

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Comportamiento dinámico de una estructura mixta de dos pisos
compuesta por adobe y quincha**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Arturo Eduardo Santa María Quedas

ASESOR:

Ing. Daniel Enrique Torrealva Dávila

Lima, Diciembre, 2018

RESUMEN

El Centro Histórico de Lima, una ciudad considerada Patrimonio de la Humanidad, debe su supervivencia a los terremotos en gran parte a un sistema de construcción de madera llamado "quincha". El sistema de construcción mixto de adobe y quincha se usó para hacer frente a los frecuentes terremotos destructivos que devastaron la ciudad. El sistema "quincha" consiste en postes de madera, vigas de madera en la parte inferior y superior, una combinación de caña tejida, y barro como relleno. Es ampliamente aceptado que este sistema es resistente a los terremotos a pesar de ser antiguo y tener un mantenimiento deficiente.

Se modeló un sistema de dos grados de libertad para representar el sistema estructural y se realizó un análisis de sensibilidad utilizando un análisis espectral modal y un análisis tiempo-historia. La variable empleada en este análisis fue la rigidez relativa entre el primer y segundo piso. Los resultados del análisis de sensibilidad mostraron que cuando la relación de rigideces " k_1/k_2 " se encuentra entre seis y nueve, hay una reducción del 15% en la cortante basal y para relaciones más altas la reducción aumenta asintóticamente al 25%. Luego, se elaboró un análisis comparativo con los datos del ensayo dinámico a dos módulos a escala real de adobe-quincha. Se compararon ambos módulos con la información obtenida del modelo simplificado.

Con estructuras que presentan un primer nivel más rígido que el segundo, es aconsejable no endurecer el segundo nivel, ya que aumenta la cortante basal y afecta la mampostería de adobe del primer piso. Por lo tanto, la rigidez relativa es fundamental en el comportamiento dinámico de estas estructuras mixtas.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por siempre apoyarme y confiar en mí en todo momento.



TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	I
AGRADECIMIENTOS	II
TABLA DE CONTENIDOS	III
LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABLAS	VII
CAPÍTULO 1. MARCO INTRODUCTORIO	1
1.1. Introducción	1
1.2. Planteamiento del problema.....	2
1.3. Objetivos de la investigación	3
1.3.1. Objetivo general	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Hipótesis de la investigación	3
1.5. Justificación de la investigación	3
1.6. Antecedentes de la investigación.....	4
1.7. Alcances y limitaciones	4
CAPÍTULO 2. SISTEMA TRADICIONAL ADOBE-QUINCHA	5
2.1. Introducción	5
2.2. Adobe	6
2.2.1. Mampostería de adobe	6
2.2.2. Resultados de ensayos realizados con adobe.....	9
2.3. Quincha	13
2.3.1. Muros de quincha.....	14
2.3.2. Resultados de ensayos realizados con paneles de quincha	14
2.4. Adobe y quincha	19
2.4.1. Elementos típicos del sistema mixto adobe-quincha	20
2.4.2. Zona de transición del sistema mixto adobe-quincha.....	22
CAPÍTULO 3. MODELO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD	24
3.1. Introducción	24
3.2. Sistema de un grado de libertad.....	25
3.2.1. Solución analítica.....	27
3.2.2. Método paso a paso	29
3.3. Sistema de dos grados de libertad	31
3.3.1. Solución analítica.....	33
3.3.2. Análisis Dinámicos.....	34

