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL MODELO DE DAÑO Y PLASTICIDAD (CDP)	82
5.1.1	Obtención de los parámetros	82

5.1.2	Relación esfuerzo deformación a compresión.....	82
5.1.3	Relación esfuerzo deformación a tracción.....	85
5.1.4	Parámetros del modelo de daño y plasticidad	86
5.2	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	87
5.2.1	Construcción del modelo computacional	87
5.2.2	Resultados del modelo computacional	92
5.2.3	Comparación de respuestas entre el modelo computacional y el ensayo	96
5.2.4	Comparación utilizando espectros de Fourier	96
5.3	OBSERVACIONES IMPORTANTES	99
6	CONCLUSIONES	102
7	REFERENCIAS	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Resultados de los ensayos a compresión de muretes.	78
Tabla 4.2 Cargas y deformaciones en el 20% y 50% de la carga máxima.	78
Tabla 4.3 Variación del esfuerzo cortante, deformación angular y módulo de corte.....	79
Tabla 5.1 Valores de plasticidad y daño.....	88
Tabla 5.2 Comportamiento a compresión	90
Tabla 5.3 Comportamiento a tensión.....	90
Tabla 5.4 Rigidez para cada línea de refuerzo.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ubicación de construcciones de tierra (De Sensi, 2003).....	6
Figura 2.2 Zonas con mayor actividad sísmica (De Sensi, 2003)	6
Figura 2.3 Fallas fuera del plano del muro (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).....	7
Figura 2.4 Falla por corte en el plano del muro (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007). ...	8
Figura 2.5 Falla generalizada de la cubierta (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).....	8
Figura 2.6 Falla por mala conexión de los muros del primer piso con el segundo (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).....	8
Figura 2.7 Colapso de edificaciones de adobe: a) Terremoto de El Salvador del 2001. b) Terremoto de Irán del 2003 (Dowling D. , 2006).....	9
Figura 2.8 Colapso de una vivienda de adobe durante el terremoto de Pisco del 2007 (Blondet, Brzev, Rubiños, & Villa, 2011).....	10
Figura 2.9 Ensayo de muros de adobe a) Muro sin refuerzo. b) Muro reforzado con malla metálica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).	11
Figura 2.10 Gráficos de histéresis a) Muro sin refuerzo. b) Muro reforzado con malla metálica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).	11
Figura 2.11 Modelo de muro de adobe ensayado en la Universidad Tecnológica de Sydney (Dowling, Samali, & Li, 2005).....	12
Figura 2.12 Muro sin refuerzo (Dowling, Samali, & Li, 2005).	13
Figura 2.13 Muro con contrafuertes en las esquinas (Dowling, Samali, & Li, 2005).....	14
Figura 2.14 Muro reforzado con malla horizontal, bambú vertical y viga de madera (Dowling, Samali, & Li, 2005).....	14
Figura 2.15 Desplazamientos de la mesa vibradora (STDT) y del muro reforzado (L3) (Dowling, Samali, & Li, 2005).....	15
Figura 2.16 Muro reforzado con malla horizontal, bambú vertical y horizontal y viga de madera (Dowling, Samali, & Li, 2005).	15
Figura 2.17 Desplazamientos de la mesa vibradora (STDT) y del muro reforzado (L3) (Dowling, Samali, & Li, 2005).....	16
Figura 2.18 Ensayo del modelo sin refuerzo (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).....	17
Figura 2.19 Ensayo de vivienda de adobe reforzada con malla metálica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).	17
Figura 2.20 Reforzamiento con malla (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016). .	18

Figura 2.21 Instrumentación para ensayo de vivienda de adobe (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).....	19
Figura 2.22 Ensayo de vivienda de adobe sin reforzar (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).....	19
Figura 2.23 Ensayo de vivienda de adobe reforzado con malla metálica (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).....	20
Figura 2.24 Ensayo de viviendas de adobe (a) modelo sin reforzar (b) modelo reforzado con caña (Blondet, Brzev, Rubiños, & Villa, 2011).	21
Figura 2.25 Ensayos a) Modelo sin reforzar, b)Modelo con refuerzo interno de caña (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).	21
Figura 2.26 Grietas en una vivienda de adobe (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004).	22
Figura 2.27 Secuencia de reforzamiento de viviendas de adobe con malla electro-soldada (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004).	23
Figura 2.28 Viviendas de adobe posterior al sismo del 2001: a) Vivienda reforzada, b) Vivienda sin reforzar colapsada (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004).	23
Figura 2.29 Vivienda reforzada en la localidad de Guadalupe posterior al sismo del 2007 (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra 2008).	24
Figura 2.30 Viviendas colapsadas en la localidad de Guadalupe posterior al sismo del 2007 (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2008).	24
Figura 3.1 Estrategias de modelamiento para estructuras de mampostería: (a) Muestra de mampostería, (b) micro modelamiento detallado, (c) micro modelamiento simplificado (d) macro modelamiento (Lourenço , 1996).	25
Figura 3.2 Esquema del macro elemento discreto para cargas (a) en el plano (b) fuera del plano (c) elemento curvo (Cademi, y otros, 2018).	26
Figura 3.3 (a) Ubicación de acelerogramas y LVDTs (b) modelo de vivienda sobre la mesa vibradora (Tarque, y otros, 2012).	27
Figura 3.4 Modelo computacional de daño y plasticidad (CDP) elaborado en el programa Abaqus (Tarque, y otros, 2012).	28
Figura 3.5 Esquema del ensayo push over (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).	29
Figura 3.6 Grafico fuerza lateral-esfuerzo cortante vs desplazamiento lateral-deriva para cada punto (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).	30
Figura 3.7 Patrones de agrietamientos experimentales y numéricos (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).	30

Figura 3.8 Superficie de fluencia de Tresca y Von Mises en el espacio de los esfuerzos principales (Boresi & Schmidt, 2003).	34
Figura 3.9 Superficie de fluencia de Tresca y Von Mises para un estado plano de esfuerzos (Boresi & Schmidt, 2003).....	34
Figura 3.10 Superficie de fluencia de Mohr Coulomb y Drucker Prager en el espacio de los esfuerzos principales (Boresi & Schmidt, 2003).	35
Figura 3.11 Superficie de fluencia de Mohr Coulomb y Drucker Prager en el plano hidrostático (Boresi & Schmidt, 2003).....	35
Figura 3.12 Relación esfuerzo “ σ_c ” deformación “ ϵ_c ” en compresión.	37
Figura 3.13 Relación esfuerzo “ σ_c ” deformación “ ϵ_c ” en tracción.	37
Figura 3.14 Curva esfuerzo vs desplazamiento de agrietamiento (Cavazos, 2016).	40
Figura 3.15 Potencial de flujo hiperbólico de Drucker-Prager. (Lineal=línea punteada) (Cavazos, 2016).....	42
Figura 3.16 Superficie de fluencia del criterio CDP en un estado de esfuerzos plano (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989).....	43
Figura 3.17 Superficie de fluencia del criterio concrete damage plasticity en el espacio de los esfuerzos principales desde el plano hidrostático (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989).....	44
Figura 3.18 Aproximación de una superficie curva con un plano (Reddy, 2005).....	46
Figura 3.19 Discretización de un dominio (Vargas J. , 2010).	47
Figura 3.20 Elementos finitos disponibles en el programa Abaqus (Dassault Systèmes, 2015).....	47
Figura 3.21 Tipos de nodos de un elemento (Frías, 2004).	48
Figura 3.22 Transformación de la geometría (Frias, 2004).....	49
Figura 3.23 Desplazamientos virtuales: a) Compatibles con las condiciones de apoyo, b) Incompatibles (Hurtado, 2002).....	51
Figura 3.24 Barra sometida a tensión axial (Hurtado, 2002).....	52
Figura 3.25 Barra sometida a tensión axial: a) Modelo estructural, b)Equilibrio de un segmento infinitesimal (Hurtado, 2002).....	53
Figura 3.26 Coordenadas locales (ζ, η, ξ) Coordenadas globales (x, y, z) (Frias, 2004). ...	55
Figura 3.27 Límites de integración de la función $f(x)$ (Frias, 2004).	56
Figura 3.28 Integración de Gauss-Legendre de la función f (Frias, 2004).....	57
Figura 4.1 Vista isométrica del modelo de vivienda.	58

Figura 4.2 Vista en elevación del muro (a) Anterior (b) Posterior (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).....	59
Figura 4.3 Vista en elevación del muro lateral (a) izquierdo (b) derecho (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).....	59
Figura 4.4 (a) Ladrillo de adobe siendo colocado. Vista en planta del emplantillado de hiladas (b) pares (c) impares.....	60
Figura 4.5 Vista superior del modelo de vivienda durante su construcción.....	60
Figura 4.6 Viga collar (a) Montaje (b) Colocada sobre el modelo.....	61
Figura 4.7 Sogas de refuerzo.	61
Figura 4.8 Esquema de refuerzo con malla de drizas. Refuerzo horizontal (a) en muros laterales (b) en muros transversales. Refuerzo vertical (c) en muros laterales (d) en muros transversales (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).	62
Figura 4.9 (a) Perforación del muro (b) Detalle del nudo 8 y tensado (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).....	63
Figura 4.10 (a) Colocación de las sogas de refuerzo (b) Tensado de las sogas (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).....	63
Figura 4.11 Modelo de vivienda de mampostería de adobe colocado sobre la mesa de simulación sísmica.....	64
Figura 4.12 Mesa vibradora del laboratorio de estructuras de la PUCP.....	64
Figura 4.13 Señal de comando en desplazamiento. Señal completa.	66
Figura 4.14 Señal de comando en aceleración. Señal completa.....	66
Figura 4.15 Señal de comando en desplazamiento.....	67
Figura 4.16 Señal de comando en aceleración. Señal reducida.....	67
Figura 4.17 Instrumentación del modelo a escala natural (a) Vista en planta (b) Vista isométrica (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).	68
Figura 4.18 Ubicación de los dispositivos de medición D1 y D6 en el modelo de vivienda.	69
Figura 4.19 Ubicación de las celdas de carga F1 y F2.	69
Figura 4.20 Mecanismos de falla comunes en el modelo de vivienda (Vargas H. , 2017). 70	
Figura 4.21 Desplazamientos relativos. Señal completa. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).	71
Figura 4.22 Desplazamientos relativos. Señal reducida. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).	72

Figura 4.23 Fuerzas en una sogá. Señal completa. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).....	73
Figura 4.24 Fuerzas en una sogá. Señal reducida. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).....	74
Figura 4.25 Grietas. (a) Vista anterior izquierda (b) vista posterior derecha.	75
Figura 4.26 Ensayo a compresión en pilas de ladrillos de adobe.	76
Figura 4.27 Esfuerzo vs deformación unitaria. Ensayo a compresión en pilas.	77
Figura 4.28 (a) Murete bajo compresión diagonal (b) deformímetros (Valle, 2019).	77
Tabla 4.1 Resultados de los ensayos a compresión de muretes.	78
Tabla 4.2 Cargas y deformaciones en el 20% y 50% de la carga máxima.	78
Tabla 4.3 Variación del esfuerzo cortante, deformación angular y módulo de corte.....	79
Figura 4.29 Ensayo a tracción en una sogá.	80
Figura 4.30 Esfuerzo vs deformación unitaria. Ensayo a tracción de una sogá.	81
Figura 5.1 Relación esfuerzo deformación plástica para compresión uniaxial (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014).	83
Figura 5.2 Ley de endurecimiento y suavizado (Lourenço , 1996).	84
Figura 5.3 Relación esfuerzo deformación unitaria para Abaqus.	84
Figura 5.4 Relación esfuerzo deformación unitaria plástica para Abaqus.	85
Figura 5.5 Relación esfuerzo deformación unitaria plástica bajo tensión (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014).	85
Figura 5.6 Relación esfuerzo deformación unitaria a tensión para Abaqus.	86
Figura 5.7 Vista en 3D del modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe.	87
Figura 5.8 Vista en 3D del modelo computacional con el refuerzo con sogas.....	88
Tabla 5.1 Valores de plasticidad y daño.....	88
Figura 5.9 Señal de aceleración para calibración.	90
Tabla 5.2 Comportamiento a compresión	90
Tabla 5.3 Comportamiento a tensión.....	90
Tabla 5.4 Rigidez para cada línea de refuerzo.....	91
Figura 5.10 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo computacional. Tiempo 2.2 s.	92
Figura 5.11 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo. Tiempo 4.17 s.	93
Figura 5.12 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo. Tiempo 8.57 s.	94

Figura 5.13 Deformaciones unitarias plásticas en el modelol. Tiempo 13.1 s.	94
Figura 5.14 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo. Tiempo 13.45 s.	95
Figura 5.15 Daños. (a) Ensayo. (b) Modelo computacional. Vista lateral posterior.	95
Figura 5.16 Daños en la estructura (a) ensayo (b) modelo computacional. Vista frontal. ..	95
Figura 5.17 Desplazamientos del ensayo al modelo reforzado vs resultados del modelo computacional.....	97
Figura 5.18 Fuerzas en el ensayo al modelo reforzado vs resultados del modelo computacional.....	98
Figura 5.19 Espectros de Fourier para las respuestas del punto de medición D1.	99
Figura 5.20 Espectros de Fourier para las respuestas del punto de medición D6.	99

1 INTRODUCCIÓN

1.1 General

La mampostería de adobe ha sido ampliamente utilizada para la construcción debido a su buena disponibilidad y facilidad constructiva. En algunos lugares su uso data desde el 8000 a.c. (Houben & Guillard, 1994). Sus principales componentes son la arcilla y el agua. Estos recursos son muy económicos y se pueden obtener del mismo lugar donde se realizará la construcción (Blondet, Villa, Vargas, Soto, & Sosa, 2017)

En la actualidad este tipo de viviendas son comunes en sectores de bajos recursos. (Saldivar, Garino, Navarta, & Albarracin, 2016). Cerca del 30% de la población mundial vive o trabaja en construcciones de tierra (Rael, 2009). En caso de países en vía de desarrollo esta población puede llegar a representar el 50%, siendo la mayoría, personas que se ubican en zonas rurales y menos del 20% en zonas urbanas (Houben & Guillard, 1994). En el Perú, según el censo del 2017, casi el 27.9% de las casas están construidas con tierra (INEI, 2017).

Existe una alta informalidad en la construcción de este tipo de viviendas. Los ingenieros y arquitectos generalmente no están involucrados en el diseño o la construcción. Muchas construcciones no siguen las recomendaciones de la norma de diseño en adobe peruana. En zonas sísmicas se deben utilizar elementos de unión como vigas soleras, muros más anchos y algún otro sistema de reforzamiento para evitar el colapso ante sismos severos. Las viviendas de más de un piso no son recomendables (Blondet, Villa, Brzev, & Rubiños, 2011).

Las estructuras de mampostería de adobe son vulnerables frente a los movimientos sísmicos debido a que la mampostería no es capaz de resistir grandes esfuerzos de tracción o de corte y además es altamente frágil (Groenenberg, 2010). Muchas viviendas de este tipo han colapsado parcial o totalmente luego de algunos terremotos ocurridos. En el año 2007 más de 100 mil viviendas de mampostería de adobe fueron destruidas o severamente dañadas en la ciudad de Pisco Perú luego del terremoto ocurrido (JICA, 2008).

Para contribuir con el estudio del comportamiento sísmico de la mampostería de adobe se han realizado ensayos de laboratorio de muros y modelos de vivienda. Investigaciones como las realizadas por la Universidad de los Andes en Colombia, Universidad Tecnológica de Sydney en Australia y la Universidad Nacional de San

Juan en Argentina indican que el reforzamiento de la mampostería de adobe puede evitar el colapso parcial o total (Yamín, Phillips, Reyes, & Valencia 2007; Dowling, Samali, & Li, 2005; Saldivar, Garino, Navarta, & Albarracin, 2016).

Desde hace más de 40 años se ha realizado en el laboratorio de estructuras antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú ensayos de muros y modelos de vivienda de mampostería de adobe para estudiar el comportamiento sísmico como los realizados por (Blondet, Camata, Spacone, Tarque, & Varum, 2010) (Aguilar & Blondet, 2007) (Sosa & Soto, 2014) (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014). Se observó los mecanismos de colapso, patrones de agrietamiento y puntos débiles en la estructura con el objetivo de proponer algún sistema de reforzamiento.

La mampostería de adobe también puede ser estudiada mediante modelos computacionales. Un modelo computacional es una idealización numérica de la estructura construida en un programa especializado. El objetivo del modelo computacional es el de poder estimar desplazamientos, fuerzas y patrones de daño. El modelo debe ser validado mediante ensayos de laboratorio. Luego de ser validado podría utilizarse para estimar el comportamiento de otro tipo de estructuras (Illampas, Charnpis, & Ioannou, 2014).

1.2 Justificación

En muchos países en vía de desarrollo el material más usado para la construcción de viviendas es el adobe debido a que es un material abundante y de bajo costo. La construcción de viviendas de adobe se realiza sin la supervisión técnica adecuada por lo que su calidad es generalmente baja. En zonas sísmicas como el Perú cuando ocurre un terremoto muchas de las construcciones de adobe colapsan causando considerables pérdidas económicas y de vidas (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

Desde hace cerca de 40 años se viene investigando el comportamiento de las construcciones de adobe ante un sismo obteniendo importantes resultados. El objetivo de estas investigaciones es determinar el patrón de agrietamiento y los mecanismos de colapso de las viviendas de adobe. La información obtenida ha permitido el desarrollo de reforzamientos que logran construcciones sismo-resistentes capaces de salvaguardar la vida de sus habitantes. Durante un terremoto el comportamiento elástico de los muros de adobe es muy corto porque el adobe se fisura a un nivel muy bajo de esfuerzos de tracción. Se ha demostrado que la integración del adobe y los

refuerzos permite un comportamiento adecuado de los muros en su fase inelástica (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

La construcción con adobe al ser una práctica común en sectores con bajos recursos requiere la aplicación de un método de diseño de refuerzo sísmico que utilice materiales económicos y accesibles (Blondet, Villa, Vargas, Soto, & Sosa, 2017). Un sistema de reforzamiento que cumple con estas características son las mallas de sogas que evita que los bloques sueltos de abobe formados durante un sismo se desprenda de la estructura. Se han realizado ensayos a modelos de viviendas reforzados con sogas teniendo como resultado un comportamiento sísmico adecuado ya que el reforzamiento permitió conservar la integridad de la estructura.

Realizar ensayos de laboratorio requiere de una inversión económica elevada. Otra opción para estudiar el comportamiento de la mampostería de adobe es a través de modelos computacionales que permiten predecir si el reforzamiento propuesto garantiza la estabilidad de la estructura (Blondet, Villa, Vargas, Soto, & Sosa, 2017). Durante los últimos años se han desarrollado modelos computacionales que utilizan reforzamientos adheridos a la mampostería sin embargo no se han realizado modelos con refuerzo no adherido como es el caso del reforzamiento con sogas.

Para el diseño de reforzamiento con sogas es necesario construir un modelo computacional que estime las fuerzas en las sogas, los desplazamientos máximos y patrones de agrietamiento de la estructura. Los resultados del modelo deben validarse con ensayos realizados en laboratorio. Con un modelo correcto se puede contribuir a la construcción de viviendas de adobe más seguras. El modelo computacional además aportará al estudio de las fuerzas generadas en el refuerzo de estructuras más allá del agrietamiento.