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA RIGIDEZ RELATIVA ENTRE AMBOS PISOS	46
4.1. Introducción	46
4.2. Características del modelo de dos grados de libertad.....	47
4.3. Demanda sísmica	48
4.3.1. Acelerograma de la señal sísmica	48
4.3.2. Espectro de la señal sísmica	49
4.4. Parámetros dinámicos	50
4.4.1. Periodo natural de vibración	50
4.4.2. Porcentaje de masa efectiva.....	52
4.5. Resultados de los análisis dinámicos.....	55
4.5.1. Desplazamiento relativo horizontal	56
4.5.2. Fuerzas de inercia.....	61
4.5.3. Cortante basal	66
CAPÍTULO 5. ENSAYO DE DOS MÓDULOS DE DOS PISOS DE ADOBE Y QUINCHA	70
5.1. Introducción	70
5.2. Descripción del ensayo	71
5.2.1. Memoria descriptiva	73
5.2.2. Fenómenos observados en los ensayos	75
5.3. Datos registrados de los ensayos	77
5.3.1. Ensayos de vibración libre.....	77
5.3.2. Ensayos dinámicos.....	78
5.4. Procesamiento de resultados.....	79
5.4.1. Parámetros dinámicos	79
5.4.2. Resultados dinámicos de los ensayos	89
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO	94
6.1. Introducción	94
6.2. Rigidez relativa “ k_1/k_2 ”.....	94
6.3. Desplazamientos relativos	95
6.4. Cortante basal.....	96
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
7.1. Conclusiones.....	97
7.2. Recomendaciones	98
REFERENCIAS	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Estructura típica de la Mampostería de Adobe (Frontal y Perfil)	7
Figura 2.2. Grietas verticales en esquina	7
Figura 2.3. Grietas verticales debidas a fuerzas fuera del plano.....	8
Figura 2.4. Grietas diagonales debidas a fuerzas en el plano del muro	8
Figura 2.5. Degradación de la resistencia a compresión del Adobe	10
Figura 2.6. Gráfico esfuerzo deformación de la mampostería y sus componentes (adobe, mortero)	12
Figura 2.7. Estructura típica de los muros de Quincha (Frontal y Perfil)	14
Figura 2.8. Disposición del muro y el actuador mecánico del laboratorio	15
Figura 2.9. Estructura típica de un muro de quincha con citara	15
Figura 2.10. Estructura típica de un muro de quincha con diagonal.....	16
Figura 2.11. Desempeño comparativo entre muros de quincha con diagonal y con citara	17
Figura 2.12. Construcciones de adobe y quincha del centro de Lima	19
Figura 2.13. Estructura típica del Sistema Adobe-Quincha (Frontal y Perfil)	20
Figura 2.14. Componentes estructurales del Sistema Adobe-Quincha.....	21
Figura 2.15. Transmisión de cargas del techo a los muros de quincha.....	21
Figura 2.16. Transmisión de cargas del entrepiso al muro de adobe.....	22
Figura 2.17. Transmisión de cargas del entrepiso y del muro de quincha al muro de adobe	22
Figura 2.18. Zona de transición del sistema mixto Adobe-Quincha	23
Figura 3.1. Sistema de un grado de libertad como Péndulo Invertido	25
Figura 3.2. Oscilador de un grado de libertad.....	26
Figura 3.3. Representación de la sollicitación dinámica como una carga externa.....	26
Figura 3.4. Decremento logarítmico del desplazamiento en el tiempo	28
Figura 3.5. Superposición de impulsos.....	29
Figura 3.6. Casos del método de Newmark.....	31
Figura 3.7. Sistema de dos grados de libertad como Péndulo Invertido	32
Figura 3.8. Sistema de 2gdl como Osciladores con Fuerzas externas	32
Figura 3.9. Diagrama de Cuerpo Libre de los Osciladores de 2gdl.....	32
Figura 3.10. Combinación modal (formas de cada modo)	35
Figura 3.11. Oscilador de 1gdl equivalente a sistemas con masas puntuales y propiedades distribuidas	35
Figura 3.12. Combinación modal del análisis Tiempo-Historia	37
Figura 3.13. Obtención de Espectro de Respuesta de Deformación	40
Figura 3.14. Espectro de respuesta de Deformación, Pseudo-velocidad y Pseudo-aceleración	40
Figura 3.15. Espectro de respuesta tripartito	41
Figura 3.16. Espectro de respuesta y Espectro de diseño	42
Figura 4.1. Módulo de dos pisos de adobe-quincha empleado para el modelo	47
Figura 4.2. Acelerograma del sismo de Lima de 1974.....	48
Figura 4.3. Espectro de Respuesta del Sismo de Lima de 1974.....	49
Figura 4.4. Espectro de Diseño del Sismo de Lima de 1974	49
Figura 4.5. Periodo Natural del Modo 1 para cada relación k_1/k_2	51
Figura 4.6. Periodo Natural del Modo 2 para cada relación k_1/k_2	51
Figura 4.7. Periodo Natural del Modo 1 y Modo 2 para cada relación k_1/k_2	52
Figura 4.8. Porcentaje de masa efectiva del Modo 1 para cada relación k_1/k_2	53
Figura 4.9. Porcentaje de masa efectiva del Modo 2 para cada relación k_1/k_2	53
Figura 4.10. Porcentaje de masa efectiva del Modo 1 y Modo 2 para cada relación k_1/k_2	54
Figura 4.11. Forma del Modo 1 y Modo 2.....	55
Figura 4.12. Diagrama de Cuerpo Libre del movimiento es desfase.....	55
Figura 4.13. Desplazamiento Relativo Máximo “ x_1 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)	57
Figura 4.14. Desplazamiento Relativo Máximo “ x_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)	57
Figura 4.15. Desplazamientos Relativos Máximos “ x_1 ” y “ x_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia).....	58

Figura 4.16. Desplazamiento Relativo Máximo “ x_1 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral).....	59
Figura 4.17. Desplazamiento Relativo Máximo “ x_2 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral).....	60
Figura 4.18. Desplazamientos Relativos Máximos “ x_1 ” y “ x_2 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)	60
Figura 4.19. Desplazamientos Relativos Máximos (Comparación tiempo-historia y modal espectral).....	61
Figura 4.20. Fuerza de Inercia Máxima “ F_1 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia).....	62
Figura 4.21. Fuerza de Inercia Máxima “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)	63
Figura 4.22. Fuerzas de Inercia Máximas “ F_1 ” y “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)	63
Figura 4.23. Fuerza de Inercia Máxima “ F_1 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)	64
Figura 4.24. Fuerza de Inercia Máxima “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)	65
Figura 4.25. Fuerzas de Inercia Máximas “ F_1 ” y “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral).....	65
Figura 4.26. Fuerzas de Inercia Máximas “ F_1 ” y “ F_2 ” (Comparación tiempo-historia y modal espectral)	66
Figura 4.27. Cortante Basal Máxima “ V_b ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)	67
Figura 4.28. Cortante Basal Máxima “ V_b ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral).....	68
Figura 4.29. Cortante Basal Máxima “ V_b ” (Comparación tiempo-historia y modal espectral).....	69
Figura 5.1. Módulo M1 – tradicional y Módulo M2 – con refuerzo (respectivamente)	71
Figura 5.2. Construcción de mampostería de adobe y paneles de quincha (respectivamente)	72
Figura 5.3. Ubicación de LVDT’s y acelerómetros de los ensayos	73
Figura 5.4. Secciones de los módulos de adobe y quincha	73
Figura 5.5. Secciones de los módulos de adobe y quincha	74
Figura 5.6. Refuerzo horizontal interno de caña partida	74
Figura 5.7. Refuerzo externo con ángulos metálicos en el Módulo M2.....	75
Figura 5.8. Fisuras en los muros de adobe del Módulo M1-SR, luego de la fase 5.....	75
Figura 5.9. Deterioro en las esquinas del Módulo M2-CR, luego de la fase 5	76
Figura 5.10. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	80
Figura 5.11. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2).....	81
Figura 5.12. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2).....	81
Figura 5.13. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	82
Figura 5.14. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)	83
Figura 5.15. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)	84
Figura 5.16. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	85
Figura 5.17. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)	86
Figura 5.18. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)	86
Figura 5.19. Rigidez Relativa (Módulo M1)	87
Figura 5.20. Rigidez Relativa (Módulo M2).....	88
Figura 5.21. Rigidez Relativa (Módulo M1 y M2)	88
Figura 5.22. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	89
Figura 5.23. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)	90
Figura 5.24. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)	91
Figura 5.25. Cortante Basal (Módulo M1)	92
Figura 5.26. Cortante Basal (Módulo M2)	92
Figura 5.27. Cortante Basal (Módulo M1 y M2)	93