1.3 Asunciones

Se asume que se puede representar el comportamiento dinámico de un modelo de vivienda de mampostería de adobe mediante la modelación computacional de la estructura considerando a la mampostería de adobe como un material no lineal. También se asume que el patrón de agrietamiento del modelo computacional es similar a lo observado en los ensayos de laboratorio.

1.4 Problema general

El problema general es que una considerable parte de la población del Perú viven en viviendas de adobe que no son antisísmicas pero que están construidas en zonas de alto peligro sísmico poniendo en riesgo sus vidas.

1.5 Objetivo general y específicos

El objetivo general es realizar el estudio del comportamiento de un modelo de vivienda de mampostería de adobe reforzado con sogas con un ensayo de simulación sísmica para contribuir a la seguridad de las viviendas de adobe frente a un sismo.

Los objetivos específicos son:

- Realizar un ensayo de simulación sísmica de un modelo de vivienda de mampostería de adobe reforzado con sogas.
- Construir un modelo computacional que estime los desplazamientos laterales y fuerzas en las sogas en un modelo de vivienda de mampostería de adobe reforzado con sogas.
- Validar los resultados del modelo computacional con el ensayo de laboratorio.

1.6 Hipótesis

El modelo computacional construido logra estimar los desplazamientos laterales, las fuerzas en el refuerzo con sogas y el patrón de agrietamiento en el modelo de vivienda de mampostería de adobe sometido a un ensayo de simulación sísmica.

1.7 Esquema de la tesis

En el capítulo 2 se muestra la vulnerabilidad de las construcciones de adobe durante un sismo y sus principales mecanismos de falla. Se muestran ensayos realizados a muros y modelos de viviendas de adobe donde tras aplicar un reforzamiento a la mampostería se aumenta la resistencia y ductilidad de la estructura. Se muestra el desempeño sísmico de viviendas reales reforzadas que tuvieron buenos resultados ante terremotos ocurridos en el sur del Perú.

En el capítulo 3 se desarrolla el estado del arte del modelamiento computacional de estructuras de adobe. Se muestran los criterios de falla aplicables a la mampostería de adobe. Se explican los parámetros utilizados por el modelo de daño y plasticidad, y se describe el comportamiento de este modelo. Por último, se muestra el análisis numérico con elementos finitos.

En el capítulo 4 se describe el ensayo de un modelo vivienda de adobe de 1 piso reforzado con sogas a escala natural y su procedimiento constructivo. Se muestra la instrumentación utilizada y los puntos de medición para la comparación entre el modelo computacional y el ensayo. Se muestran los resultados en cuanto a desplazamientos y fuerzas en el refuerzo, así como el estado del daño del modelo luego de realizado el ensayo de simulación sísmica.

En el capítulo 5 se muestra la construcción del modelo computacional aplicando el criterio de daño y plasticidad en el programa Abaqus CAE. Se muestra los parámetros utilizados y el proceso de calibración del modelo. Se muestra la comparación de los resultados del análisis computacional con los resultados obtenidos del ensayo tanto en desplazamientos como fuerzas en las sogas.

2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA MAPOSTERÍA DE ADOBE

2.1 Vulnerabilidad de la mampostería de adobe

Las viviendas de adobe son altamente susceptibles a daños durante eventos sísmicos. Esta vulnerabilidad se presenta principalmente en países en desarrollo donde las prácticas tradicionales de construcción y los limitados recursos tienen como resultado la existencia de viviendas en riesgo (Dowling, Samali, & Li, 2005).

En la actualidad se pueden ubicar construcciones de mampostería de adobe en varias partes del mundo. En la figura 2.1 se muestran las zonas donde se encuentran este tipo de construcciones y en la figura 2.2 se observan las zonas con mayor actividad sísmica. De ambas figuras 2.1 y 2.2 se puede determinar que una considerable cantidad de construcciones de adobe se ubican en zonas de peligro sísmico.

Figura 2.1 Ubicación de construcciones de tierra (De Sensi, 2003).

Figura 2.2 Zonas con mayor actividad sísmica (De Sensi, 2003)

Las construcciones tradicionales de adobe son vulnerables a los sismos debido principalmente a su gran peso, baja resistencia y fragilidad. Durante un terremoto se desarrollan grandes fuerzas sísmicas que estas estructuras no pueden resistir, teniendo como consecuencia daños que pueden llevar a su colapso (Blondet, Brzev, Rubiños, & Villa, 2011).

Se puede identificar dos grandes deficiencias en este tipo de construcciones. La primera es la falta de un diafragma rígido y una adecuada conexión de este con los muros, este diafragma permitiría que las fuerzas horizontales sean absorbidas por elementos más rígidos en cada plano de la estructura. La segunda deficiencia es que la capacidad a flexión de los muros de abobe sin carga vertical es prácticamente nula. Asimismo, las cargas dinámicas producen una importante degradación de las propiedades de cohesión entre las partículas que conforman los muros de tierra y cuando se agrietan en sus extremos laterales, se pierde el trabajo de la edificación como un conjunto y cada muro tiene que absorber el sismo de manera independiente. Los principales mecanismos de colapso y falla de las viviendas de adobe se describen a continuación (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007):

Falla por flexión perpendicular al plano del muro

Se pueden identificar tres casos:

- a) Agrietamiento horizontal en la base o a una altura intermedia y agrietamientos verticales adicionales, se presenta generalmente en muros largos.
- b) Agrietamiento vertical en la zona central, agrietamiento diagonal que constituye el mecanismo de falla y fisuración en la parte superior.
- c) Esquinas no confinadas de muros sueltos, o en esquinas no conectadas adecuadamente con los muros transversales.

En la figura 2.3 se muestran los tipos de falla por flexión perpendicular al plano del muro.

Figura 2.3 Fallas fuera del plano del muro (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Falla por cortante en el plano del muro

Esta falla se asocia a altos empujes horizontales, mayormente se da en casos de entresijos o cubiertas muy pesadas y se incrementa con las aberturas de las puertas y

ventanas en los muros. En la figura 2.4 se muestra la falla por cortante en el plano del muro.

Figura 2.4 Falla por corte en el plano del muro (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Falla generalizada de la cubierta

Se origina debido a la ausencia de un apoyo adecuado o por mala estructuración, ocurre generalmente en edificaciones con cubiertas muy pesadas. En la figura 2.5 se muestra la falla generalizada de la cubierta.

Figura 2.5 Falla generalizada de la cubierta (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Falla por mala conexión de los muros entre pisos

Esta falla se da cuando el entrepiso rompe los muros principales en forma casi horizontal generando la inestabilidad del segundo piso. En la figura 2.6 se muestra la falla por mala conexión entre pisos.

Figura 2.6 Falla por mala conexión de los muros del primer piso con el segundo (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

A través de los años han ocurrido sismos en países donde se tienen viviendas de adobe y se ha podido evidenciar la vulnerabilidad de estas construcciones. Por ejemplo, en el terremoto del 2001 en El Salvador, murieron 1100 personas y 15000 edificaciones fueron severamente dañadas o colapsadas como se muestra en la figura 2.7 a. Otro caso es el sismo ocurrido en el 2003 en la ciudad de Bam en Irán donde más de 43000 personas murieron debido principalmente al colapso de edificaciones de adobe como se muestra en la figura 2.7b.

Figura 2.7 Colapso de edificaciones de adobe: a) Terremoto de El Salvador del 2001. b) Terremoto de Irán del 2003 (Dowling D. , 2006).

En el Perú, en el año 2007 en la ciudad de Pisco ocurrió un sismo de 7.9 en la escala Richter, generando graves daños en las construcciones de adobe en ciudades y pueblos rurales ubicados en la costa central del Perú (San Bartolome, Quiun, & Zegarra, 2008). Se estima que 54695 viviendas de adobe fueron destruidas o tuvieron daños severos (JICA, 2008). Los principales daños identificados son grietas verticales y separación de paredes en las esquinas, grietas diagonales en las paredes y el colapso de la pared fuera del plano (Blondet, Villa, Brzev, & Rubiños, 2011). En la figura 2.8 se puede observar el colapso de una vivienda de adobe durante el terremoto de Pisco.

Figura 2.8 Colapso de una vivienda de adobe durante el terremoto de Pisco del 2007 (Blondet, Brzez, Rubiños, & Villa, 2011).

Ante esta situación y debido a que en el Perú existe más de 2 millones de viviendas de adobe según el censo realizado por el INEI en el año 2017. Se vuelve imprescindible la incorporación de refuerzos para que estas construcciones tengan suficiente resistencia durante un terremoto para lo cual se han realizado diversas investigaciones tanto en el Perú como en otras partes del mundo.

2.2 Ensayos de muros de mampostería de adobe

En varios países donde aún se mantiene la práctica de construir viviendas de adobe se han realizado ensayos a muros de mampostería de este material con el fin de conocer su desempeño sísmico y también evaluar alternativas de reforzamiento.

En el Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles, CIMOC, de la Universidad de los Andes se realizaron ensayos de muros con carga cíclica paralela al plano con el objetivo de identificar su comportamiento como rigidez inicial, degradación de la rigidez con la deformación horizontal, capacidad máxima horizontal, ductilidad y resistencia al corte residual después de la primera falla (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007). Los ensayos se aplicaron para muros sin refuerzo y muros reforzados con mallas metálicas colocadas en franjas horizontales y verticales. Los muros se sometieron a una carga vertical constante y a una carga cíclica horizontal en simultaneo que se aplicó con desplazamientos horizontales controlados, llegando hasta desplazamientos que generen la inestabilidad y falla del muro.

Los muros fueron instrumentados con 02 celdas de cargas (horizontal y vertical) y 01 deformímetro para el control de las deflexiones horizontales en la parte superior. Las cargas verticales utilizadas corresponden a cargas usualmente encontradas en viviendas de adobe, siendo las de 20, 50 y 70 KN las más representativas. La falla principal en los ensayos realizados se originó por la formación de grietas en diagonal (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007). En la figura 2.9 se muestra el estado de los muros después de realizados los ensayos tanto para el caso sin refuerzo como para el reforzado con malla metálica.

Figura 2.9 Ensayo de muros de adobe a) Muro sin refuerzo. b) Muro reforzado con malla metálica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Los resultados demuestran que el reforzamiento mejora el desempeño del muro durante la aplicación de cargas cíclicas. En la figura 2.10 se pueden observar los gráficos de histéresis para muros con carga axial de 70kN tanto para el caso sin refuerzo como el reforzado con malla metálica. En el caso del muro reforzado se tiene un aumento en la resistencia, capacidad de deformación y cantidad de energía disipada (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Figura 2.10 Gráficos de histéresis a) Muro sin refuerzo. b) Muro reforzado con malla metálica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Otra investigación fue la realizada en la en la Universidad Tecnológica de Sydney, donde se propusieron reforzamientos para muros de adobe considerando que las principales fallas en las viviendas construidas con este material son el agrietamiento vertical en la intersección de las paredes ortogonales y el agrietamiento vertical debido

a la flexión fuera del plano. Se realizaron ensayos en muros de adobe en forma de U sobre una mesa vibradora para lo cual se aplicó una fuerza restrictiva hacia abajo en la parte superior de las paredes del ala buscando simular la restricción dada por una pared continua y evitar el giro excesivo, la presión aplicada fue de 125kPa (Dowling, Samali, & Li, 2005). En la figura 2.11 se observa la configuración de los muros ensayados.

Figura 2.11 Modelo de muro de adobe ensayado en la Universidad Tecnológica de Sydney (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Para cada ensayo se utilizaron acelerómetros y sensores de desplazamiento LVDT para registrar el movimiento relativo y respuesta dinámica de la estructura. La simulación dinámica se realizó en una mesa vibradora uniaxial de 3m x 3m que soporta hasta 10ton de carga y tiene un desplazamiento máximo de 100mm. El espectro de diseño utilizado fue una versión modificada del espectro del terremoto de El Salvador, se realizaron modificaciones como aumentar el nivel de máximo de aceleración espectral a 1.5g para simular sismos más severos. Debido a que, las estructuras de adobe por lo general tienen una respuesta elástica seguido de una falla frágil, el espectro utilizado fue uno de respuesta elástica (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Los modelos ensayados se describen a continuación:

Muro sin refuerzo

Se obtuvieron patrones de fallas similares a las que se tienen en viviendas reales sometidas a un sismo, los factores que contribuyeron a los daños de la estructura son:

- Flexión inducida en el muro largo fuera del plano causando división y aplastamiento en el medio de la pared y en la intersección con las paredes del ala.
- Gran desplazamiento relativo entre el muro fuera del plano y el muro de corte rígido en el plano lo que lleva a la rotura de la interfaz de ladrillo y mortero generando grietas en las esquinas verticales.
- Vuelco del muro largo debido a la falta de conexión con los muros del ala.

En la figura 2.12 se observan las fallas del muro sin refuerzo.

Figura 2.12 Muro sin refuerzo (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Muro con contrafuertes en las esquinas

Se obtuvieron patrones de falla similares al primer modelo, aunque el agrietamiento vertical en el medio fue más pronunciado. Se había anticipado que los contrafuertes proporcionarían alguna restricción al momento de vuelco y que el agrietamiento se originaría en la esquina interior debido a la acumulación de esfuerzos de cizallamiento y flexión. En la figura 2.13 se observa el modelo con contrafuertes después de realizado el ensayo.

Figura 2.13 Muro con contrafuertes en las esquinas (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Muro reforzado con malla horizontal interna, bambú vertical y viga de anillo de madera

Este modelo tuvo un mejor comportamiento debido a que los refuerzos de bambú, malla de alambre y viga anular actuaron de forma integrada para restringir el movimiento y absorber, disipar y redistribuir energía dentro de la estructura. Los factores que generan daños a la estructura son similares al primer modelo. Se redujo la flexión en el muro largo fuera del plano, aunque todavía se presentaron grietas verticales en el medio y grietas diagonales. También se redujo el desplazamiento relativo entre el muro largo fuera del plano y la pared rígida del ala, aunque se presentó un agrietamiento en la esquina vertical. En la figura 2.14 se observa las grietas en el muro reforzado después de realizado el ensayo.

Figura 2.14 Muro reforzado con malla horizontal, bambú vertical y viga de madera (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Después del agrietamiento vertical en ambas esquinas, el muro largo se comportó como un cuerpo semirrígido que experimentó un momento de vuelco. En la figura 2.15 se muestra los desplazamientos de la mesa vibradora (STDT) y del tramo superior del muro (L3).

Figura 2.15 Desplazamientos de la mesa vibradora (STDT) y del muro reforzado (L3) (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Muro reforzado con malla horizontal interna, bambú vertical y horizontal exterior y viga de anillo de madera

Este modelo mantuvo una buena integridad estructural, incluso cuando se realizaron simulaciones de alta intensidad. En la figura 2.16 se observa el estado del muro después de las simulaciones realizadas.

Figura 2.16 Muro reforzado con malla horizontal, bambú vertical y horizontal y viga de madera (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Los desplazamientos que de la mesa vibradora (STDT) y del tramo superior del muro (L3) que llevan a la aparición de fisuras se muestra en la figura 2.17.

Figura 2.17 Desplazamientos de la mesa vibradora (STD T) y del muro reforzado (L3) (Dowling, Samali, & Li, 2005).

Los resultados demuestran que el uso de muros en forma de U con las restricciones de la pared tipo ala tiene daños consistentes con estructuras reales durante terremotos. Los refuerzos externos de bambú, interno de malla de alambre y viga anular aumenta la resistencia del muro ya que permite que se comporte como una estructura íntegra.

De los ensayos realizados se puede concluir que, para un mejor desempeño sísmico del muro de mampostería de adobe, se requiere de la inclusión de un reforzamiento que aumente su rigidez e integre sus elementos para disipar energía. Este tipo de ensayos también es necesario realizarlos en modelos de viviendas de adobe para buscar soluciones de reforzamiento aplicables a casos reales.

2.3 Ensayos de modelos de vivienda de adobe

En la Universidad de los Andes se ensayaron varios modelos de viviendas a escala 1:5 en una mesa vibradora que se realizaron con el objetivo de identificar fallas características y evaluar el reforzamiento con mallas metálicas a una construcción de adobe. Para simular los efectos ortogonales del sismo, los modelos se colocaron en la mesa vibradora a un ángulo de 45° respecto a la dirección donde se aplicó la señal sísmica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

A cada modelo se le aplicó una señal incrementando la aceleración máxima desde un valor de 0.05g hasta un valor máximo de 2.0g o hasta que fallara la estructura. La instrumentación utilizada fueron acelerómetros a nivel de la mesa vibratoria y cubierta, además de deformímetros en las dos direcciones principales de la cubierta. Los resultados demostraron que la aplicación del refuerzo modifica el comportamiento global y local de los muros de adobe. En el caso del modelo sin refuerzo se presentaron grietas debido a esfuerzos cortantes y también a esfuerzos de tensión ocasionadas por

la flexión en los muros mientras que, el reforzamiento con malla metálica retardó el colapso de la estructura (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007). En la figura 2.18 se puede observar el colapso de modelo sin reforzar y en la figura 2.19 se observa el comportamiento del modelo reforzado durante el ensayo.

Figura 2.18 Ensayo del modelo sin reforzo (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

Figura 2.19 Ensayo de vivienda de adobe reforzada con malla metálica (Phillips, Yamin, Reyes, & Ruiz, 2007).

En la Universidad Nacional de San Juan de Argentina (UNSJ) con el objetivo de mejorar el desempeño sísmico de las viviendas de adobe se realizaron ensayos a dos modelos construidos a escala reducida de 1:2. El primer modelo no contaba con reforzamiento mientras que el segundo fue reforzado con malla metálica de acero galvanizado formada por varillas de 3mm de diámetro y separadas por 100mm. Una vez concluido el ensayo del modelo sin reforzar se demolieron las partes dañadas para reconstruirlas sobre la mesa vibradora además de aplicar el reforzamiento de malla metálica. En la figura 2.20 se observa la aplicación del refuerzo con malla metálica.

Figura 2.20 Reforzamiento con malla (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).

Para la aplicación de las aceleraciones se utilizó una mesa vibradora que permite ensayar un movimiento horizontal en una dirección y también permite la adición de una carga vertical. Los instrumentos de medición fueron: 04 acelerómetros ubicados en cada esquina del techo del modelo para medir los desplazamientos, 02 reglas magnéticas para medir el desplazamiento de cada muro a una estructura de acero independiente a la mesa vibradora y 02 transformadores diferenciales de variación lineal LVDT colocados en diagonal en los muros longitudinales para registrar sus deformaciones. En la figura 2.21 se observa la distribución de los instrumentos utilizados en los ensayos.

Figura 2.21 Instrumentación para ensayo de vivienda de adobe (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).

El ensayo del modelo sin refuerzo se realizó en dos etapas, en la primera se sometió a la estructura a un movimiento sinusoidal con frecuencia 10Hz y se incrementó la aceleración desde 0.02g hasta 0.10g. Posteriormente se aumentó la aceleración de 0.10g a 0.40g produciéndose daños considerables. A partir de 0.30g empezaron a formarse grietas sobre el dintel de la ventana y la puerta, cuando se alcanzó los 0.40g se abrieron grietas diagonales formando bloques sueltos. En la figura 2.22 se observa el estado del modelo sin reforzar al finalizar el ensayo.

Figura 2.22 Ensayo de vivienda de adobe sin reforzar (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).