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1- Propiedades mecánicas a compresión del adobe contemporáneo	9
Tabla 2.2. Resumen de propiedades mecánicas del Proyecto Huaca de la Luna	10
Tabla 2.3. Propiedades mecánicas a compresión de la mampostería de Adobe	11
Tabla 2.4. Propiedades mecánicas de los prismas del Proyecto Huaca de la Luna	12
Tabla 2.5. Valores de distorsión angular de los muros de Quincha	18
Tabla 2.6. Valores de Rigidez y Módulo de Elasticidad de los muros de Quincha	18
Tabla 3.1. Soluciones analíticas a la ecuación del movimiento de 1 gdl	27
Tabla 3.2. Respuesta a la ecuación de movimiento de 2 gdl	33
Tabla 4.1. Valores de Rigidez y Módulo de Elasticidad de los muros de Quincha	47
Tabla 4.2. Periodo natural de vibración del Modo 1 y Modo 2	50
Tabla 4.3. Porcentaje de masa efectiva del Modo 1 y Modo 2.....	52
Tabla 4.4. Desplazamientos Relativos del Piso 1 y Piso 2 (tiempo-historia)	57
Tabla 4.5. Desplazamientos Relativos del Piso 1 y Piso 2 (modal espectral).....	59
Tabla 4.6. Fuerzas de Inercia del Piso 1 y Piso 2 (tiempo-historia)	62
Tabla 4.7. Fuerzas de Inercia del Piso 1 y Piso 2 (modal espectral).....	64
Tabla 4.8. Cortante Basal Máxima (tiempo-historia).....	67
Tabla 4.9. Cortante Basal Máxima (modal espectral)	68
Tabla 5.1. Fases de los ensayos dinámicos	72
Tabla 5.2. Fenómenos de los ensayos dinámicos.....	76
Tabla 5.3. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	80
Tabla 5.4. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)	80
Tabla 5.5. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	82
Tabla 5.6. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)	83
Tabla 5.7. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)	85
Tabla 5.8. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)	85
Tabla 5.9. Rigidez Relativa (Módulo M1 y M2)	87
Tabla 5.10. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1).....	89
Tabla 5.11. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2).....	90
Tabla 5.12. Cortante Basal (Módulo M1).....	91
Tabla 5.13. Cortante Basal (Módulo M2).....	92

CAPÍTULO 1. MARCO INTRODUCTORIO

1.1. Introducción

El Perú ha albergado culturas que emplearon la tierra como material tradicional de construcción; pese a que, el país está ubicado en una de las zonas más sísmicas de Sudamérica. Durante la época colonial y los inicios de la república peruana, las tecnologías imperantes han sido la mampostería de adobe y los muros de quincha (Blondet et al, 2011), y muchas de estas han soportado movimientos telúricos por más de 100 años.

El adobe presenta propiedades adecuadas para la construcción como: gran estabilidad estática, excelentes propiedades térmicas y acústicas, y es un material económico de fácil obtención (Gutiérrez et al, 2003). Sin embargo, presenta un comportamiento dinámico poco adecuado, dado que es un material muy frágil y propenso al colapso. Luego del terremoto de 1746 en la ciudad de Lima, muchas construcciones de adobe se vieron gravemente perjudicadas y se prohibieron las construcciones de más de un piso de adobe; por lo que, se vieron obligados a modificar los métodos constructivos tradicionales de esa época a fin de desarrollar sistemas estructurales con un mejor comportamiento frente a sismos. Se dio un importante paso al desarrollo de estructuras sismorresistentes con la sustitución de los pesados muros de adobe en los niveles superiores por un sistema más ligero y flexible constituido por la combinación de madera, caña y barro denominado “Quincha”. Este sistema fue empleado de forma masiva no solo por brindar mayor seguridad frente a sismos, sino además por ser económica y rápida de ejecutar (Schilder, 2000; Valdez, 2006).