Para el modelo reforzado se aplicó una aceleración base de 0.3g y hacia el final del ensayo se aplicaron aceleraciones superiores a 0.5g sin que el modelo colapsara. A medida que se incrementó la aceleración progresivamente fue produciéndose el desprendimiento del modelo de la base de concreto y empezó a moverse como un bloque rígido disipando energía en el contacto entre los adobes y la base generando grietas menores. En la figura 2.23 se puede visualizar los daños en el modelo reforzado.

Figura 2.23 Ensayo de vivienda de adobe reforzado con malla metálica (Saldivar, Garino, Navarta , & Albarracin, 2016).

En el Perú, también se han realizado investigaciones sobre la estabilidad de las construcciones de adobe ante un sismo principalmente en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Las primeras investigaciones tuvieron como objetivo determinar las características mecánicas de las viviendas de adobe, para ello se realizaron ensayos estáticos a través de una plataforma inclinada en la cual también se probaron reforzamiento con caña, madera y alambre (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011). En la figura 2.24 se observa dos modelos ensayados en la plataforma inclinada, el primer modelo sin refuerzo presenta grietas diagonales y el segundo modelo reforzado internamente con caña mejoró su resistencia y su capacidad de deformación no presentando grietas.

a)

b)

Figura 2.24 Ensayo de viviendas de adobe (a) modelo sin reforzar (b) modelo reforzado con caña (Blondet, Brzev, Rubiños, & Villa, 2011).

Posteriormente se realizaron ensayos de modelos de viviendas de adobe utilizando una mesa vibradora. Los modelos fueron instrumentados con sensores de desplazamiento y aceleración para luego ser sometidos a sismos simulados de amplitud creciente. De los ensayos realizados se puede concluir que ante un sismo severo las viviendas sin reforzar colapsan luego de la separación de los muros en las esquinas. Mientras que los modelos reforzados interiormente con caña horizontal y vertical junto con una viga de coronación de madera no permiten la separación de los muros y mantiene integra la estructura ante sismos severos unidireccionales (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011). En la figura 2.25 se observa el modelo sin reforzar colapsado y el modelo reforzado internamente con caña con algunos daños sin llegar al colapso.

Figura 2.25 Ensayos a) Modelo sin reforzar, b) Modelo con refuerzo interno de caña (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011).

A pesar de que el reforzamiento interno de caña puede evitar la falla frágil de las construcciones de adobe, su aplicación para programas masivos de construcción de viviendas es poco viable debido a la dificultad de que conseguir este material (Blondet, Vargas, Tarque, & Iwaki, 2011). Es por ello, que se continuaron investigando otros materiales de reforzamiento encontrando entre las soluciones más eficientes el refuerzo exterior del muro con mallas electro-soldadas que adicional a los ensayos de laboratorio fueron aplicados a viviendas existentes que tuvieron un buen comportamiento durante los sismos del 2001 y 2007 ocurridos en el Perú.

Los ensayos a modelos de viviendas de adobe demostraron que las construcciones tradicionales no son capaces de resistir un sismo y que la aplicación de un reforzamiento es indispensable para evitar el colapso de la estructura o retardarlo.

Además, es necesario evaluar los reforzamientos previamente estudiados sobre viviendas existentes a fin de evaluar su desempeño durante un sismo real. Otro aspecto importante a considerar es que el material utilizado y la metodología de reforzamiento sea viable para aplicarlo masivamente.

2.4 Comportamiento sísmico de viviendas de adobe reforzadas en el Perú

En 1994 se inició la investigación realizada por el Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERSIS) junto con la Pontificia Universidad Católica del Perú y con el apoyo financiero de la Cooperación Técnica Alemana (GTZ), que concluyó que para construcciones de adobe existentes de un piso se tiene que reforzar las zonas más débiles que son la intersección de las paredes perpendiculares y la parte superior de los muros (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004). En la figura 2.26 se pueden observar las grietas típicas en construcciones de adobe debido a fuerzas sísmicas fuera del plano.

Figura 2.26 Grietas en una vivienda de adobe (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004).

El reforzamiento propuesto fue la colocación de una malla electro-soldada en forma vertical y horizontal simulando vigas y columnas a ambos lados del muro. La malla está compuesta por alambres de 1mm de diámetro y están conectadas por cables que pasan a través de agujeros realizados en las paredes para finalmente ser cubiertas por mortero. En la figura 2.27 se observa el proceso de reforzamiento con malla electro-soldada.

Figura 2.27 Secuencia de reforzamiento de viviendas de adobe con malla electro-soldada (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004).

Este reforzamiento fue aplicado en viviendas de adobe existentes que lograron resistir al sismo del 23 de junio del 2001 que afectó al sur del Perú, mientras que construcciones vecinas que no fueron reforzadas sufrieron graves daños o colapsaron. En la figura 2.28 se observa una casa reforzada y una construcción contigua sin reforzar luego del sismo del 2001.

Figura 2.28 Viviendas de adobe posterior al sismo del 2001: a) Vivienda reforzada, b) Vivienda sin reforzar colapsada (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2004).

El terremoto de Pisco ocurrido el 15 de agosto de 2007 causó gran destrucción en las construcciones de adobe. Sin embargo, en la ciudad de Ica cinco casas que también fueron reforzadas con mallas electro-soldadas no tuvieron daños. En la figura 2.29 se observa el estado de una casa reforzada en la localidad de Guadalupe en Ica después del sismo del 2007, donde solo una pared que no fue reforzada colapsó por vuelco.

Figura 2.29 Vivienda reforzada en la localidad de Guadalupe posterior al sismo del 2007 (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra 2008).

En la figura 2.30 se observan viviendas de adobe no reforzadas también ubicadas en Guadalupe, que colapsaron debido al terremoto del 2007.

Figura 2.30 Viviendas colapsadas en la localidad de Guadalupe posterior al sismo del 2007 (San Bartolomé, Quiun, & Zegarra, 2008).

Los resultados obtenidos después de los sismos del 2001 y 2007 ocurridos en el Perú demuestran que en casos de terremotos moderados o severos las viviendas tradicionales de adobe tienen daños significativos como grietas gruesas y colapso de paredes y techos. Por lo que, la incorporación de un reforzamiento es necesario para proporcionar una mayor resistencia evitando daños en terremotos moderados o teniendo daños permitidos durante un terremoto severo.

En los últimos años se están investigando sistemas de refuerzo con otros tipos de materiales más económicos y accesibles como reforzamientos con mallas de sogá o plástico. Sin embargo, el estudio del desempeño sísmico de las viviendas de adobe se ha limitado a ensayos empíricos y a los resultados observados en campo siendo necesario también estudiar modelos matemáticos que logren obtener el comportamiento dinámico de la estructura y permita estimar los desplazamientos y fuerzas en los refuerzos.

3 MODELAJE DE LA MAPOSTERÍA

3.1 Acercamientos en el modelaje según el nivel de detalle

Las viviendas de mampostería de adobe son vulnerables ante eventos sísmicos debido a la fragilidad del material y la baja resistencia a la tracción. Una manera de entender el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras es mediante ensayos de laboratorio sin embargo esto es costoso. Existe una alternativa que consiste en la elaboración de modelos computacionales.

La mampostería se puede modelar según el nivel de detalle mediante 3 acercamientos propuestos por Lourenço en el año 1996. Los acercamientos pueden ser micro modelamiento detallado, micro modelamiento simplificado y macro modelamiento. En la figura 3.1 se muestra los 3 tipos de acercamientos. El micro modelamiento detallado consiste en modelar al ladrillo y al mortero por separado, e incorporar la interacción entre estos elementos. En el micro modelamiento simplificado se modela un elemento idealizado que representa al ladrillo y parte del mortero. En el macro modelamiento se modela toda la mampostería como un elemento continuo. Cada acercamiento tiene ventajas y desventajas. Un micro modelamiento detallado conlleva a mejores resultados, pero necesita una mayor cantidad de propiedades mecánicas y el cálculo computacional es más laborioso. Un macro modelo es más fácil de construir y el tiempo de cálculo es menor.

Figura 3.1 Estrategias de modelamiento para estructuras de mampostería: (a) Muestra de mampostería, (b) micro modelamiento detallado, (c) micro modelamiento simplificado (d) macro modelamiento (Lourenço , 1996).

3.2 Método de solución implícito y explícito

La solución de un modelo computacional se puede obtener mediante un método explícito o implícito. El método de solución explícito utiliza un procedimiento incremental y al final de cada incremento la matriz de rigidez se actualiza según cambios en el material o geométricos. El método de solución implícito necesita invertir la matriz de masas. Una vez invertida la matriz de masas se halla la aceleración en un incremento de tiempo específico. A partir de la aceleración se puede hallar la velocidad

y desplazamiento. Es importante que se utilice un número grande de incrementos de tiempo con el fin de obtener resultados confiables (Dassault, 2018). El método de solución implícito realiza lo mismo que el explícito, pero además después de cada incremento realiza iteraciones utilizando Newton-Raphson para hallar el equilibrio entre las fuerzas internas y externas. El equilibrio se realiza hasta una tolerancia determinada llamada criterio de convergencia. El método de solución implícito necesita invertir la matriz de rigidez en lugar de la matriz de masas lo que requiere un mayor costo computacional (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).

3.3 Modelos discretos y continuos

Es posible elaborar un análisis numérico discreto o mediante elementos finitos (E.F.) continuos. En el 2018 Caddemi, y otros, propusieron un método que utiliza el macro modelamiento discreto para modelar la mampostería de estructuras históricas. El uso de este tipo de modelo discreto está orientado a la investigación porque requiere de un gran esfuerzo computacional y conocimiento del tema para definir correctamente las propiedades mecánicas e interpretar los resultados.

Figura 3.2 Esquema del macro elemento discreto para cargas (a) en el plano (b) fuera del plano (c) elemento curvo (Cademi, y otros, 2018).

De acuerdo a este acercamiento cada panel de mampostería de la estructura se divide a través de macro elementos. Cada macro elemento está compuesto de un cuadrilátero plano de lados rígidos y rotulas en las esquinas. El macro elemento cuenta con elementos no lineales de rigidez variable en su contorno exterior y uno en su interior en posición diagonal. Los elementos no lineales externos se unen a otros elementos del mismo tipo, de diferente tipo o a condiciones de borde. En la figura 3.2 se muestra el macro modelo discreto para (a) cargas en el plano (b) fuera de plano (c) para un

elemento curvo. La respuesta global de la estructura se halla mediante el ensamblaje de todos los elementos discretos y sus interfaces (Cademi, y otros, 2018).

En el año 2010 Tarque, Camata, Blondet y Varum construyeron un modelo computacional continuo para estudiar el comportamiento bajo simulación sísmica de modelos de vivienda de mampostería de adobe. Este modelo a su vez fue elaborado utilizando el criterio de daño y plasticidad (CDP). El mayor reto al construir este tipo de modelo computacional es la correcta caracterización de las propiedades del material. No todas las propiedades mecánicas pueden ser halladas experimentalmente por lo que comúnmente se realiza una calibración previa. En trabajos anteriores de modelos computacionales de muros bajo carga lateral cíclica se calibraron algunos parámetros. Estos valores fueron utilizados en la elaboración del modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe para su validación (Tarque, Camata, Blondet, & Varum, 2012).

Figura 3.3 (a) Ubicación de acelerogramas y LVDTs (b) modelo de vivienda sobre la mesa vibradora (Tarque, y otros, 2012).

Para validar el modelo se necesita comparar los resultados experimentales con los del modelo computacional. Del ensayo se extrae información como desplazamientos y aceleraciones en determinados puntos del modelo de vivienda así como la fuerza, desplazamiento, velocidad y aceleración de la mesa vibradora. Para obtener las aceleraciones se colocan acelerómetros y para obtener desplazamientos se colocan dispositivos transformadores diferenciales lineales variables (LVDT). En la figura 3.3 se muestra (a) la ubicación de los acelerómetros (con letra A#) y dispositivos LVDT (con letra D#) (b) el modelo de vivienda colocado sobre la mesa vibradora.

Figura 3.4 Modelo computacional de daño y plasticidad (CDP) elaborado en el programa Abaqus (Tarque, y otros, 2012).

En la figura 3.4 se muestra el modelo computacional en Abaqus. Este modelo intenta capturar el comportamiento dinámico y el mecanismo de falla de la estructura de mampostería de adobe. El modelo computacional fue construido con elementos finitos en el programa Abaqus y utilizó el criterio CDP el cual está incluido en el programa. Se utilizó un macro modelamiento y un método de solución explícito. Se asumió que la mampostería de adobe se comportó como un material homogéneo e isotrópico debido a que la falla en la mampostería involucra trituración y agrietamiento de los ladrillos y el mortero ambos compuestos por un mismo material (Tarque, y otros, 2012).

El modelo computacional fue sometido a un desplazamiento máximo en la base de 80mm y se resolvió de manera explícita. Tras comparar los resultados entre el modelo computacional y el ensayo de laboratorio se encontró alta correlación en cuanto a patrones de agrietamiento, mecanismos de falla y respuesta en desplazamiento. Las propiedades del material calibradas utilizadas en el modelo computacional demostraron ser suficientemente buenas como para representar el comportamiento del modelo de vivienda ante simulaciones sísmicas. El estudio podría extenderse a otras configuraciones o alternativas de reforzamiento (Tarque S. , 2011).

En el año 2019 Yacila, Camata, Salsavilca y Tarque construyeron un modelo numérico continuo con el criterio CDP para representar ensayos bajo carga lateral cíclica de muros de mampostería confinada. El criterio CDP fue elegido porque logró capturar adecuadamente el comportamiento no lineal de la mampostería gobernado principalmente por el aplastamiento y el agrietamiento (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019). Se utilizó un método de solución explícito por lo que para evitar efectos

cinemáticos considerables se mantuvo la energía cinética menor al 1% (Abdullah, Paton-Cole, & Easterling, 2007) (Karapitta, Mouzakis, & Carydis, 2011).

Se utilizó un acercamiento de macro modelamiento en donde el ladrillo, mortero, concreto y las interfaces de contacto no fueron modeladas separadamente. Se consideró que el material se comportaba de manera homogénea e isotrópica. La mampostería y las columnas de confinamiento fueron modeladas con elementos tridimensionales de 8 nodos. El refuerzo de acero dentro de las columnas se modeló como elementos de 2 nodos que conformaron una armadura.

Figura 3.5 Esquema del ensayo push over (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).

En la figura 3.5 se muestra el esquema del ensayo de laboratorio de carga lateral cíclica de la mampostería confinada. Se ejecutó ensayos adicionales con el fin de caracterizar las propiedades de los materiales del muro confinado. Se realizó ensayos de compresión en pilas y de compresión diagonal en muretes, y ensayos de compresión de cilindros de concreto para caracterizar las propiedades de la mampostería y del concreto respectivamente.

Figura 3.6 Grafico fuerza lateral-esfuerzo cortante vs desplazamiento lateral-deriva para cada punto (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).

Figura 3.7 Patrones de agrietamientos experimentales y numéricos (Yacila, Camata, Salsavilca, & Tarque, 2019).

En la figura 3.6 se muestra los resultados de los ensayos de laboratorio como una envolvente y los resultados del modelo computacional en cuanto a la fuerza lateral-esfuerzo cortante vs desplazamiento lateral-deriva para cada niveles de desempeño: (1) fin del rango lineal, (2) inicio de la fluencia y (3) capacidad de carga máxima.

En la figura 3.7 se muestra el patrón de agrietamiento de los ensayos de laboratorio y del modelo computacional del muro confinado para cada nivel de desempeño. Se encontró una buena correlación entre los resultados en cuanto a patrones de agrietamiento. En el ensayo de laboratorio se muestran patrones de agrietamiento

adicionales que provienen de un análisis bajo carga cíclica que no se capturaron en el modelo computacional porque se realizó un análisis push over.

3.4 Criterios de falla

Al diseñar una estructura se debe tener una idea de la forma en que los elementos podrían fallar. La forma de falla dependerá de la historia de cargas, los esfuerzos y del material. Las formas en que un material puede fallar son:

- a) Deflexión excesiva
- b) Fluencia generalizada
- c) Corrosión
- d) Fractura

Para poder realizar un análisis dinámico no lineal de una estructura de mampostería se necesita definir un criterio de falla. Cada criterio de falla está asociado a una forma de falla. Para el análisis sísmico de la mampostería se evalúan las formas de falla de fluencia y fractura. Un criterio de fluencia define las condiciones en las que la fluencia podría ocurrir. Se puede expresar cuantitativamente como el estado de esfuerzos, estado de deformaciones, energía de deformación u otros.

Una teoría de plasticidad debe contener 3 componentes: Un criterio de fluencia, una regla de flujo (relaciona los incrementos de la deformación unitaria con los incrementos de esfuerzo después de la fluencia) y una regla de endurecimiento (define los cambios en la superficie de fluencia debido a la deformación plástica).

Es posible observar un comportamiento inelástico en un punto de un elemento cargado sin que alguna de las componentes haya excedido el esfuerzo de fluencia uniaxial por lo que se necesita definir algún criterio de fluencia. Combinando por ejemplo las componentes de esfuerzos en un esfuerzo uniaxial equivalente o efectivo y comparando este valor con algún parámetro obtenido del material se logra determinar un criterio de fluencia. Este mismo procedimiento se puede aplicar para definir un criterio de fractura.

Los criterios de falla por fluencia más conocidos son el criterio del máximo esfuerzo normal (Rankine), criterio de la máxima deformación unitaria lineal (Saint Venant), criterio de la densidad de energía de deformación (Beltrami), criterio del máximo esfuerzo cortante (Tresca, utilizado en materiales poco resistentes al corte pero

dúctiles), criterio de la densidad de energía de distorsión (Von Mises, utilizado en metales).

Para materiales frágiles se puede usar el criterio de falla de Mohr Coulomb (generalización del criterio de Tresca), el criterio de Drucker Prager (generalización del criterio de Von Mises), el criterio smeared concrete, y el criterio de concrete damage plasticity (CDP). Los dos últimos criterios mencionados fueron creados especialmente para el concreto pero es posible utilizar estos criterios en otros materiales frágiles como la mampostería (Cavazos, 2016) (Tarque S. , 2011).

3.4.1 Criterio de Von Mises

En este criterio la fluencia se alcanza cuando la densidad de energía de distorsión en un punto sometido a esfuerzos multiaxiales es igual a la densidad de energía de distorsión en la fluencia de un estado de esfuerzos uniaxial. En las figuras 3.8 y 3.9 se observan las superficies de fluencia en el espacio y el plano respectivamente

La densidad de energía de deformación total “ U_o ” se divide en 2 partes:

$$U_o = U_v + U_d$$

Donde:

U_v : Densidad de energía por cambio volumétrico (asociada al esfuerzo hidrostático).

U_d : Densidad de energía por distorsión (asociada al esfuerzo desviador).

La densidad de energía por distorsión multiaxial se puede expresar en función de los esfuerzos principales mediante la siguiente fórmula.

$$U_D = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/12G$$

La densidad de energía de distorsión uniaxial se define por la siguiente formula.

$$U_{Df} = \frac{\sigma_f^2}{6G}$$

Donde: σ_f = Esfuerzo de fluencia uniaxial.

En el criterio de Von Mises la fluencia multiaxial se inicia cuando $U_D = U_{Df}$. La superficie de fluencia se expresa mediante la ecuación:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} = \sigma_f^2$$

La función de fluencia se expresa mediante la fórmula:

$$f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} - \sigma_f^2 = \sigma_e^2 - \sigma_f^2 = 3[J_2] - \sigma_f^2$$

Donde: σ_e = Esfuerzo efectivo; la función de fluencia se satisface cuando $f = 0$.

J_2 = segunda invariante del esfuerzo desviador.

El criterio de Von Mises se puede formular de manera alternativa en función del esfuerzo cortante octaedral “ τ_{oct} ”

$$9\tau_{oct}^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2$$

$$9\tau_{oct}^2 = 6J_2$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} * J_2}$$

La función de fluencia para este caso será:

$$f = \tau_{oct} - \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_f$$

La superficie de fluencia es un cilindro que envuelve al prisma hexagonal de Tresca.

Figura 3.8 Superficie de fluencia de Tresca y Von Mises en el espacio de los esfuerzos principales (Boresi & Schmidt, 2003).

Figura 3.9 Superficie de fluencia de Tresca y Von Mises para un estado plano de esfuerzos (Boresi & Schmidt, 2003).

3.4.2 Criterio Drucker Prager

Este criterio es una generalización del criterio de Von Mises que incluye el efecto de los esfuerzos hidrostáticos. Es una versión más ajustada del criterio de Mohr Coulomb. La función de fluencia se define mediante la siguiente fórmula.

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K$$

Donde:

I_1 : Es la primera invariante del tensor de esfuerzos.

J_2 : Es la segunda invariante del tensor desviador.

α y K : Son constantes que se determinan a partir de experimentos.

Las constantes α y K del modelo de Drucker Prager son comúnmente expresadas en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna. La superficie de falla de este criterio tiene la forma de un cono circular recto. El tamaño del cono se puede ajustar (modificando α y K) para que circunscriba o quede inscrito en la superficie de Mohr

Coulomb. Si se considera que el material no tiene fricción ($\phi = 0$) el criterio de Drucker Prager se reduce al criterio de Von Mises. En las figuras 3.10 y 3.11 se observa las superficies de fluencia de Mohr Coulomb y Drucker Prager para el caso espacial y plano respectivamente.

Figura 3.10 Superficie de fluencia de Mohr Coulomb y Drucker Prager en el espacio de los esfuerzos principales (Boresi & Schmidt, 2003).

Figura 3.11 Superficie de fluencia de Mohr Coulomb y Drucker Prager en el plano hidrostático (Boresi & Schmidt, 2003).

3.5 Parámetros para el modelo de daño y plasticidad (CDP)

El modelo de daño y plasticidad asume que el mecanismo de falla se puede modelar utilizando los resultados de ensayos de agrietamiento por tracción, aplastamiento por compresión uniaxial y las características de la plasticidad del material. Este modelo emplea la superficie de fluencia de (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989) con las

modificaciones realizadas por (Lee & Fenves, 1998). Es un modelo continuo desarrollado inicialmente para el concreto. El modelo utiliza un conjunto de variables que alteran el comportamiento elástico y plástico y simula el agrietamiento mediante factores de daño que disminuyen el módulo de elasticidad. El modelo CDP utiliza el esfuerzo equivalente de Von Mises y la función hiperbólica de Drucker Prager para definir la superficie de fluencia y el potencial de flujo respectivamente.

El modelo de daño y plasticidad requiere de la determinación de 6 valores o parámetros:

- 1) La relación esfuerzo deformación a compresión y tracción uniaxial.
- 2) El ángulo de dilatación “ ψ ”.
- 3) La excentricidad del potencial de flujo “ e_1 ”.
- 4) La relación entre el esfuerzo de fluencia a compresión biaxial respecto al esfuerzo de fluencia a compresión uniaxial “ f_{bo}/f_{co} ”.
- 5) La relación de la segunda invariante del esfuerzo medio en el meridiano de tensión respecto a la del meridiano de compresión para la función de fluencia “ K ”.
- 6) El parámetro de viscosidad.

Estos 6 parámetros comúnmente se introducen a un programa de elementos finitos con el modelo concrete damage plasticity.

3.5.1 Relación esfuerzo-deformación a compresión y tracción uniaxial

Para la relación esfuerzo deformación a compresión el modelo considera una respuesta inicial lineal elástica hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia “ σ_{c0} ”. Luego del pasar el esfuerzo de fluencia se tiene un endurecimiento hasta alcanzar el esfuerzo último “ σ_{cu} ”. Finalmente, el material experimenta un ablandamiento. En las figuras 3.12 y 3.13 se observa la relación esfuerzo deformación para el caso de compresión y tracción respectivamente.

Figura 3.12 Relación esfuerzo “ σ_c ” deformación “ ϵ_c ” en compresión.

Para la relación esfuerzo deformación a tracción el modelo considera que el material se comporta inicialmente de manera lineal hasta llegar a un punto de falla “ σ_{t0} ” donde inicia el agrietamiento. Luego de ese punto la resistencia disminuye debido a un ablandamiento. El modelo considera la posibilidad de deformaciones grandes locales.

Figura 3.13 Relación esfuerzo “ σ_c ” deformación “ ϵ_c ” en tracción.

Las relaciones esfuerzo-deformación uniaxial para tracción y compresión se obtienen de ensayos. El módulo de elasticidad se obtiene de la porción lineal y se introduce al modelo junto con los valores de la relación esfuerzo-deformación de la sección plástica no lineal para tracción y compresión.

3.5.2 Ángulo de dilatación. “ ψ ”

Se determina en el plano meridional de la superficie de fluencia. Representa el ángulo entre la superficie de fluencia y el eje hidrostático. El ángulo de dilatación “ ψ ” se relaciona con el ángulo de fricción interna “ ϕ ” por medio de la siguiente expresión.

$$\text{sen}(\phi) = \tan(\psi)$$

El ángulo de dilatación para el concreto predeterminado es de 31° .

3.5.3 Excentricidad del potencial de flujo. “ ε ”

Expresa la forma que tendrá la superficie de fluencia. Cuando $\varepsilon = 0$ la función de fluencia hiperbólica de Drucker-Prager se convierte en una función lineal. Tiene un valor predeterminado de 0.1 para el concreto.

3.5.4 Parámetro “ σ_{bo}/σ_{co} ”

Es la relación entre el esfuerzo de fluencia a compresión biaxial respecto al esfuerzo de fluencia a compresión uniaxial. El valor predeterminado para el concreto es de 1.16.

3.5.5 Parámetro “ K ”

Es la relación de la segunda invariante del esfuerzo medio en el meridiano de tensión respecto a la del meridiano de compresión para la función de fluencia. Puede valer entre 0.5 y 1. El valor de este parámetro modifica la forma de la superficie de fluencia haciéndola más circular o triangular. El valor predeterminado para el concreto es de 0.666.

3.5.6 Parámetro de viscosidad

El valor de este parámetro permite esfuerzos fuera de la superficie de fluencia facilitando las tasas de convergencia. Para el caso de modelos que no realicen regulaciones viscoplásticas el valor de este parámetro será de cero.

3.6 El modelo de daño y plasticidad (CDP)

3.6.1 Esfuerzos

Para obtener los esfuerzos el modelo utiliza las deformaciones plásticas, la tasa de deformación, la temperatura y variables adicionales de campo. El esfuerzo a tracción y compresión se puede representar por las siguientes formulas respectivamente.

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}; \tilde{\epsilon}_t^{pl}; \theta; f_i)$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}; \tilde{\epsilon}_c^{pl}; \theta; f_i)$$

Donde los subíndices “t” y “c” significan tracción y compresión. La tasa de deformación plástica equivalente son $\dot{\epsilon}_t^{pl}$ y $\dot{\epsilon}_c^{pl}$. La variable “ θ ” representa la temperatura y “ f_i ” son las variables de campo.

Las variables de endurecimiento por deformación unitaria plástica equivalente a tracción $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ y deformación unitaria plástica equivalente a compresión $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ determinan las superficies de fluencia a tracción y compresión respectivamente.

La variación en la deformación unitaria total $\dot{\epsilon}$ se expresa como la suma de la variación elástica $\dot{\epsilon}^{el}$ y plástica $\dot{\epsilon}^{pl}$ mediante la siguiente fórmula.

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

Los cambios irreversibles de deformación son representados por la deformación plástica.

Si el elemento se descarga en la fase de ablandamiento tendrá una rigidez afectada por el daño ocasionado al material. Las variables de daño que caracterizan la degradación de la rigidez son d_t y d_c para la tracción y compresión respectivamente. Estas variables reducen el módulo de elasticidad bajo cargas cíclicas mediante los ratios “ $(1 - d_t)$ ” y “ $(1 - d_c)$ ”. Las variables de daño pueden valer entre cero y uno donde cero significa que no hay daño y uno la ausencia de resistencia.

La relación esfuerzo-deformación para cargas uniaxiales se define mediante las siguientes fórmulas para tracción y compresión respectivamente.

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl})$$

Donde “ E_0 ” es la rigidez elástica inicial del material.

Las formulas anteriores pueden se expresadas en términos de los esfuerzos efectivos como se muestra a continuación.

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl})$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl})$$

Los esfuerzos efectivos considerarn la reduccion del area debida al daño.

La ecuación de elasticidad con daño se define por la formula siguiente.

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el}:(\epsilon - \epsilon^{pl})$$

Donde “ D_0^{el} ” es el tensor de elasticidad inicial, “ d ” la variable de daño, “ ϵ ” las deformaciones totales y “ ϵ^{pl} ” las deformaciones plásticas. El tensor D_0^{el} transforma el tensor de deformaciones en un tensor de esfuerzos.

3.6.2 Energía de fractura

La respuesta en tensión en la etapa de ablandamiento, que representa la etapa luego del agrietamiento, se puede modelar por el criterio de energía y fractura frágil. Se puede definir la energía necesaria para abrir una grieta de un ancho determinado o energía de fractura “ G_f ”.

Figura 3.14 Curva esfuerzo vs desplazamiento de agrietamiento (Cavazos, 2016).

En la figura 3.14 se observa una perdida lineal de resistencia luego del esfuerzo de falla “ σ_{t0} ”. La pérdida total de la rigidez se da con un desplazamiento de agrietamiento “ μ_{t0} ”. La energía de fractura se determina por la expresión:

$$G_f = \frac{\mu_{t0} * \sigma_{t0}}{2}$$

3.6.3 Endurecimiento

Las variables de endurecimiento son las deformaciones plásticas equivalentes a compresión “ $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ ” y a tracción “ $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ ”. Estas variables controlan los cambios en la superficie de fluencia. La evolución del endurecimiento se expresa por medio de la siguiente formula.

$$\tilde{\epsilon}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) * \dot{\epsilon}^{pl}$$

$$h(\bar{\sigma}, \bar{\epsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\bar{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1 - r(\bar{\sigma})) \end{bmatrix}$$

$r(\bar{\sigma})$: es el factor de ponderación de esfuerzos. Generaliza la variable escalar de degradación de la rigidez “d” para un estado multiaxial.

3.6.4 Invariantes de los esfuerzos efectivos

El tensor de esfuerzos efectivos se define por la siguiente fórmula.

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl})$$

El esfuerzo de presión hidrostático “ $\bar{p}$ ” se define por la siguiente formula.

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \text{traza}(\bar{\sigma})$$

El esfuerzo equivalente efectivo de Von Mises “ $\bar{q}$ ” se define mediante la siguiente fórmula.

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{S} : \bar{S})}$$

Donde “ $\bar{S}$ ” es el esfuerzo desviador efectivo.

$$\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p} * I$$

El esfuerzo equivalente de Von Misses y el esfuerzo hidrostático definen la superficie de fluencia y el potencial de flujo plástico.

3.6.5 Potencial de flujo plástico

Para el potencial de flujo el modelo concrete damage plasticity emplea la función hiperbólica de Drucker Prager “ G ”. En la figura 3.15 se observa el potencial de flujo.

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{to} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi$$

Donde:

$\psi(\theta, f_i)$: es el ángulo de dilatación obtenido en el plano p-q

σ_{to} : es el esfuerzo de falla en tracción uniaxial

$\varepsilon(\theta, f_i)$: es la excentricidad del potencial de flujo (tasa con la que la función se acerca a la asíntota. Cuando la excentricidad tiende a cero el potencial de flujo se vuelve lineal)

Figura 3.15 Potencial de flujo hiperbólico de Drucker-Prager. (Lineal=línea punteada) (Cavazos, 2016).

El potencial de flujo determina el flujo plástico por medio de la regla de flujo expresada en la siguiente formula.

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

Donde:

λ : es un multiplicador plástico no negativo

3.6.6 Función de fluencia

La función de fluencia puede expresarse en termino de los esfuerzos efectivos mediante la fórmula:

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

Donde:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}}\right) - 1}{2\left(\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}}\right) - 1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

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

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

$\bar{\sigma}_{max}$: es el esfuerzo principal máximo efectivo

σ_{bo}/σ_{co} : es la relación entre el esfuerzo de fluencia a compresión equibiaxial y el esfuerzo de fluencia a compresión uniaxial.

K_c : es la relación de la segunda invariante de esfuerzo en el meridiano a tensión “ q_t ” con la del meridiano a compresión “ q_c ” con un esfuerzo principal maximo negativo.

Los parametros “ α ” y “ β ” son coeficientes adimensionales. “ α ” depende del esfuerzo de compresion de fluencia y “ β ” realciona los esfuerzos efectivos de cohesion de compresion y tension. En la figura 3.16 se muestra la superficie de fluencia para un estado plano de esfuerzos. La evolucion de la superficie depende de las variables de endurecimiento “ $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ ” y “ $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ ”. Los valores “ $\bar{\sigma}_1$ ” y “ $\bar{\sigma}_2$ ” son los esfuerzos efectivos principales.

Figura 3.16 Superficie de fluencia del criterio CDP en un estado de esfuerzos plano (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989).

En la figura 3.17 se muestra la superficie de fluencia en el espacio de los esfuerzos principales para dos valores del parámetro “K”. Con un valor de K=1 la superficie de fluencia se torna esférica y con un valor de K=2/3 la superficie se torna prismática triangular.

Figura 3.17 Superficie de fluencia del criterio concrete damage plasticity en el espacio de los esfuerzos principales desde el plano hidrostático (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989).

3.7 Análisis numérico con elementos finitos

El análisis de estructuras que no pueden ser modeladas por medio de barras, armaduras, pórticos y arcos se han enfocado desde la perspectiva de la Teoría de la Elasticidad que busca resolver el problema a partir de la integración de ecuaciones diferenciales que describen la cinemática de sólido elástico. Este procedimiento es viable en casos de cuerpos simples, pero para estructuras complejas es necesario aplicar métodos numéricos. Si bien a inicios del siglo XX se había desarrollado el método de diferencias finitas, a partir de la mitad de este siglo se desarrolló los elementos finitos que para muchos problemas su aplicación resulta más eficiente (Hurtado, 2002).

Los elementos finitos se pueden definir como un método para resolver ecuaciones diferenciales de forma aproximada dentro del cual se tiene tres tipos de problemas: equilibrio o estado fijo, valores propios y transitorios o de propagación (Rao, 2011).

Un elemento continuo es representado por medio de un ensamblaje de varias divisiones llamados elementos finitos y estos elementos se conectan en sus fronteras compartidas. Es decir, el dominio del problema se representa por una colección de subdominios simples (elementos finitos) y la colección de estos subdominios se define como malla (Arciniega, 2019). Al desconocerse los desplazamientos o esfuerzos, se asume que en cada elemento finito estas variables pueden ser representadas por una función matemática simple (Rao, 2011). Sobre cada elemento finito, el proceso físico es

aproximado por funciones (polinomios u otros) y las ecuaciones algebraicas que relacionan cantidades físicas en los nodos se desarrollan, estas ecuaciones se ensamblan usando continuidad y/o equilibrio de cantidades físicas (Arciniega, 2019).

Cuando se determinan las ecuaciones de equilibrio para todo el medio continuo, los valores nodales son las incógnitas, una vez resueltas estas ecuaciones, los resultados se pueden sustituir en funciones de interpolación y con esto se hace posible obtener la variación de las variables en cada elemento finito, realizando este proceso para todos los elementos se puede expresar de forma aproximada la variación de las variables en todo el medio continuo. La secuencia de este proceso se muestra a continuación (Cavazos, 2016):

- División del dominio o medio continuo, es decir subdividir en elementos discretos obteniendo la malla de elementos finitos
- Seleccionar una función de interpolación adecuada.
- Derivar las matrices de rigidez de los elementos y vectores de carga equivalentes de los elementos.
- Ensamblar las ecuaciones matriciales de los elementos finitos para obtener las ecuaciones de equilibrio del sistema estructural.
- Resolver las ecuaciones para las incógnitas como los desplazamientos en los nodos.
- Calcular las variables como esfuerzos y deformaciones.

Se obtiene una solución aproximada que depende de la geometría, comportamiento del material, condiciones de frontera y carga. Otros factores que influyen son la forma, tamaño, número, configuración y formulación de los elementos finitos (Dassault Systèmes, 2015). En la figura 3.18 se observa la aproximación de una superficie curva con un plano.

Figura 3.18 Aproximación de una superficie curva con un plano (Reddy, 2005).

3.7.1 Malla de elementos finitos

Las variables deben ser determinadas en función de las coordenadas espaciales. En primer lugar, se debe dividir un elemento irregular en elementos más pequeños y de formas regulares. De esta manera, se pasará de tener un elemento con un número infinito de grados de libertad a un sistema con grados de libertad finitos. El elemento finito representa una parte discreta de la estructura física y la geometría del modelo que está dada por la coordenada de los nodos y la conectividad de los elementos (Cavazos, 2016).

Las fronteras compartidas es el medio por el cual se conectan los elementos, el conjunto de nodos y fronteras se conoce como malla. Cuando se tienen pocos elementos, las variables se encontrarán en menos puntos del elemento y las soluciones serán menos exactas. Mientras que, cuando se tiene un exceso de elementos, se requerirá de un mayor esfuerzo computacional y no se tendrá mejoras significativas en los resultados, aunque se espera que cuando más elementos se tenga, se logre converger más cerca a la solución exacta (Cavazos, 2016).

Las relaciones entre nodos corresponden a entradas en una matriz. Es decir, la relación entre los nodos i y j equivale a un valor de entrada a_{ij} en una matriz A . Debido a que existe una relación entre el nodo i y nodo j también existe una relación del nodo j al nodo i , lo cual producirá una matriz simétrica (no necesariamente simétrica en sus valores) y en la diagonal aparecen entradas que representan a los nodos (Vargas J. , 2010). En la figura 3.19 se puede ver un esquema de discretización de un dominio.

Figura 3.19 Discretización de un dominio (Vargas J. , 2010).

De acuerdo al número de nodos, se pueden tener lados curvos en los elementos conocidos como de orden superior o pueden ser lineales, es decir, que tiene sus lados rectos y otra opción es la combinación de diferentes tipos de elementos (Cavazos, 2016). En la figura 3.20 se muestra familias de elementos disponibles en el programa Abaqus de elementos finitos.

Figura 3.20 Elementos finitos disponibles en el programa Abaqus (Dassault Systèmes, 2015).

Se recomienda utilizar elementos cuadrados o cúbicos, de relación de aspecto cercana a uno y así evitar elementos distorsionados, las subdivisiones deberán ser iguales si no hay cambios considerables en la geometría, propiedades del material, cargas externas y concentración de esfuerzos. De presentarse estos cambios, se debería aumentar el número de elementos en las zonas afectadas (Cavazos, 2016).