A pesar de que la construcción con muros de adobe y quincha ha sido utilizada ampliamente, se mantiene como un conocimiento tradicional obtenido únicamente a partir de la experiencia. Los trabajos de investigación de estructuras con adobe y quincha han contado con un escaso desarrollo comparados con otros métodos como el concreto armado o el acero.

Más aún, los ensayos en laboratorios y los análisis realizados a este tipo de estructuras muestran resultados demasiado cualitativos que describen su comportamiento basándose solo en los fenómenos observados y no son adecuadamente complementados con estudios cuantitativos. Por otro lado, las investigaciones a partir de ensayos en laboratorio pretenden obtener conclusiones generales a partir de un número limitado de ensayos que no cuentan con los cálculos y el modelaje adecuado que pueda contribuir a validar sus resultados.

Es necesario resaltar que, el Perú es un país que cuenta con una gran identidad histórica, y cuenta con numerosas edificaciones que son patrimonios culturales nacionales e internacionales. La mayoría de las edificaciones del centro histórico de Lima están compuestas por este sistema estructural mixto; por ende, es de suma importancia realizar investigaciones adecuadas que permitan un eficiente análisis estructural frente a cargas dinámicas.

Por lo expuesto anteriormente, esta investigación realiza un análisis numérico a partir de modelos simplificados del sistema estructural mixto adobe-quincha con el fin de obtener adecuados resultados que permitan corroborar la hipótesis planteada. La investigación se concentra principalmente en analizar el efecto que produce la diferencia de rigideces entre ambos pisos. Finalmente, los resultados obtenidos de estos modelos son comparados con el ensayo realizado a dos módulos de adobe-quincha en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP (Silva, Zegarra & Sánchez, 2006). De este modo, se realiza un análisis cuantitativo que sea corroborado con los fenómenos observados durante el ensayo.

1.2. Planteamiento del problema

Por tradición y conocimientos empíricos obtenidos a través de los años, se conoce que las construcciones de adobe – quincha, han soportado adecuadamente los movimientos sísmicos que ha sufrido la ciudad de Lima. Se estima que la diferencia de rigideces entre ambos pisos es el principal factor que afecta el desempeño dinámico de los muros de adobe.

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Modelar una estructura de dos pisos que cuenta con muros de adobe en el primer piso y quincha en el segundo para obtener las respuestas dinámicas con diferentes ratios de rigideces entre ambos pisos " k_1/k_2 ". De este modo, encontrar una relación entre esta rigidez relativa con las respuestas dinámicas e identificar el caso más favorable que presente los menores valores de fuerzas.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar un modelo de dos grados de libertad para obtener las cortantes basales de un módulo de dos pisos con dos análisis dinámicos: tiempo-historia y modal espectral.
- Resolver el problema dinámico en función de la variación de las rigideces relativas que poseen los muros de cada uno de los pisos con el fin de descubrir su influencia en el desempeño dinámico de la estructura en conjunto.
- Elaborar un análisis comparativo del ensayo de dos módulos de dos pisos de adobe y quincha; luego, comparar sus resultados dinámicos con la relación entre la rigidez relativa y el comportamiento dinámico obtenida del modelo simplificado.

1.4. Hipótesis de la investigación

En estructuras mixtas como las construcciones históricas del centro de Lima, la gran diferencia de rigideces entre los muros de adobe y los de quincha produce que el comportamiento dinámico del conjunto favorezca a los muros de adobe del primer piso. Puesto que, a medida que la relación de rigideces " k_1/k_2 " es mayor, disminuye la cortante basal y estos muros son menos exigidos.

1.5. Justificación de la investigación

Las construcciones de adobe en el primer piso y quincha en los niveles superiores son tradicionales y características de la historia del país. Lamentablemente, a pesar de los ensayos

de laboratorio y los trabajos realizados en estas edificaciones, como restauraciones y reforzamientos, no se ha investigado el efecto de la diferencia de rigideces entre ambos pisos sobre el comportamiento dinámico del sistema en conjunto. Con este trabajo se obtendrán resultados que permitan mejorar los procedimientos de restauración; puesto que, comúnmente se refuerzan todos los elementos y se busca rigidizar a la estructura con la seguridad que de esta manera se beneficia a todo el sistema estructural. Sin embargo, se realizan estas afirmaciones sin haber elaborado un adecuado análisis del efecto de rigidizar los niveles superiores de estos sistemas mixtos.

1.6. Antecedentes de la investigación

Se han realizado estudios y ensayos de laboratorio de albañilería de adobe y paneles de quincha; por lo que, se cuenta con información de estos sistemas por separado y se emplearán las propiedades mecánicas que brindan dichas investigaciones. Además, se ha realizado un ensayo de dos módulos de dos pisos con adobe en el primer nivel y quincha en el segundo en el laboratorio de estructuras de la PUCP que será el ensayo con el que se comparará los resultados obtenidos de los modelos simplificados (Silva et al, 2006).

1.7. Alcances y limitaciones

El presente trabajo se centra en analizar el efecto que genera la diferencia de rigidez que poseen ambos pisos y comparará los desplazamientos, las fuerzas internas y fuerzas basales que soportan los muros del primer piso. Independientemente del comportamiento que tiene el adobe y de su capacidad de disipar energía durante el sismo, este análisis busca comparar el comportamiento de módulos de adobe-quincha con distintas relaciones de rigideces al experimentar la misma sollicitación sísmica. Por otra parte, la modelación que se realizará será de una manera muy simplificada que no tomará en cuenta muchas propiedades de estos complejos materiales; puesto que, se emplearán operaciones y ecuaciones sin programas sofisticados que procesen los cálculos.

CAPÍTULO 2. SISTEMA TRADICIONAL ADOBE-QUINCHA

2.1. Introducción

Con el objetivo de realizar el modelo simplificado del sistema mixto adobe-quincha, se identificaron las características de la albañilería de adobe y los paneles de quincha por separado. Luego, se analizaron ambos sistemas en conjunto y la manera por la que se transmiten las cargas entre ellas.

En primer lugar, la albañilería de adobe se modeló como una estructura que debido al gran ancho de sus muros presentará un comportamiento rígido que puede soportar cargas altas antes de que falle el mortero entre las unidades de adobe. Dado que el adobe es un material complejo que se ve afectado por distintos factores como el tipo de tierra, el clima, la humedad, la edad del adobe, el método de elaboración y la colocación de las unidades, la curva de fuerza-deformación de este material es compleja de elaborar, por lo que en esta investigación no se ingresará al rango inelástico.

En segundo lugar, los paneles de quincha son un sistema estructural que combina varios materiales y presenta principalmente una armadura de madera que brinda la mayor rigidez y estabilidad a estos paneles. La madera presenta mucha flexibilidad y gran capacidad de deformación, por esta razón los muros de quincha se analizarán como elementos elásticos que se comportan adecuadamente frente a cargas dinámicas y los muros de adobe del primer nivel serán los primeros en fallar. Se consideró una adecuada unión en los nudos de la armadura durante todo el movimiento y se despreció la pérdida de tarrajeo y caña al deformarse en vista que la madera es el principal agente en aportar rigidez.

Por último, se analizó el sistema estructural mixto adobe-quincha y se identificaron los principales elementos que lo conforman. De esta manera se identifica la manera de transmitir las cargas de los niveles superiores hacia la base de los muros de adobe.

2.2. Adobe

De acuerdo al reglamento nacional de edificaciones de Perú E.080, el adobe es un bloque macizo de tierra sin cocer, el cual puede contener paja u otro material que mejore su estabilidad frente a agentes externos, este bloque al añadirsele asfalto, cemento o cal se le conoce como “adobe estabilizado” (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción [SENCICO], 2006b). La norma recomienda la siguiente gradación: del 10% al 20% de arcilla, del 15% al 25% de limo, y de 55% a 70% de arena, dado que la resistencia del adobe depende de la composición del suelo con el que fue elaborado (Gutiérrez & Manco, 2006).