3.7.2 Interpolación

En cada elemento se debe buscar una solución aproximada a través de funciones de interpolación o de aproximación. Estas funciones usualmente son polinomios lineales, cuadráticos o cúbicos y son expresadas con las variables nodales desconocidas. Los valores nodales son iguales a los grados de libertad y representan las incógnitas del

sistema de ecuaciones a plantear. Existen elementos isoparamétricos, que utilizan las mismas funciones de interpolación para definir la forma de los elementos y la variación de la variable del campo. Usualmente se aplica para elementos tipo cascarón y elementos tridimensionales (Cavazos, 2016).

Es conveniente que las funciones de interpolación tengan la propiedad de valer la unidad en los nodos a los que están asociadas y que tengan un valor nulo en el resto. A esto se le conoce como elementos conformes y permiten la continuidad de la ley de desplazamientos entre elementos. Los elementos no conformes no aseguran la unicidad de la ley de desplazamientos, lo que causa deformaciones infinitas en el contorno entre elementos. Estos casos son válidos cuando no se disipa trabajo entre los contornos. Para asegurar la buena convergencia de este tipo de elementos, se aísla una porción de ellos y se aplica un estado de desplazamientos que provoque una deformación constante, si esto se cumple entonces no se disipa trabajo y el elemento es válido para la formulación (Frias, 2004).

En cada elemento se puede distinguir tres tipos de nodos: primarios, secundarios e intermedios (Frias, 2004). En la figura 3.21 se muestran los tipos de nodos de un elemento.

Figura 3.21 Tipos de nodos de un elemento (Frías, 2004).

Las funciones de interpolación se agrupan en dos familias principales en función al tipo de nodos (Frias, 2004):

- Serendípicas: funciones en las que solo existen nodos primarios y secundarios.
- Lagrangianas: funciones que incluyen nodos intermedios.

Para un mejor ajuste de los elementos a la geometría del cuerpo se puede aplicar una interpolación de tipo geométrico que permite obtener elementos de lados curvos a partir de un elemento de referencia. También se puede transformar elementos

bidimensionales a elementos tridimensionales aplicando una correspondencia biunívoca entre las coordenadas cartesianas y curvilíneas que permiten la obtención de lados curvos. Las transformaciones deben ser unívocas lo cual quiere decir que a cada punto del sistema cartesiano le debe corresponder un único punto en el sistema curvilíneo y viceversa. Además, no pueden existir huecos ni traslape entre los elementos transformados (Frias, 2004). En la figura 3.22 se observa la transformación de la geometría mediante el uso de funciones de interpolación.

Figura 3.22 Transformación de la geometría (Frias, 2004).

De lo descrito anteriormente se desprende dos criterios:

a) Criterio 1

Si dos elementos contiguos están generados por elementos generatrices cuyas funciones de interpolación satisfacen las condiciones de continuidad, los elementos transformados serán continuos (Frias, 2004).

b) Criterio 2

Si las funciones de interpolación N empleadas son tales que la continuidad de desplazamientos $\mathbf{u}$ se mantiene en las coordenadas del elemento generatriz, las condiciones de continuidad se darán en los elementos transformados. Cuando el número de nodos que definen la forma geométrica del elemento es inferior al número de los utilizados en la interpolación se dice que el elemento es subparamétrico y cuando es superior se dice que es súper-paramétrico. En la mayoría de los casos se emplean las mismas funciones de interpolación para la geometría y para los desplazamientos, estos elementos se conocen isoparamétricos. La transformación isoparamétrica permite la continuidad de los desplazamientos entre elementos (Frias, 2004).

Se puede concluir que las funciones de interpolación dentro del método de elementos finitos tienen los siguientes objetivos (Frias, 2004):

- Obtener resultados en cualquier punto del elemento por interpolación de los valores nodales.
- Lograr transformaciones geométricas que adaptan el mallado a la forma del cuerpo analizado en forma más exacta.
- Realizar la integración de las ecuaciones mediante la sustitución de las funciones elementales por polinomios.

3.7.3 Matrices y vectores de los elementos

Los coeficientes de influencia de rigidez han sido la base de las matrices de rigidez de los elementos y sus ecuaciones. Para diferentes tipos de elementos se pueden aplicar los siguientes métodos (Cavazos, 2016):

- Directo de Equilibrio: La matriz de rigidez y las ecuaciones de los elementos que relacionan las fuerzas con los desplazamientos son obtenidos de las condiciones de equilibrio de fuerzas de un elemento junto con las relaciones fuerza deformación, esto es aplicado para elementos de una sola dimensión.
- Trabajo o Energía (Variacional): Se puede destacar el principio del trabajo virtual, energía potencial mínima y teoremas de Castigliano. Este método es útil para elementos bidimensionales y tridimensionales ya que es más sencillo la formulación de las matrices de rigidez.
- Residuos Ponderados: Desarrolla ecuaciones de los elementos cuando no está disponible un funcional como la energía potencial. Los métodos son Galerkin, colocación y mínimos cuadrados.

3.7.3.1 Formulación variacional

El planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de una estructura no solo puede realizarse con la aplicación directa de equilibrio. También se puede aplicar los métodos variacionales que no requieren la partición de la estructura ni la formulación de ecuaciones de equilibrio de cuerpo libre. Esto permite la deducción de ecuaciones de estructuras complejas, como las provenientes del método de elementos finitos. Unos de los principios variacionales son: el de la energía potencial mínima y el del trabajo virtual. El primero es solo aplicable para estructura lineales, mientras que el segundo es válido para sólidos con comportamiento lineal o no lineal (Hurtado, 2002).

3.7.3.1.1 Principio de la energía potencial mínima

El principio de la energía potencial mínima indica lo siguiente: “De todas las posibles configuraciones compatibles de la estructura deformada, la correcta es aquella que hace estacionaria la energía potencial. Si el valor estacionario es mínimo, entonces la estructura es estable. Si es un máximo, la estructura es inestable” (Hurtado, 2002, p.8).

Las posibles configuraciones que menciona este principio son experimentos matemáticos virtuales que implican cambios en la energía potencial real de la estructura, la cual solo está en función de los desplazamientos reales que tenga (Hurtado, 2002). En la figura 3.23 se observa desplazamientos virtuales compatibles y no compatibles con las condiciones de apoyo.

Figura 3.23 Desplazamientos virtuales: a) Compatibles con las condiciones de apoyo, b) Incompatibles (Hurtado, 2002).

La configuración compatible preserva las condiciones de apoyo de la estructura y no tiene discontinuidades. La energía potencial está en función de los desplazamientos $u_1, u_2, \dots, u_n$, que pueden obtenerse de la ecuación (Hurtado, 2002):

$$\delta P = \frac{\partial P}{\partial u_1} \delta u_1 + \frac{\partial P}{\partial u_2} \delta u_2 + \dots + \frac{\partial P}{\partial u_n} \delta u_n = 0$$

La energía potencial es la suma de la energía de deformación que viene a ser la energía almacenada en los elementos estructurales deformados P_i , más la energía de las cargas externas P_e (Hurtado, 2002):

$$P = P_i + P_e$$

El principio de energía potencial mínima solo es aplicable para estructuras lineales, es decir aquellas para las cuales es válida la ley de Hooke sobre proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones (Hurtado, 2002).

3.7.3.1.2 Principio del trabajo virtual

El principio del trabajo virtual postula lo siguiente:

“Si se somete un cuerpo deformable a desplazamientos virtuales arbitrarios compatibles, el trabajo de las fuerzas externas realizado a través de tales desplazamientos es igual al trabajo de las fuerzas externas realizado a través de las deformaciones virtuales que ellos impliquen” (Hurtado, 2002, p.10).

El rango de aplicación del principio de trabajo virtual es mayor ya que es válido tanto para estructuras con comportamiento lineal como no lineal. La aplicación de este principio se describe en el siguiente ejemplo correspondiente a una barra sometida a esfuerzo axial.

Figura 3.24 Barra sometida a tensión axial (Hurtado, 2002).

En la figura 3.24 se observa una barra sometida a dos tipos de fuerzas externas axiales: una fuerza distribuida a lo largo de la barra $q(x)$ y una fuerza concentrada p . El único esfuerzo del elemento es σ_x . Por relaciones constitutivas (Ley de Hooke) se tiene:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

Aplicando el principio de los trabajos virtuales. Se tiene $\delta u(x)$ un desplazamiento virtual distribuido a lo largo del eje x , que se manifiesta en desplazamientos virtuales δu_1 y δu_2 en los extremos y una deformación virtual $\delta \epsilon_x$ distribuida a lo largo del elemento.

$$\delta \epsilon_x = \frac{d\delta u(x)}{dx}$$

Con el requisito de compatibilidad $\delta u_1 = 0$, se simplifica la notación quedando $\delta u_2 = \delta u$. Según el principio del trabajo virtual, el trabajo realizado por las fuerzas internas a través de $\delta \epsilon_x$ es igual al de las fuerzas a lo largo de los desplazamientos virtuales respectivos (Hurtado, 2002):

$$\int \delta \epsilon_x \sigma_x dV = \int_0^1 \delta u(x) q(x) dx + \delta u \cdot p$$

Donde V es el volumen de la barra, si esta tiene una sección constante A, $dV = A dx$, la ecuación pasa a ser:

$$\int_0^1 \delta \epsilon_x EA \epsilon_x dx = \int_0^1 \delta u(x) q(x) dx + \delta u \cdot p$$

3.7.3.1.3 Formulaciones fuerte y débil

El problema de esfuerzo axial, así como otros problemas de mecánica de sólidos, pueden formularse de manera exacta como una ecuación diferencial o como una ecuación integral. A estas formulaciones exactas se les conoce como fuerte y débil (Hurtado, 2002). En la figura 3.25 se observa una viga sometida a tracción axial junto con el equilibrio de fuerzas en un segmento infinitesimal.

Figura 3.25 Barra sometida a tensión axial: a) Modelo estructural, b) Equilibrio de un segmento infinitesimal (Hurtado, 2002).

Por equilibrio del equilibrio del elemento infinitesimal se tiene:

$$A \left(\sigma_x + \frac{d\sigma_x}{dx} dx \right) - A\sigma_x + q(x)dx = 0$$

$$A \frac{d\sigma_x}{dx} + q(x) = 0$$

Como $\sigma_x = E\epsilon_x$ y a su vez, $\epsilon_x = \frac{du}{dx}$, donde u es el desplazamiento horizontal de un punto del cuerpo, la ecuación pasa a ser:

$$EA \frac{d^2 u}{dx^2} + q(x) = 0$$

En el extremo derecho, la fuerza p se equilibra con la fuerza $A\sigma_x = EA\epsilon$. Por lo que, el cálculo del desplazamiento u puede hacerse resolviendo esta ecuación diferencial bajo sus condiciones de frontera (Hurtado, 2002):

$$EA \frac{d^2 u}{dx^2} + q(x) = 0$$

$$u_{x=0} = 0$$

$$EA \frac{du}{dx}_{x=1} = p$$

Esta ecuación se denomina forma fuerte del problema del desplazamiento horizontal de la viga u . Otra alternativa a esta formulación es la ecuación que se obtiene por la aplicación del principio del trabajo virtual como se realizó anteriormente (Hurtado, 2002). La ecuación resultante junto con sus condiciones de frontera es la siguiente:

$$\int_0^1 \delta \epsilon_x EA \epsilon_x dx = \int_0^1 \delta u(x) q(x) + \delta u \cdot p$$

$$u_{x=0} = 0$$

$$\delta u_{x=0} = 0$$

Esta presentación del problema se denomina forma débil ya que como puede observarse involucra derivadas en un orden inferiores a la forma fuerte.

3.7.4 Ensamble de matrices de elementos

Se busca obtener la matriz rigidez global del sistema. En cada elemento se calcula la matriz de rigidez local pasando a ser el sistema global de coordenadas por medio de una matriz de transformación. Con el sistema global definido, la matriz del elemento se expande en dimensión para igualar la dimensión de la matriz global del sistema. El siguiente paso es colocar la matriz de cada elemento en el lugar correcto de la matriz global en función de los grados de libertad (Cavazos, 2016).

Con este proceso se genera una matriz singular en la cual se pueden imponer condiciones de frontera para restringir el movimiento como cuerpo rígido. Las

condiciones de frontera restringen porciones del modelo para que permanezcan fijas o para que solo se mueva una cantidad prescrita (Cavazos, 2016).

El sistema de ecuaciones resultante se puede resolver aplicando un método directo (Eliminación Gaussiana, Choleski, etc), o por medio de un método iterativo (Gauss-Seidel, Gradiente Conjugado, Método de Newton, etc) (Cavazos, 2016).

3.7.5 Cálculo de las variables de campo

Las expresiones correspondientes a las características de los elementos finitos como rigidez y fuerza son del tipo integral extendiéndose normalmente al volumen del elemento. Como consecuencia del cambio de coordenadas en la formulación isoparamétrica, las integrales se extienden a dominios simples que van entre -1 y +1. La complejidad de las integrales hace que su cálculo sólo se pueda realizar de forma numérica (Celigueta, 2008).

Las transformaciones curvilíneas transforman las coordenadas globales a coordenadas locales (Frías, 2004). En la figura 3.26 se observa un sistema de coordenadas globales y otro de coordenadas locales.

Figura 3.26 Coordenadas locales (ζ, η, ξ) Coordenadas globales (x, y, z) (Frias, 2004).

Esto conlleva a realizar un cambio de variable en las ecuaciones integrales que describen el comportamiento de los elementos. Las derivadas de las funciones de interpolación (N) respecto a las coordenadas locales (x, y, z) se relacionan con las coordenadas locales de la siguiente forma (Frias, 2004) :

$$\frac{\partial N_j}{\partial x_i} = [J]^{-1} \frac{\partial N_j}{\partial \zeta_i}$$

Donde J es la matriz Jacobiana de transformación,

$$[J] = \begin{bmatrix} \partial x / \partial \zeta & \partial y / \partial \zeta & \partial z / \partial \zeta \\ \partial x / \partial \eta & \partial y / \partial \eta & \partial z / \partial \eta \\ \partial x / \partial \xi & \partial y / \partial \xi & \partial z / \partial \xi \end{bmatrix}$$

Los diferenciales de volumen en cada sistema de coordenadas se relacionan de la siguiente manera (Frias, 2004):

$$dx \cdot dy \cdot dz = \det[J] \cdot d\zeta \cdot d\eta \cdot d\xi$$

Después de realizada la transformación, la integración se vuelve más sencilla en el sistema de coordenadas locales que en el sistema global donde los dominios están distorsionados. Sin embargo, el resultado final puede presentar ciertos problemas por los siguientes motivos (Frías, 2004):

- $\det[J]$ puede ser 0 debido a una mala discretización por lo que no es posible una solución.
- El proceso de elaboración del jacobiano es tedioso y consume recursos.
- El jacobiano puede estar mal condicionado lo cual puede introducir errores numéricos difíciles de identificar.

La integración numérica consiste en sustituir la función que se pretende integrar por un polinomio de interpolación que pase por un determinado número de puntos conocidos como puntos de Gauss. La integración del polinomio se realiza a través de una suma ponderada de los valores de la función en los puntos de Gauss (Frías, 2004). En la figura 3.27 se observa los límites de integración de una función $f(x)$.

Figura 3.27 Límites de integración de la función $f(x)$ (Frias, 2004).

Donde,

$$\int_a^b f(x).dx \approx \int_a^b P(x).dx$$

$$\int_a^b P(x).dx = \sum H_i . f(x_i)$$

Siendo H_i : factor de peso.

El método más utilizado para sustituir la función por un polinomio es la cuadratura de Gauss-Legendre. Este método permite integrar cualquier función entre -1 y +1 sustituyendo la función $f(x)$ por un polinomio de Legendre de grado $2n - 1$ considerando n puntos de Gauss. Las abscisas de los puntos de Gauss corresponden a las raíces del polinomio de Legendre utilizado (Frías, 2004). En la figura 3.28 se observa de forma gráfica de la integración Gauss-Legendre.

Figura 3.28 Integración de Gauss-Legendre de la función f (Frias, 2004).

Los puntos de Gauss se pueden definir como los puntos óptimos para la evaluación de esfuerzos y deformaciones. En otros puntos del elemento la aproximación es pobre y los errores pueden llegar a ser considerables. Es por ello, que los esfuerzos no deben ser evaluados en los nodos directamente sino en los puntos de Gauss (Frías, 2004). Cuando se obtiene la variable de campo de todos los nodos, se aplican las funciones de interpolación y se describen las variables de campo dentro de cada elemento finito. Utilizando las relaciones constitutivas se pueden determinar esfuerzos y deformaciones unitarias (Cavazos, 2016).

4 ENSAYO DE LABORATORIO

4.1 El modelo de vivienda

Para poder estudiar el comportamiento de las viviendas de mampostería de adobe bajo movimientos sísmicos del suelo es necesario la realización de ensayos de laboratorio. Se realizó un ensayo de simulación sísmica de un modelo de vivienda de mampostería de adobe de 1 piso a escala natural.

Un modelo de vivienda es una estructura idealizada que contiene solo los elementos esenciales y con la cual se pueda obtener la mayor cantidad de información útil del comportamiento de la vivienda luego de efectuarse el ensayo. Los componentes esenciales que el modelo necesita tener para poder estudiar el comportamiento de una vivienda de mampostería de adobe son por lo menos 4 muros, un techo, 1 puerta y una ventana.

El ensayo de simulación sísmica consistió en colocar al modelo sobre una mesa vibradora de movimiento unidireccional. Estos ensayos se realizaron en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). Se colocó dispositivos de medición LVDT en el modelo para obtener la respuesta en desplazamiento y celdas de carga para obtener las fuerzas en las sogas.

4.2 Dimensiones

El modelo de vivienda está conformado por 4 muros de 25 centímetros de espesor y una viga collar en la parte superior de los muros. Tiene un techo inclinado de calamina. La longitud de los muros es de 3.25 metros. La altura del muro anterior es de 2 metros y la del posterior de 2.25 metros. En la figura 4.1 se muestra una vista isométrica del modelo de vivienda.

Figura 4.1 Vista isométrica del modelo de vivienda.

En la figura 4.2 se muestra (a) la vista en elevación anterior y (b) la vista posterior del modelo. El muro anterior tiene una puerta de un ancho de 1.0 metro y una altura de 1.65 metros. La puerta cuenta con un dintel de caña sobre el cual se apoya la mampostería de adobe.

Figura 4.2 Vista en elevación del muro (a) Anterior (b) Posterior (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).

En la figura 4.3 se muestra la vista en elevación de los muros laterales (a) izquierdo (b) derecho. Los muros tienen una ventana ubicada en la parte central de 1.0 metros de ancho y altura. La ventana cuenta con un dintel de caña.

Figura 4.3 Vista en elevación del muro lateral (a) izquierdo (b) derecho (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).

4.3 Construcción

La mampostería de adobe está conformada por ladrillos y mortero elaborados con adobe. Los ladrillos tienen 25 centímetros de ancho y largo, y 7 centímetros de altura. Se construyen con arcilla y cierta cantidad de paja y se dejan secar al sol por 2 semanas.

En la figura 4.4 se observa (a) un ladrillo de adobe siendo colocado en el muro (b) vista del emplantillado de las hiladas de ladrillos pares (c) impares.