El comportamiento mecánico de los muros de adobe no es adecuado para soportar cargas dinámicas. Este material carece de capacidad de deformación en el rango elástico, posee baja resistencia en tracción y la adherencia entre el bloque de adobe y el mortero es limitada; por lo que, la falla de los muros de adobe es frágil y usualmente se da debido a fuerzas sísmicas horizontales (Gutiérrez & Manco, 2006).

2.2.1. Mampostería de adobe

La albañilería de adobe se construye con adobes asentados con mortero de barro. Está formado básicamente por el aparejado de unidades de tierra cruda secadas al sol (adobes) aglutinados con barro, que hace las veces de mortero de pega (Figura 2.1). Las unidades básicas de este mampuesto son fabricadas y/o moldeadas en diversos formatos y con variadas composiciones granulométricas (Rivera, 2012). La estructura de las edificaciones con muros de adobe es la típica estructura tipo cajón, la cual está conformada por cuatro paredes, conectadas entre sí en forma perpendicular. De esta manera, se constituye en un conjunto cerrado rectangular, en la época de la colonia este tipo de estructuras era típico de casonas que se usaban para viviendas.

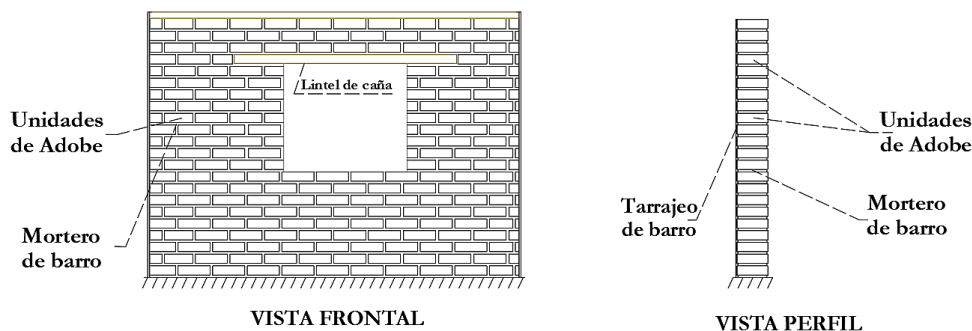


Figura 2.1. Estructura típica de la Mampostería de Adobe (Frontal y Perfil)

Las construcciones de adobe son altamente vulnerables a los movimientos sísmicos debido a su poca resistencia a la tracción, al elevado peso de la estructura y a su comportamiento frágil en el rango inelástico. Las fallas en estructuras de adobe ocasionadas por sismos se dividen de acuerdo al tipo de fuerza que los produjo: fuerzas perpendiculares al plano del muro y fuerzas cortantes en el plano del muro.

Dentro del primer grupo de fallas, se encuentran las grietas verticales generadas por fuerzas de tracción. Comúnmente suelen ocurrir cuando un muro se apoya sobre otro como en las esquinas o en los encuentros de muros en forma de “T” (Figura 2.2). El movimiento fuera del plano de muros ortogonales entre sí genera una concentración de esfuerzos de tracción en las esquinas ocasionando una grieta vertical que se propaga hacia abajo y eventualmente separa los muros entre sí. Luego ocurre el volteo del muro debido a la ausencia de arriostres fuera del plano (Bossio, 2010).

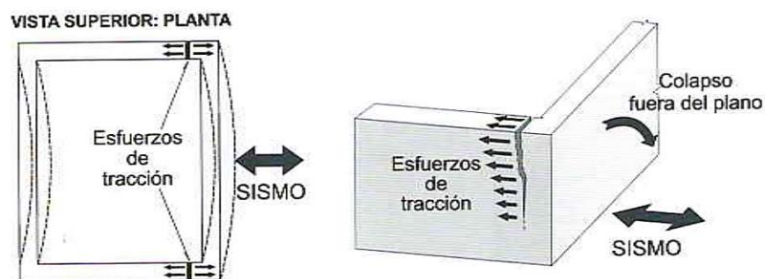


Figura 2.2. Grietas verticales en esquina
(Tomado de PNUD, 2008)