Figura 4.4 (a) Ladrillo de adobe siendo colocado. Vista en planta del emplantillado de hiladas (b) pares (c) impares.

Los muros se construyen sobre vigas de concreto unidas entre sí que sirven de base para el modelo de vivienda. Esta viga cuenta con unas agarraderas embebidas en las que se colocan ganchos para el izaje y transporte del modelo de vivienda utilizando una grúa.

Figura 4.5 Vista superior del modelo de vivienda durante su construcción.

En la figura 4.5 se observa la vista superior del modelo de vivienda de adobe durante su construcción en la etapa donde se colocará los dinteles de caña en la puerta y ventanas. Sobre los muros se colocó una viga collar que mantiene unidos los muros de mampostería de adobe. En la figura 4.6 se muestra (a) la viga collar siendo alzada para su montaje sobre el modelo de vivienda (b) la viga collar colocada sobre el modelo y siendo rellena con mortero.

Figura 4.6 Viga collar (a) Montaje (b) Colocada sobre el modelo.

4.4 Reforzamiento con sogas del modelo de vivienda

4.4.1 Distribución

Para el reforzamiento de la mampostería se utilizó sogas también llamadas drizas de la empresa Forte Ferc de 100% polipropileno color blanco. Estas sogas son comunes y están disponibles en ferreterías peruanas. El diámetro utilizado fue de 5/32" o 4mm y un área de 12.56 mm². En la figura 4.7 se muestra las sogas de refuerzo utilizadas.

Figura 4.7 Sogas de refuerzo.

Las sogas se colocaron en los muros de mampostería de adobe con el fin de proveerles resistencia a la tracción y mantener los bloques de falla unidos al actuar como una malla. En la figura 4.8 se muestra el esquema del reforzamiento de los muros (a) y (b) reforzamiento horizontal (c) y (d) reforzamiento vertical. El reforzamiento se aplica

luego de que el modelo de vivienda se ha construido. Se coloca cada línea de refuerzo con sogas muro por muro. Las sogas rodean totalmente el muro por el exterior y atraviesan muros perpendiculares al muro reforzado. El refuerzo vertical se pasó por encima de la viga collar.

Figura 4.8 Esquema de refuerzo con malla de drizas. Refuerzo horizontal (a) en muros laterales (b) en muros transversales. Refuerzo vertical (c) en muros laterales (d) en muros transversales (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).

El reforzamiento de los muros se distribuye mediante líneas de refuerzo. Una línea de refuerzo puede contener dos ó más sogas. El reforzamiento mínimo en una línea de refuerzo comprende 2 sogas, una para cada cara del muro. Para el reforzamiento horizontal se utilizó 18 líneas de refuerzo en el muro anterior y 20 líneas de refuerzo en el resto de muros. Las 3 primeras líneas de refuerzo contando desde abajo tienen 2 sogas mientras que las restantes tienen 4 sogas. El reforzamiento vertical de los muros anterior y posterior comprende 19 líneas de refuerzo y el reforzamiento vertical de los muros laterales comprende 21 líneas de refuerzo, ambos con 2 sogas en cada línea de refuerzo.

4.4.2 Colocación

Para colocar el refuerzo se perforan los muros de mampostería de adobe con un taladro y utilizando un nivel de mano para mantener la horizontalidad. Para amarrar las sogas entre si se utilizó el nudo del ocho y luego se tensó jalando uno de los extremos de la soga. En la figura 4.9 se muestra (a) la perforación del muro (b) esquema del nudo del ocho y tensado.

Figura 4.9 (a) Perforación del muro (b) Detalle del nudo 8 y tensado (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).

El procedimiento para colocar las sogas de refuerzo consiste en primero marcar con tiza la ubicación aproximada del refuerzo. Segundo se taladra todos los agujeros por donde pasaran las sogas. Tercero se colocan todas las sogas en los muros. Por último se amarran las sogas utilizando el nudo del ocho y se tensa. En la figura 4.10 se muestra (a) amarrado de sogas utilizando el nudo del ocho (b) tensado de las sogas.

Figura 4.10 (a) Colocación de las sogas de refuerzo (b) Tensado de las sogas (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).

Luego de terminar la construcción se transporta el modelo de vivienda hasta la mesa de simulación sísmica y se colocan los dispositivos de medición LVDT y las celdas de carga. En la figura 4.11 se muestra el modelo de vivienda de mampostería de adobe sobre la mesa vibradora listo para ser ensayado.

Figura 4.11 Modelo de vivienda de mampostería de adobe colocado sobre la mesa de simulación sísmica.

4.5 Ensayo del modelo de vivienda

4.5.1 Mesa vibradora

La mesa vibradora del laboratorio de estructuras de la PUCP consiste en una placa rectangular de 4.4 metros de lado montada sobre un sistema de actuadores hidráulicos que la desplazan horizontal y unidireccionalmente según una señal de comando. Cuenta con agujeros en los cuales la estructura se puede empotrar para lograr la transmisión de las fuerzas horizontales desde los actuadores hidráulicos hasta la estructura. La mesa puede trabajar con estructuras de hasta 8 toneladas de masa. En la figura 4.12 se observa la mesa vibradora.

Figura 4.12 Mesa vibradora del laboratorio de estructuras de la PUCP.

4.5.2 Ensayos y fases

El ensayo de simulación sísmica unidireccional consiste en colocar al modelo de vivienda sobre una mesa que se mueve utilizando una señal de comando de desplazamiento. Esta señal de desplazamiento se obtuvo del registro del sismo ocurrido en 1970 cerca de la ciudad de Chimbote pero fue modificada para ser espectro compatible en aceleraciones con el espectro de la norma peruana E-030. Se realizó un ensayo de simulación sísmica en la mesa vibradora del laboratorio de estructuras de la PUCP para estudiar el comportamiento de un modelo de vivienda de mampostería de adobe. Comúnmente cada ensayo está dividido en fases las cuales son aplicadas de manera sucesiva. Las fases se distinguen entre si tan solo por la amplitud de la señal de desplazamiento que utilizan.

Para el presente proyecto solo se realizó un ensayo y una fase de 140mm de amplitud. Esta amplitud corresponde al máximo desplazamiento que puede realizar la mesa vibradora. Las fuerzas de inercia generadas en el modelo de vivienda serán por tanto las máximas fuerzas laterales posibles que puede generar la mesa vibradora del laboratorio de la PUCP. La razón es que se quiso conocer los daños que originaría un solo movimiento fuerte del suelo en un modelo de vivienda sin ningún daño previo y cómo se comporta el refuerzo con sogas.

4.5.3 Señal de comando

La señal de comando es la señal de desplazamiento en el tiempo con la que se desplaza la mesa vibradora durante el ensayo. En la figura 4.13 se muestra la señal de comando que corresponde a los desplazamientos que tuvo la mesa vibradora durante el ensayo de simulación. Esta señal tuvo una amplitud máxima de 136mm. En la figura 4.14 se muestra la señal de comando en términos de aceleración. Esta señal tuvo una amplitud máxima de 13.8 m/s^2 . Para el modelo computacional se utilizó una señal de comando reducida que se muestran en las figuras 4.15 y 4.16 obtenidas al cortar las señales a los 15.45 segundos y quitando los 2 primeros segundos con el fin de poder realizar el cálculo computacional de las respuestas en un menor tiempo.

Figura 4.13 Señal de comando en desplazamiento. Señal completa.

Figura 4.14 Señal de comando en aceleración. Señal completa

Figura 4.15 Señal de comando en desplazamiento.

Figura 4.16 Señal de comando en aceleración. Señal reducida.

4.5.4 Puntos de medición

Para medir la respuesta de la estructura durante el ensayo de simulación sísmica se colocaron 8 dispositivos de medición LDVT, 2 deformímetros y 2 celdas de carga. Los dispositivos LVDT miden el desplazamiento y aceleración absoluta en un punto. Los deformímetros miden la deformación entre 2 puntos. Las celdas de carga miden las fuerzas generadas en una soga. Estas celdas se colocan cortando una de las sogas, amarrando la soga a los extremos de la celda y volviendo a tensar la soga. En la figura 4.17 se muestra un esquema de la instrumentación en el modelo de vivienda (a) vista en planta (b) vista isométrica.

Figura 4.17 Instrumentación del modelo a escala natural (a) Vista en planta (b) Vista isométrica (Blondet, Villa Garcia, Vargas, Sosa, & Soto, 2017).

Se utiliza los datos de algunos dispositivos de medición. Se extrae la respuesta en desplazamiento de los puntos de medición D1 y D6 que corresponden al desplazamiento lateral del centro superior y de la esquina superior del muro derecho. El movimiento de la mesa vibradora es paralelo al muro que tiene ventana. En la figura 4.18 se muestra el modelo de vivienda colocado sobre la mesa vibradora con los puntos D1 y D6 marcados con un círculo.

Figura 4.18 Ubicación de los dispositivos de medición D1 y D6 en el modelo de vivienda.

Figura 4.19 Ubicación de las celdas de carga F1 y F2.

En la figura 4.19 se muestra el modelo de vivienda con la ubicación de las celdas de cargas F1 y F2 marcadas con un círculo rojo. La celda F1 se ubica en la línea de refuerzo horizontal inmediatamente debajo de la altura del dintel de la ventana. La celda F2 se ubica en la línea de refuerzo horizontal más elevada del muro frontal. En la figura 4.20 se muestra 2 de los posibles mecanismos de falla contemplados para el modelo de vivienda. Las celdas de carga F1 y F2 midieron las fuerzas generadas en la sogas que evitaron el colapso de los mecanismos de falla de la figura 4.20 (a) y (b) respectivamente.

Figura 4.20 Mecanismos de falla comunes en el modelo de vivienda (Vargas H. , 2017).

4.5.5 Resultados de los ensayos

Los valores de los desplazamientos D1 y D6 extraídos del ensayo son absolutos por lo que se resta los desplazamientos de la mesa vibradora en cada instante de tiempo para obtener los desplazamientos relativos. El desplazamiento relativo se utiliza para comparar los resultados con un modelo computacional. En la figura 4.21 se muestra la respuesta en desplazamiento relativo de los puntos de medición D1 y D6 del modelo de vivienda reforzado para un ensayo con una señal de comando con amplitud máxima de 136mm. Se observa desplazamientos máximos de 67.7 mm y 80.7 mm para los puntos D1 y D6 respectivamente. En la figura 4.22 se observa la respuesta en desplazamiento relativo de los puntos D1 y D6 con las señales reducidas.

En la figura 4.23 se muestra las fuerzas medidas en las celdas de carga F1 y F2 para el ensayo al modelo reforzado con una amplitud máxima de la señal de comando de desplazamiento de 136mm. Se obtuvo una fuerza máxima de 64.7N y 44.7N para los puntos de medición F1 y F2 respectivamente. En la figura 4.24 se observa las fuerzas F1 y F2 con las señales reducidas.

Figura 4.21 Desplazamientos relativos. Señal completa. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).

Figura 4.22 Desplazamientos relativos. Señal reducida. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).

Figura 4.23 Fuerzas en una soga. Señal completa. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).

Figura 4.24 Fuerzas en una soga. Señal reducida. Primer ensayo al modelo reforzado. Fase única (140mm).

4.5.6 Estado de daño

Se observó el estado de daño del modelo de vivienda reforzado luego del ensayo de simulación sísmica. Se pintó de color rojo las grietas formadas en el modelo. En la figura 4.25 se muestran las grietas en una (a) vista anterior izquierda (b) vista posterior derecha. Se observó grietas diagonales que van desde las esquinas de las ventanas y de la puerta hasta los extremos del muro. Estas grietas son típicas en muros con aberturas. Se observó grietas horizontales aproximadamente a la mitad de la altura del modelo en todos los muros. En el muro posterior se observó grietas diagonales que van desde la parte central de los extremos del muro hasta la parte central superior del muro. Estas grietas son típicas en muros a flexión fuera de su plano con 3 lados restringidos.

Figura 4.25 Grietas. (a) Vista anterior izquierda (b) vista posterior derecha.

Los conjuntos de grietas forman los mecanismos o bloques de colapso en el modelo de vivienda. La función de las sogas es de evitar que los bloques se desprendan de la estructura causando un colapso parcial o total.

4.6 Ensayos complementarios

Se realizó ensayos complementarios de compresión en pilas y de tracción de las sogas para obtener algunas de las propiedades mecánicas de los materiales.

4.6.1 Ensayo de compresión de pilas de ladrillos de adobe

Para conocer la relación entre los esfuerzos y la deformación unitaria bajo compresión uniaxial se realizó 5 ensayos de compresión en pilas de ladrillos de adobe. Se colocó 12 ladrillos de adobe unidos con mortero apilados en una línea vertical. La esbeltez es de 1:4. Para realizar el ensayo de compresión la pila de ladrillos se coloca debajo de un actuador hidráulico que ejerce una fuerza axial. En la figura 4.26 se observa la pila

de ladrillos colocada bajo el actuador hidráulico. La deformación unitaria axial se mide a través de deformímetros colocados en la pila de ladrillos. El mecanismo de falla observado fue de una falla frágil. El patrón de agrietamiento fue algunas veces diagonal y otras veces horizontal y se presentó a la mitad de la altura de la pila.

Figura 4.26 Ensayo a compresión en pilas de ladrillos de adobe.

En la figura 4.27 se muestra el resultado del promedio de los ensayos expresado en términos del esfuerzo, como la carga entre el área del ladrillo, y la deformación unitaria, como la deformación medida entre la distancia inicial del deformímetro, para cada instante del ensayo. La pendiente de la relación del esfuerzo y la deformación unitaria en el rango lineal representa el módulo de elasticidad y tiene un valor de $E=200$ MPa. El esfuerzo máximo en la pila durante el ensayo fue de $f'm=1.05$ MPa con una deformación unitaria de 0.011. La deformación unitaria de fractura fue de 0.018. Ensayos realizados por (Vargas & Ottazzi, 1981) muestran una resistencia a la compresión entre 0.8MPa y 1.2MPa y una deformación unitaria entre 0.0095 y 0.0155 para pilas con una esbeltez de 1:4. El módulo de elasticidad sugerido por (Vargas-Neumann & Blondet, 1978) es de 170MPa obtenido indirectamente de ensayos de muros bajo carga lateral.

Figura 4.27 Esfuerzo vs deformación unitaria. Ensayo a compresión en pilas.

4.6.2 Ensayo de compresión diagonal de muretes

El ensayo de compresión diagonal de muretes se realiza para conocer la resistencia máxima al corte y a la tracción de la mampostería de adobe y para obtener el módulo de elasticidad en corte “G”. El ensayo consiste en colocar un muro pequeño o también llamado murete en posición diagonal entre apoyos de acero en forma de pinza. Sobre el apoyo superior actúa un gato hidráulico que ejerce una fuerza de compresión axial. Para medir la deformación se colocan 2 deformímetros en las dos diagonales de una de las caras del muro. Los muretes se ensayaron a una edad de 31 días y a una velocidad de 1KN/min. En la figura 4.28 se muestra (a) un murete listo para ser ensayado (b) deformímetros siendo colocados.

Figura 4.28 (a) Murete bajo compresión diagonal (b) deformímetros (Valle, 2019).

El esfuerzo de tracción máximo “ $f't$ ” se calcula por la expresion # (Brignola, Frumento, Lagomarsino, & Podesta, 2008).

$$f't = \frac{P_{max}}{\sqrt{2} * L * t}$$

Dónde: “ P_{max} ” es la carga máxima bajo compresión diagonal en el muro, “ L ” es la longitud del muro y “ t ” el espesor.

El esfuerzo de corte admisible “ $V'm$ ” se calcula por la expresión (Sensico, 2017):

$$V'm = 0.4 * f't$$

Se ensayaron 3 muretes bajo compresión diagonal. En la tabla 4.1 se muestra la longitud “ L ”, espesor “ t ” y la distancia diagonal “ d ”, la carga máxima a compresión “ P_{max} ”, el esfuerzo de corte o de tracción “ $f't$ ” y el esfuerzo de corte admisible “ $V'm$ ” para cada murete ensayado.

Tabla 4.1 Resultados de los ensayos a compresión de muretes.

Espécimen	Dimensiones (mm)			P _{máx} (N)	f't (MPa)	V'm (Mpa)
	L	t	d			
M-01	650	250	919	9497.1	0.04133	0.017
M-02	650	250	919	3340.0	0.01450	0.006
M-03	650	250	919	9392.1	0.04087	0.016

El esfuerzo de tracción promedio resulto de $f't=0.0407\text{MPa}$. La norma peruana E080 recomienda un valor de $f't=0.025\text{MPa}$. El módulo de corte se calcula utilizando los valores del esfuerzo de corte y la deformación unitaria en el 20% y 50% de la carga máxima. En la tabla 4.2 se muestra el 20% y 50% de la carga máxima “ P_{max} ” y sus deformaciones horizontales “ Dx ” y verticales “ Dy ” respectivas para cada ensayo de compresión diagonal de murete.

Tabla 4.2 Cargas y deformaciones en el 20% y 50% de la carga máxima.

Espécimen	P _{max} 50%	P _{max} 20%	Dx 50%	Dy 50%	Dx 20%	Dy 20%
M-01	4748.5	1899.4	-0.00067	0.01473	0.00018	0.00574
M-02	1670.0	668.0	-0.00065	0.01428	0.00017	0.00557
M-03	4696	1878.4	-0.00351	0.01197	0.00081	0.00405

El módulo de elasticidad se determina como la relación entre la variación del esfuerzo cortante “ $\Delta\tau$ ” y la variación de la deformación angular “ $\Delta\gamma$ ” calculada mediante la fórmula #.

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma}$$

Donde:

$$\Delta\tau = \frac{P_{\max 50\%} - P_{\max 20\%}}{L * t}$$

$$\Delta\gamma = \frac{Dx 50\% - Dx 20\%}{Lox} + \frac{Dy 50\% - Dy 20\%}{Loy}$$

Lox; Loy ; Representan la separación del deformimetro.

En la tabla 4.3 se muestra los valores de “ $\Delta\tau$ ”, “ $\Delta\gamma$ ” y el módulo de corte “G” para cada murete.

Tabla 4.3 Variación del esfuerzo cortante, deformación angular y módulo de corte

Espécimen	Lox (mm)	Loy (mm)	$\Delta\gamma$	$\Delta\tau$	G (MPa)
M-01	400	400	2.3701E-05	0.0123976	523.1
M-02	400	400	2.2990E-05	0.0043601	188.8
M-03	400	400	2.6527E-05	0.0122606	462.2

Ensayos realizados en el laboratorio de la PUCP elaborados por (Valle, 2019) obtuvieron valores entre 0.96MPa y 1.16MPa para el esfuerzo máximo por compresión “ $f'm$ ”, entre 130MPa y 375MPa para el módulo de elasticidad “E”, entre 0.037MPa y 0.048MPa para el esfuerzo por flexión y entre 62MPa y 158MPa para el módulo de corte “G”.

Ensayos realizados en la universidad nacional autónoma de México (UNAM) elaborados por (Quiroz, Moreno-Martinez, Galvan, & Arroyo, 2019) obtuvieron valores entre 1.07MPa y 1.36MPa para la resistencia máxima a compresión “ $f'm$ ”, entre 197MPa y 317MPa para el módulo de elasticidad “E”, entre 35MPa y 100MPa para el módulo de corte “G” y entre 0.039MPa y 0.065MPa para el esfuerzo por flexión.

4.6.3 Ensayo de tracción en las sogas de refuerzo

Para conocer la relación entre los esfuerzos en la soga y la deformación unitaria bajo tensión se realizó ensayos de tracción. El ensayo de tracción se realizó a una velocidad de 10mm/min. Se realizaron 5 ensayos de tracción a diferentes muestras. El diametro de las sogas utilizado fue de 5/32” para todos los casos. En la figura 4.29 se observa el ensayo de traccion a una soga. La soga se colocó al gato hidraulico amarrando los extremos a 2 varillas de acero utilizando el nudo 8. La deflexion de estas varillas es despreciable. La longitud entre

Figura 4.29 Ensayo a tracción en una soga.

El ensayo consta de 2 etapas. La primera etapa es automatica y la fuerza y la deformacion se miden a traves de una computadora conectada al gato hidraulico. En la segunda etapa la deformacion se mide de manera manual utilizando unas marcas en la soga y una wincha. En esta etapa se mide la deformacion máxima que existe entre las marcas en la soga justo antes de romperse. La segunda etapa es necesaria debido a que la maquina del ensayo a traccion no puede medir con presicion deformaciones excesivas necesarias para romper la soga. En la figura 4.30 se muestra la relación promedio entre el esfuerzo y la deformación unitaria obtenida de los ensayos de tracción a las sogas. La pendiente de la relación representa el módulo de elasticidad. La soga presenta poca plasticidad y un tipo de falla dúctil.

Figura 4.30 Esfuerzo vs deformación unitaria. Ensayo a tracción de una soga.

5 ANÁLISIS NUMÉRICO Y COMPARACIÓN CON LOS RESULTADOS DEL ENSAYO

5.1 Parámetros utilizados en el modelo de daño y plasticidad (CDP)

5.1.1 Obtención de los parámetros

Una forma de contribuir al estudio del comportamiento sísmico de viviendas de mampostería de adobe es a través de modelos computacionales. Un modelo computacional es una idealización matemática de un problema utilizando un software con una interface que permite al usuario construir y visualizar lo que ocurre. Los softwares de diseño estructural permiten al usuario dibujar una estructura, colocarle propiedades mecánicas, fuerzas y obtener la respuesta del sistema.

La falta de conocimiento respecto a las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe especialmente en tracción y corte hace que el modelamiento computacional no lineal resulte difícil. Los resultados de ensayos de compresión y corte de bloques de adobe, y los ensayos cíclicos y dinámicos a muros y modelos de mampostería de adobe han mostrado que las propiedades dependen altamente del tipo de suelo usado. Por lo que existe cierta incertidumbre. Las propiedades mecánicas del modelo computacional pueden ser calibradas para que sean similares a los resultados globales de la relación fuerza deformación lateral de ensayos de laboratorio cíclicos a muros y el patrón de agrietamiento (Tarque S. , 2011) (Portugal, 2017).

Para la construcción del modelo computacional de daño y plasticidad se utilizó la curva esfuerzo deformación a compresión y tracción obtenida de los ensayos realizados, pero con pequeñas modificaciones de suavizado que facilitan la convergencia durante el análisis del modelo computacional. Para el resto de parámetros se utiliza los valores derivados de los procesos de calibración de ensayos cíclicos de carga lateral de muros de mampostería de adobe elaborados con suelo peruano realizados por (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014) (Portugal, 2017).

5.1.2 Relación esfuerzo deformación a compresión

Para el modelo de daño y plasticidad del programa Abaqus se debe ingresar la relación esfuerzo deformación unitaria plástica a compresión y tracción uniaxial obtenida de los ensayos. Se resta a los datos de deformación unitaria el valor de deformación unitaria donde inicia la plasticidad para obtener la curva esfuerzo-deformación unitaria plástica. Ensayos de compresión uniaxial de pilas de ladrillos de adobe realizados por

(Valle, 2019) utilizando el mismo tipo de suelo muestran un comportamiento lineal hasta una deformación unitaria entre 0.004 y 0.006. Ensayos de compresión uniaxial de pilas de ladrillos de adobe realizados por (Vargas & Ottazzi, 1981) muestran valores de inicio de la deformación unitaria plástica entre 0.007 y 0.011. En la figura 5.1 se muestra la relación esfuerzo-deformación unitaria plástica utilizada por (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014) en la que se usó un valor de inicio de la deformación unitaria plástica de 0.002 para ensayos que tuvieron una resistencia a la compresión máxima de 0.45 MPa.

Figura 5.1 Relación esfuerzo deformación plástica para compresión uniaxial (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014).

Debido a que no se cuenta con ensayos de compresión de carga y descarga el inicio de la deformación unitaria plástica deberá asumirse con base en la información con la que se cuenta. De la figura 5.1 se estimó el fin del rango lineal en un valor de deformación unitaria plástica de 0.005. El programa Abaqus utilizara el valor del módulo de elasticidad y el valor del inicio de la deformación unitaria plástica para trazar la recta del rango lineal elástico. Es conveniente que la curva esfuerzo deformación unitaria que utiliza el programa no tenga cambios bruscos entre el rango elástico y plástico.

El comportamiento de endurecimiento y suavizado para compresión propuesto por (Lourenço , 1996) se muestra en la figura 5.2. Los subíndices i, m, p y r del esfuerzo $\bar{\sigma}$ son el esfuerzo inicial, máximo, medio y residual respectivamente. El valor máximo " $\bar{\sigma}_p$ " será igual al esfuerzo máximo de compresión " f_m ".

Figura 5.2 Ley de endurecimiento y suavizado (Lorenço , 1996).

En la figura 5.3 se muestra la relación esfuerzo deformación utilizada en el modelo de daño y plasticidad del programa Abaqus. Para la elaboración de esta relación se tomó los resultados de los ensayos y las consideraciones de (Lorenço , 1996) y (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014).

Figura 5.3 Relación esfuerzo deformación unitaria para Abaqus.

En el programa se introduce la relación esfuerzo deformación plástica. En la figura 5.4 se muestra esta relación. Se observa un valor máximo de la resistencia a la compresión de 1.05 MPa con una deformación unitaria plástica de 0.0066. La deformación unitaria plástica máxima se consideró como 0.0146 con un esfuerzo de compresión máximo de 0.2 MPa.

Figura 5.4 Relación esfuerzo deformación unitaria plástica para Abaqus.

5.1.3 Relación esfuerzo deformación a tracción

La relación esfuerzo deformación unitaria puede obtenerse con el valor de la resistencia máxima al esfuerzo de tensión, una curva de suavizado y un proceso de calibración. En la figura 5.5 se muestra la curva esfuerzo deformación unitaria plástica para tensión uniaxial propuesta por (Tarque S. , 2011) obtenida a través de un proceso de calibración numérico utilizando ensayos cíclicos a muros de mampostería de adobe. El valor máximo de la resistencia a la tensión es de 0.04 MPa. Se tiene una curva de suavizado muy pronunciada que llega a un esfuerzo cercano a cero con una deformación unitaria plástica de 0.01.

Figura 5.5 Relación esfuerzo deformación unitaria plástica bajo tensión (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014).

Teniendo en cuenta los valores de esfuerzo máximo por tensión obtenidos de los ensayos de compresión diagonal de muretes y los valores obtenidos por (Vargas & Ottazzi, 1981) (Valle, 2019) (Tarque S. , 2011) se construyó la relación esfuerzo deformación unitaria a tensión mostrada en la figura 5.6. La porción elástica lineal se obtiene utilizando el módulo de elasticidad de los ensayos de compresión de pilas de ladrillos de adobe. La deformación unitaria plástica se obtiene restando a la deformación unitaria total el valor de deformación unitaria donde inicia la plasticidad. Para este caso el valor de 0.0002.

Figura 5.6 Relación esfuerzo deformación unitaria a tensión para Abaqus.

5.1.4 Parámetros del modelo de daño y plasticidad

El modelo de daño y plasticidad requiere de 5 parámetros adicionales además de las curvas esfuerzo deformación uniaxiales. De acuerdo a (Lourenço , 1996) el ángulo de dilatación en la mampostería de arcilla es muy bajo. Se consideró un ángulo de dilatación de $\psi=1^\circ$. La mampostería de adobe tiene casi el mismo ángulo de dilatación en un amplio rango de esfuerzos de confinamiento por lo que la excentricidad del potencial de flujo se tomó como $\epsilon=0.1$ (Tarque, Camata, Spacone, Varum, & Blondet, 2014).

Debido a que el material está sujeto a esfuerzos de compresión principales iguales la relación entre el esfuerzo de fluencia a compresión biaxial respecto al esfuerzo de fluencia a compresión uniaxial se asumió como $f_{bo}/f_{co}=1.16$ (Park & Paulay, 1979). La relación de la segunda invariante del esfuerzo medio en el meridiano de tensión

respecto a la del meridiano de compresión para la función de fluencia se asumió como $K=2/3$ que es un valor típico para el modelo de daño y plasticidad. El parámetro de viscosidad se asumió igual a cero.

5.2 Análisis dinámico no lineal

5.2.1 Construcción del modelo computacional

Construcción de los elementos

El modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe de 1 pisos se construyó en el programa Abaqus CAE. Los elementos comprenden a los muros, vigas soleras, dinteles y el refuerzo con sogas. Para modelar las sogas se utilizó elementos tipo cable. Para el resto de miembros se utilizó elementos 3D continuos (sólidos), lineales o de primer orden (8 nodos, 48 GDL), hexaédricos (HEX) de integración reducida (R) con nombre C3D8R. Para simular el movimiento de la mesa vibradora se colocó la señal de desplazamiento en la base del modelo. Esta señal se obtuvo del ensayo de simulación sísmica. Se le colocó al modelo computacional una aceleración vertical igual a la de la gravedad. El tamaño de la discretización mediante elementos finitos fue de 100mm. En la figura 5.7 se muestra el modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe discretizado.

Figura 5.7 Vista en 3D del modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe.

El refuerzo colocado en el modelo ensayado no se encontraba totalmente embebido. Tenía sogas transversales cada 50mm que amarraban las cuerdas a la mampostería. Se modeló el refuerzo como embebido en la mampostería pero se disminuyó el módulo

de elasticidad de las sogas. En la figura 5.8 se muestra el modelo computacional con las sogas embebidas colocadas en color rojo. Las sogas verticales de los muros con ventana no se colocaron porque no estaban sometidas a esfuerzos considerables en el modelo computacional. Esto no significa que las sogas del ensayo de laboratorio no hayan estado sometidas a esfuerzos de tracción. Al aplicarle la gravedad al modelo computacional aparecía una deformación vertical a compresión que disminuía la probabilidad de que estas sogas llegasen a deformarse en tracción lo suficiente como para tener esfuerzos considerables.

Figura 5.8 Vista en 3D del modelo computacional con el refuerzo con sogas.

Parámetros del modelo de daño y plasticidad

Se utilizó el modelo de daño y plasticidad que contiene el programa Abaqus CAE. Este modelo utiliza 5 parámetros. Los valores de los parámetros utilizados se muestran en la tabla 5.1. Estos valores son similares a los que se utilizan en la modelación de elementos de concreto armado y se asumió con base en la bibliografía que se pueden usar para modelar la mampostería de adobe. Estos parámetros se mantienen constantes durante el proceso de calibración.

Tabla 5.1 Valores de plasticidad y daño

ψ	ε	σ_{bo}/σ_{co}	K	viscosidad
1°	0.1	1.16	2/3	0

Calibración del modelo

Para que la mampostería de adobe se agriete debe pasar primero por un rango elástico y plástico. A pesar de que la mampostería de adobe se agrieta la respuesta en desplazamiento del ensayo es elástica y esto se puede determinar observando los desplazamientos residuales de los puntos D1 y D6 de la figura 4.21. Se tiene una fuerza residual del 15% en la respuesta del ensayo de la sogá F1 y del 5% en la sogá F2 las cuales se observan en la figura 4.23. La sogá F1 se encuentra a la altura de la ventana mientras que la sogá F2 se encuentra a una altura cerca del techo. Esto sugiere que a una altura media existe un desplazamiento residual considerable pero a la altura del techo no.

La respuesta del modelo computacional depende de 4 variables que son el módulo de elasticidad del adobe, de la viga solera, la rigidez de las sogas, y la curva esfuerzo vs deformación plástica a tracción del adobe. Al colocarle el valor del módulo de elasticidad del adobe obtenido del ensayo de compresión al modelo computacional junto con las demás variables obtenidas de la bibliografía se obtuvieron respuestas con amplitudes muy pequeñas.

Para obtener respuestas con mayor amplitud se redujo los valores de las variables de la curva esfuerzo deformación plástica a tracción del adobe. Esto produjo respuestas de mayor amplitud pero distorsionadas. El desplazamiento residual aumento considerablemente lo cual no concuerda con lo observado en el ensayo. No fue posible mejorar el comportamiento aumentando la rigidez de las sogas. Las variables restantes para calibrar fueron el módulo de elasticidad del adobe y de la viga solera.

La bibliografía muestra procesos de calibración utilizando ensayos de muros bajo carga lateral cíclica pero en el presente proyecto no se realizó estos ensayos por lo que se tuvo que hacer la calibración con el modelo de vivienda. Se le colocó al modelo computacional una señal de aceleración cíclica con una amplitud máxima igual a la de la señal de comando en aceleración. Esta señal se muestra en la figura 5.9. Con las respuestas obtenidas del modelo se pudo calibrar las 4 variables hasta obtener amplitudes de las respuestas en desplazamiento cercanas a las del ensayo. Se observó que la variación de módulo de elasticidad del adobe alteraba la amplitud máxima de la zona inicial y media de la respuesta mientras que la variación de la curva esfuerzo deformación plástica alteraba la amplitud media y final junto con el desplazamiento

residual. El cambio del módulo de elasticidad de la viga solera tuvo una alta influencia a lo largo de toda la respuesta.

Figura 5.9 Señal de aceleración para calibración.

Relación esfuerzo deformación

En las tablas 5.2 y 5.3 se muestran los valores de las curvas esfuerzo deformación plástica utilizadas en el modelo de daño y plasticidad luego del proceso de calibración. La energía de fractura obtenida con estos valores es mucho mayor a la de la bibliografía.

Tabla 5.2 Comportamiento a compresión

Compresión uniaxial	
Esfuerzo inelástico	Deformación inelástica
0.9	0

Tabla 5.3 Comportamiento a tensión

Tensión uniaxial	
Esfuerzo inelástico	Deformación inelástica
0.12	0
0.06	0.15

Propiedades del adobe

La densidad del adobe se tomó como $D = 2 \times 10^{-9} \text{ N} \cdot \text{s}^2 / \text{mm}^4$. El módulo de Poisson se tomó como $\mu = 0.15$. Estos valores se obtuvieron de (Vargas-Neumann & Blondet, 1978). El módulo de elasticidad utilizado luego del proceso de calibración fue de $E = 15 \text{ MPa}$.

Propiedades de la viga solera

La viga solera consiste en un entramado de listones de madera con forma parecida a la de una escalera. Se consideró a la madera como un material elástico lineal. Por facilidad constructiva del modelo computacional se asume que estos listones ocupan todo el ancho del muro y se modificó la densidad proporcionalmente al volumen ocupado por los listones. La altura de la viga solera fue de 150mm. La densidad de la madera se tomó como $D = 3.43 \times 10^{-10} \text{ N} \cdot \text{s}^2 / \text{mm}^4$. El módulo de elasticidad de la viga solera utilizado luego del proceso de calibración fue de $E = 150 \text{ MPa}$.

Propiedades de las sogas

Para modelar las sogas se colocó elementos que tienen una rigidez definida para cada línea de refuerzo la cual se muestra en la tabla 5.4. La rigidez en una línea de refuerzo se determina mediante:

$$K = \frac{\# * E * A}{L}$$

Donde:

#=número de sogas en la línea de refuerzo.

E=módulo de elasticidad de la sogas =60MPa.

A=área de la sogas=12.56mm².

L=longitud de la sogas.

Tabla 5.4 Rigidez para cada línea de refuerzo

Tipo	Rigidez	Posición
Reforzamiento horizontal de 2 sogas de 3250 mm de longitud	0.46 N/mm	Debajo de la ventana
Reforzamiento horizontal de 4 sogas de 1125 mm de longitud	2.74 N/mm	A la altura de la ventana

Reforzamiento horizontal de 4 sogas de 3250 mm de longitud	0.92 N/mm	Sobre la ventana
Reforzamiento horizontal de 2 sogas de 1125 mm de longitud	1.37 N/mm	Parte baja del muro frontal
Reforzamiento vertical de 2 sogas de 2200 mm de longitud	0.75 N/mm	
Refuerzo vertical de 2 sogas de 600 mm de longitud	2.74 N/mm	
Refuerzo vertical de 2 sogas de 2450 mm de longitud	0.67 N/mm	

5.2.2 Resultados del modelo computacional

En las figuras 5.10, 5.11, 5.12, 5.13 y 5.14 se muestran las deformaciones unitarias plásticas del modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe ensayada para algunos instantes de tiempo representativos. Las zonas de color azul indican que no se ha incursionado en el rango plástico y las zonas en color blanco muestran un alto grado de daño en la estructura. En la figura 5.10 se observa las deformaciones plásticas a los 2.2 segundos de iniciada la simulación del modelo computacional. Se aprecia un alto grado de daño en las esquinas de la ventana y una plasticidad considerable en el centro superior del muro posterior.

Figura 5.10 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo computacional. Tiempo 2.2 s.

Figura 5.11 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo. Tiempo 4.17 s.

En la figura 5.11 se observa la estructura a los 4.17 segundos de iniciada la simulación. Se aprecia un mayor daño en las esquinas de la ventana al igual que en la parte central superior del muro posterior. Se observa daño de manera vertical en el muro que tiene ventana cerca al muro posterior el cual muestra el mecanismo de falla del muro posterior colapsando totalmente hacia afuera. En la figura 5.12 se observa las deformaciones plásticas de la estructura a los 8.57 segundos. Se puede distinguir dos fallas por corte q atraviesan de manera diagonal toda la estructura y que nacen en las esquinas de las ventanas. Se observa una falla horizontal formada en el muro posterior la cual se une con la falla en la zona centro superior. Estas fallas se observan también en la bibliografía.

Figura 5.12 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo. Tiempo 8.57 s.

En la figura 5.13 se observa la estructura en el instante de tiempo 13.1 segundos. El muro paralelo a la dirección del movimiento de simulación sufre daños considerables en las zonas que se encuentran a los costados de la ventana. Aparece una nueva falla por corte que nace en la esquina de la ventana y se extiende de manera diagonal hacia la parte baja del muro frontal.

Figura 5.13 Deformaciones unitarias plásticas en el modelol. Tiempo 13.1 s.

En la figura 5.14 se muestra las deformaciones plásticas en la estructura al finalizar la simulación del movimiento del modelo en una vista frontal lateral. En las figuras 5.15 y 5.16 se muestra una comparación entre los daños obtenidos en el ensayo y en el modelo computacional. En la figura 5.16 se observa que tanto en el ensayo como en el modelo computacional se obtuvieron daños horizontales a la mitad de la altura del muro posterior que se unen con daños vertical en la zona centro superior del muro. Se obtuvieron daños en las esquinas de las ventanas que se extienden de manera diagonal hacia la parte externa del muro.

Figura 5.14 Deformaciones unitarias plásticas en el modelo. Tiempo 13.45 s.

Figura 5.15 Daños. (a) Ensayo. (b) Modelo computacional. Vista lateral posterior.

En la figura 5.16 se aprecia que tanto en el ensayo como en el modelo computacional se obtuvieron daños en las esquinas de la puerta y en los extremos del muro frontal que se extienden de manera diagonal.

Figura 5.16 Daños en la estructura (a) ensayo (b) modelo computacional. Vista frontal.

5.2.3 Comparación de respuestas entre el modelo computacional y el ensayo

Se extrajo las respuestas en desplazamiento relativo y fuerza del modelo computacional de los puntos de medición D1 y D6 y de las celdas de carga F1 y F2 respectivamente. En la figura 5.17 se muestra la comparación entre las respuestas en desplazamiento de los puntos D1 y D6 del ensayo y del modelo computacional. Se aprecia una alta correlación entre las respuestas. El punto de medición D1 tuvo una amplitud máxima de 67.7 mm a los 8.6 segundos en el ensayo y de 82.2 mm a los 8.6 segundos en el modelo computacional. El punto de medición D6 tuvo una amplitud máxima de 80.7 mm a los 8.6 segundos en el ensayo y de 96.1 mm a los 8.6 segundos en el modelo computacional.

En la figura 5.18 se muestra la comparación entre las respuestas en fuerza de las celdas de carga F1 y F2 del ensayo y del modelo computacional. No se aprecia una alta correlación entre las respuestas, pero los valores de amplitud máxima son aceptables. La celda de carga F1 tuvo una amplitud máxima de 64.7 N a los 8.9 segundos en el ensayo y de 46.9 N a los 13.1 segundos en el modelo computacional. La celda de carga F2 tuvo una amplitud máxima de 44.7 N a los 6.25 segundos en el ensayo y de 26 N a los 13.3 segundos en el modelo computacional.

5.2.4 Comparación utilizando espectros de Fourier

Se comparó las respuestas en desplazamiento del ensayo y el modelo computacional de los puntos de medición D1 y D6 en el dominio de las frecuencias. En la figura 5.19 y 5.20 se observan los espectros de Fourier de las respuestas en desplazamiento del ensayo y el modelo de los puntos de medición. Se aprecia que el valor máximo del espectro de Fourier del punto de medición D1 ocurre a los 2.08 Hz para el ensayo y a los 2.15 Hz para el modelo. Los valores máximos del espectro de Fourier del punto de medición D6 ocurren a los 2.15 Hz tanto para el modelo como para el ensayo.

Figura 5.17 Desplazamientos del ensayo al modelo reforzado vs resultados del modelo computacional.

Figura 5.18 Fuerzas en el ensayo al modelo reforzado vs resultados del modelo computacional.

Figura 5.19 Espectros de Fourier para las respuestas del punto de medición D1.

Figura 5.20 Espectros de Fourier para las respuestas del punto de medición D6.

5.3 Observaciones importantes

En la comparación entre las respuestas en desplazamiento de los puntos de medición D1 y D6 de la figura 5.17 se observa que las respuestas del modelo computacional tienen una

mucho mayor amplitud que las respuestas del ensayo antes de los 3 segundos. Esta no correlación entre las respuestas se debe a que la señal de comando en desplazamiento fue cortada al inicio y empalmada manualmente. Esto creo algunos picos de aceleración antes de los 3 segundos que originan una mayor amplitud de la respuesta del modelo. Luego de los 3 segundos el efecto de estos picos se disipa. Es posible que de haberse corregido este defecto las respuestas hubiesen sido similares antes de los 3 segundos.

Se observó cierta inclinación de los muros transversales a la dirección del movimiento hacia el interior luego de realizarse el ensayo.

No se modelaron los crossties o sogas de amarre transversal.

En los ensayos de tracción de las sogas el nudo para la unión de la soga con la máquina de tracción siempre cede ligeramente. Existieron diferencias entre los diámetros de las sogas entre diferentes muestras. Se encontró una variabilidad en el módulo de elasticidad y la fuerza máxima que resiste cada soga de hasta el 20%. Se utilizó el promedio.

Se observó deslizamiento entre los bloques de falla formados y entre la viga solera y el muro. Este deslizamiento no fue posible de incluir en el modelo computacional.

Las sogas del ensayo presentan una fuerza inicial de pretensado al momento de ser colocadas. Se retiró la fuerza de pretensado de las respuestas del ensayo para efectos de comparación con las respuestas en fuerza del modelo computacional.

El efecto de malla que generan las sogas en el muro frontal y posterior se consiguió al embeber las sogas en el muro. Este efecto es estimado y no se calibro.

De la bibliografía se observó que el patrón de agrietamiento depende de si la estructura de mampostería de adobe cuenta con algún reforzamiento y del tipo de refuerzo. Para diferentes ensayos los patrones de agrietamiento no son iguales por lo que la comparación del daño entre el modelo computacional y el ensayo debe tener cierta tolerancia.

Durante el ensayo se observó una gran trituración de la mampostería especialmente en la zona arriba de la ventana.

Se observó en el ensayo que algunas sogas penetraban dentro de las grietas del muro y otras sogas eras sobre exigidas debido al deslizamiento de ciertos bloques lo que crea un menor o

mayor valor de las fuerzas en las sogas respectivamente. Estos efectos no se incluyeron en el modelo.

Teniendo en cuenta las observaciones se considera que se cumple con el objetivo de estimar las fuerzas en las sogas y los desplazamientos en la estructura mediante el modelo computacional si se obtiene un error en la estimación de las fuerzas menor al 100%, un error en la estimación de los desplazamientos menor al 30% y respuestas en desplazamiento similares a las obtenidas en el ensayo las cuales logren capturar el comportamiento dinámico de la vivienda.

6 CONCLUSIONES

De la comparación entre las respuestas en desplazamiento del modelo computacional y el ensayo se observa lo siguiente: Los errores entre los desplazamientos máximos para los puntos de medición D1 y D6 son del 21% y del 19% respectivamente. Ambos desplazamientos máximos se producen a los 8.6 segundos y coinciden con el instante de aceleración máxima de la señal de comando. Las respuestas obtenidas son similares excepto en la zona inicial. Las respuestas son muy similares entre los 6 y 12 segundos. La comparación mediante los espectros de Fourier indica que las respuestas en desplazamiento del modelo computacional y el ensayo oscilan en un rango similar de frecuencias. Las estimaciones del modelo computacional en desplazamiento son conservadoras.

De la comparación entre las respuestas en fuerza del modelo computacional y el ensayo se observa lo siguiente: Los errores entre las fuerzas máximas para las celdas de carga F1 y F2 son del 27% y del 41% respectivamente. Los instantes de tiempo en que se producen las fuerzas máximas son diferentes y no coinciden con el instante de aceleración máxima de la señal de comando excepto para la celda de carga F1 del ensayo en la cual el instante de tiempo es de 8.9 segundos. Las estimaciones del modelo computacional en fuerza no son conservadoras.

Se concluye que el modelo computacional de la vivienda de mampostería de adobe reforzada con sogas realizado en el programa Abaqus CAE cumplió con el objetivo de estimar las fuerzas en el refuerzo con sogas con un error del 34% y los desplazamientos en la estructura con un error del 20%. Las respuestas en desplazamiento son similares y se logra capturar el comportamiento dinámico de la estructura. Los patrones de agrietamiento encontrados en los muros del modelo computacional son muy similares a los obtenidos en el ensayo.

Investigaciones futuras:

La mampostería de adobe se agrieta inmediatamente y se forman bloques de colapso. Durante el ensayo de laboratorio se observó que el desplazamiento relativo entre bloques y la gravedad como fuerza restitutiva son los factores más importantes que definen el comportamiento dinámico del modelo de vivienda. En la presente tesis se desarrolló un macro modelamiento de la mampostería. Aunque fue muy costoso computacionalmente, este acercamiento es mucho menos costos que modelar los bloques de colapso. Es posible que se obtengan mejores resultados con acercamientos más avanzados como podrían ser:

Realizar un micro modelamiento simplificado o detallado de la mampostería de adobe reforzada con sogas.

Modelar la mampostería en el programa Abaqus CAE utilizando la opción de agrietamiento XFEM.

Obtener los parámetros para el modelo de daño y plasticidad CDP realizando ensayos de carga lateral cíclica a muros reforzados con sogas pudiendo calibrarse las curvas esfuerzo deformación plástica o la energía de fractura.

Modelar la mampostería utilizando bloques rígidos pre definidos y opciones de contacto.

Modelar el muro posterior del modelo de vivienda el cual falla fuera de su plano con un acercamiento discreto.

7 REFERENCIAS

- Abdullah, Paton-Cole, & Easterling. (2007). Quasi-static analysis of composite slab. *Malaysian Journal of Civil Engineering* , (págs. 1-13).
- Addlink. (06 de 11 de 2018). *Addlink software científico*. Obtenido de <https://www.addlink.es/productos/working-model-2d>
- Aguilar, R., & Blondet, M. (2007). *Seismic protection of earthen buildings*. Lima: PUCP.
- Andina. (2014). INEI: Más de 3 millones de viviendas son vulnerables a sismos en Perú. *Diario los andes*.
- Arciniega, R. (2019). *Metodo de elementos finitos*. Lima.
- Arroyo, R., Catalan, P., & Sanchez, S. (2013). *Caracterización experimental de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe del sur de México*. Mexico: U. Autonoma de Yucatan.
- Blondet , M., Vargas-Neumann, J., Tarque, N., Soto, J., Sosa, C., & Sarmiento, J. (2016). *Seismic protection of earthen vernacular and historical constructions*. Lima: PUCP.
- Blondet, Brzev, Rubiños, & Villa. (2011). *Earthquake resistant constructions of adobe buildings*.
- Blondet, Camata, Spacone, Tarque, & Varum. (2010). *Numerical modelling of in plane behavior of adobe walls*. Lima: Congreso de ingenieria sismica 2010.
- Blondet, M., Vargas, J., Tarque, N., & Iwaki, C. (2011). *Construcción sismorresistente en tierra: la gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú*. Lima: PUCP.
- Blondet, M., Villa Garcia, G., Vargas, J., Sosa, C., & Soto, J. (2017). *Informe DGI. Desarrollo de metodo de diseño de refuerzo sismico y comprobacion experimental*. Lima.
- Blondet, Tarque, Camata, Spacone, & Varum. (2013). *Non-linear dynamic analysis of a full scale unreinforced adobe model*. Lima: Earthquake spectra.
- Boresi, & Schmidt. (2003). *Advanced mechanics of materials*.

- Brignola, Frumento, Lagomarsino, & Podesta. (2008). *Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test*. Journal of Architectural Heritag.
- Cademi, Calio, Cannizzaro, Chacara, Durso, Liseni, & Lourenco. (2018). An original discrete macro element method for the analysis of historical structures. *16th conference on earthquake engineering*, (págs. 5-10). Thessaloniki .
- Cavazos. (2016). *Simulacion del comportamiento de muretes de mamposteria de concreto ante carga de compresion uniaxial*. Nueva Leon.
- Celigueta, J. (2008). *Metodo de los elementos finitos para el analisis estructural*. Navarra.
- Charmpis, D., Illampas, R., & Ioannou, I. (2016). *Adobe masonry under monotonic and loading-unloading compression*. Cyprus: Crossmark.
- Costa, A., Silveira, D., & Varum, H. (2012). *Influence of testing procedures in the mechanical characterization of adobe bricks*. Portugal: Elsevier.
- CSI. (17 de 11 de 2018). *CSI SPAIN*. Obtenido de <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000>
- CSI manual. (2016). *Sap2000 version 19*. Berkeley.
- Dassault. (06 de 11 de 2018). *Dassault systemes*. Obtenido de <https://academy.3ds.com/en/software/abaqus-student-edition>
- Dassault Systèmes. (2015). *Getting started with Abaqus/CAE*.
- De Sensi, B. (2003). *La difusion de la arquitectura de la tierra*. Earth Architecture.
- Dowling, D. (2006). *Seismic strengthening of adobe mudbrick houses*. Sydney: University of technology Sydney.
- Dowling, Samali, & Li. (2005). *An improved means of reinforcing adobe walls. External vertical reinforcing*. Lima.
- Ersubasi, F., & Korkmaz, H. (2010). *Shaking table tests on strengthening of masonry structures against earthquake hazard*. Turquia: Natural Hazards and Earth System Sciences.

- Fernandes, M. (2008). *El adobe en el mundo. Seminario de construccion y recuperacion de edificios en adobe*. Almodovar.
- Figueiredo, A., Varum, H., Costa, A., Silveira, D., & Oliveira, C. (2012). *Seismic retrofitting solution of an adobe masonry wall*. Portugal: RILEM.
- Frias, E. (2004). *Aportaciones al estudio de las maquinas electricas de flujo axial mediante la aplicacion del metodo de elementos finitos*. Barcelona.
- Harris, H., & Sabnis, G. (1999). *Structural modeling and experimental techniques*. Philadelphia: CRC Press.
- Hashemi, S., Bakhshi, A., Ghannad, M., Yekrangnia, M., & Soumi, F. (2015). *Predictive Tri-Linear Benchmark Curve for In-Plane Behavior of Adobe Walls*. Teheran: Taylor & Francis.
- Houben, H., & Guillaud, H. (1994). *Earth Construction. A Comprehensive guide*. Londres: CRATerre.
- Hurtado, J. (2002). *Introduccion al analisis estructural por elementos finitos*. Manizales.
- Illampas, R., Charmpis, D., & Ioannou, I. (2014). *Finite element simulation of the structural response of adobe masonry buildings subjected to lateral loading*. Cyprus: CrossMark.
- Jaquin, P., Augarde, C., & Gerrarde, C. (2008). *Chronological description of the spatial development of rammed earth techniques*. Londres: Int. Architect. Herit. .
- Jha, A. (2004). *Dynamic testing of structures using scale models*. Quebec: Heritage.
- JICA. (2008). *Estudio de campo en las 33 municipalidades distritales*.
- Karapitta, Mouzakis, & Carydis. (2011). *Explicit finite element analysis for the in plane cyclic behavior of unreinforced masonry structures*. Earthquake engineering and structural dynamics.
- Lee, & Fenves. (1998). *Plastic damage model for cyclic loading of concrete structures*. Berkeley: Journal of engineering mechanics.
- Lourenço , P. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Porto: Delft University Press.

- Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate. (1989). *A plastic damage model for concrete*. Berkeley: Pergamon Press.
- Mathworks. (06 de 11 de 2018). *Mathworks*. Obtenido de <https://la.mathworks.com/products/matlab.html>
- Mazzolani, F. (2015). *Protection of historical buildings according to prohitech*. Italia: Springer.
- Onder, G. (2006). *Comparison of elastic and inelastic behavior of historic masonry structures at the low load levels*. Estambul.
- Park, & Paulay. (1979). *Reinforced Concrete Structures*. Mexico D.F.: Limusa.
- Peña, F., & Manzano, J. (2015). *Dynamical characterization of typical mexican colonial churches*. Mexico city: Springer International.
- Phillips, C., Yamin, L., Reyes, J., & Ruiz, D. (2007). *Estudios de vulnerabilidad sismica, rehabilitacion y refuerzo de casas de adobe y tapia pisada*.
- Portugal, H. (2017). *Non linear modelling of a geomesh reinforced earthen wall subjected to dynamic loading*. Sheffield.
- Quiroz, Moreno-Martinez, Galvan, & Arroyo. (2019). *Obtención de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe mediante ensayos de laboratorio*. Mexico.
- Quiun, D., San Bartolome, A., & Zegarra, L. (1996). *Reaconditioning of existing adobe houses to mitigate seismic effects*. Lima: Elsevier Science.
- Rao, S. (2011). *The finite element method in engineering*. Massachusetts.
- Reddy. (2005). *An introduction to the finite element method*.
- Restrepo, L. (2004). *Seismic Risk of Unreinforced Masonry Buildings*. Milan: UDSP.
- Rodriguez, A., Fonseca, I., Yamin, L., Phillips, C., & Reyes, J. (2003). *Comportamiento sismico y alternativas de rehabilitacion de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibradora*. Bogota: Revista de ingenieria de la universidad de Los Andes.
- RPP. (2 de 06 de 2014). INEI: Casi la mitad de casas en Perú son de barro, piedra y madera. *RPP*, pág. 50.

- Saldivar, M., Garino, L., Navarta, G., & Albarracin, O. (2016). *Reforzamiento de viviendas de adobe en zonas sismicas*.
- San Bartolome, A., & Quiun, D. (2007). *El terremoto de 2007 en Peru y las normas de albañileria y adobe*. San Juan: Jornada sudamericana de ingenieria estructural.
- San Bartolomé, Quiun, & Zegarra. (2004). *effective system for sismic reinforcement of adobe houses*.
- San Bartolomé, Quiun, & Zegarra. (2008). *Performance of adobe houses in Pisco*.
- Sathiparan, N., Mayroca, P., & Meguro, K. (2010). *Seismic study of 1/4 scale unreinforced adobe masonry models and retrofitted with PP-Band meshes*. Tokio: ERS.
- Sensico. (2017). *Norma tecnica E080 adobe*. Lima.
- Sosa, C., & Soto, J. (2014). *Reparación de muros de construcciones históricas de tierra mediante el sellado de fisuras y refuerzos estructurales adicionales*. Lima: PUCP.
- Tarque, N., Camata, G., Blondet, M., & Varum, H. (2012). The use of continuum models for analyzing adobe structures. *15 WCEE*, (págs. 2-5). Lisboa .
- Tarque, N., Camata, G., Spacone, E., Varum, H., & Blondet, M. (2014). *Non-linear dynamic analysis of a full-scale unreinforced adobe model*. Earthquake spectra.
- Tarque, N., Varum, H., Silveira, D., Camata, G., & Blondet, M. (2014). *Structural behaviour and retrofitting of adobe masonry buildings*. Lima: Springer.
- Tarque, S. (2011). *Numerical modelling of the seismic behaviour of adobe buildings*. Italia: Università degli Studi di Pavia.
- Torrealva, D., & Vargas, J. (1984). *Estudio experimental de viviendas de adobe en mesa vibradora*. Lima.
- USGS. (2006). *Earthquake hazards program. Historic earthquakes*. Los Angeles.
- Valle, A. (2019). *Evaluacion experimental del comportamiento de muros de adobe reforzados con cuerdas sometidos a carga lateral ciclica*. Lima.
- Vargas, & Ottazzi. (1981). *Investigaciones en adobe*. Lima.

- Vargas, H. (2017). *Desarrollo de método de diseño de refuerzo sísmico y comprobación experimental*. Lima: PUCP.
- Vargas, J. (2010). *Calculo de estructuras utilizando elementos finitos con computo en paralelo*. Guanajuato.
- Vargas-Neumann, & Blondet. (1978). *Investigacion sobre la vivienda de adobe*.
- Yacila, J., Camata, G., Salsavilca, J., & Tarque, N. (2019). *Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach*. Lima.
- Yamin, L., Phillips, C., Reyes, J., & Ruiz, D. (2004). *Seismic behavior and rehabilitation alternatives for adobe and rammed earth buildings*. Vancouver: 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Zegarra, L., & San Bartolome, A. (2001). *Manual tecnico para el reforzamiento de las viviendas de adobe existentes en la costa y la sierra*. Lima.
- Zegarra, L., San Bartolome, A., & Quiun, D. (2004). *Effective System for Seismic Reinforcement of Adobe Houses*. Lima: 13th World Conference on Earthquake Engineering.