Asimismo, estas fuerzas perpendiculares al plano generan esfuerzos de flexión sobre los muros de arriostre que si se acumulan producen grietas en el centro de estos muros. Generalmente, esto ocurre cuando los muros de arriostre se encuentran muy separados y el

muro trabaja como una losa arriostrada en tres de sus bordes, con el borde superior libre (Figura 2.3). Ocurre cuando el muro es apoyado en elementos de arriostre verticales y trabaja como una losa apoyada. Al igual que la grieta vertical en esquina, la grieta vertical en el centro del muro se origina en la parte superior del muro donde existe una mayor deformación y se propaga hacia abajo (Bossio, 2010).

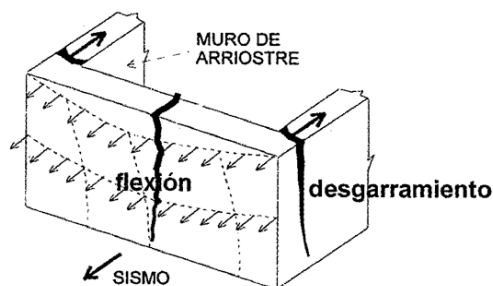


Figura 2.3. Grietas verticales debidas a fuerzas fuera del plano
(Tomado de San Bartolomé et al, 2011)

En el segundo grupo se encuentran las grietas diagonales por fuerza cortante en el plano del muro. Estas ocurren cuando las perpendiculares al plano han sido controladas debido a que los muros son gruesos o por un elemento de amarre al nivel superior de los muros. Suele aparecer cuando el muro es de corte y soporta cargas laterales (sismos). Las grietas diagonales se producen a lo largo del muro en una dirección o en las dos direcciones en forma de “X” entre el mortero de barro y el adobe por la poca adherencia entre estos dos elementos (Figura 2.4). Cuando los muros tienen vanos, la grieta diagonal se genera en las esquinas de estas aberturas por la concentración de esfuerzos en estas zonas y la incompatibilidad de propiedades mecánicas entre el adobe y el material de los dinteles (Bossio, 2010).

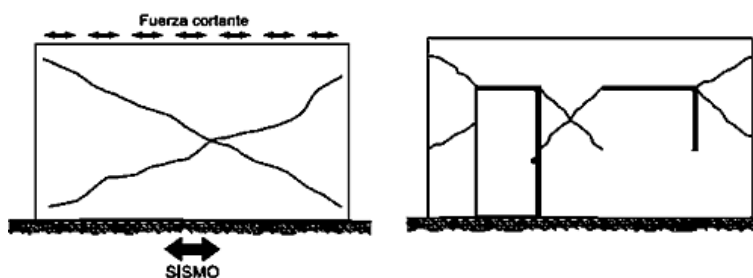


Figura 2.4. Grietas diagonales debidas a fuerzas en el plano del muro
(Tomado de PNUD, 2008)

2.2.2. Resultados de ensayos realizados con adobe

Se han realizado investigaciones de laboratorio del comportamiento del adobe y del mortero como materiales por separado y como un material en conjunto.

2.2.2.1. Ensayos de compresión uniaxial del adobe y mortero

Las investigaciones elaboradas en distintos países han aportado valores de propiedades mecánicas de las unidades de adobe que forman parte de construcciones tradicionales. En la Tabla 2.1 se muestran valores de propiedades mecánicas del adobe como la resistencia a compresión “ σ_c ”, el módulo de elasticidad “E”, la resistencia a tracción “ f_t ” y la energía de fractura “G” con las esbelteces “ λ ” de cada uno de los especímenes.

Como se observa en la Tabla 2.1, los resultados varían entre ellos, dado que las propiedades mecánicas dependen de muchos factores externos, pero principalmente del suelo con el que ha sido elaborado. Por ende, no son comparables los resultados obtenidos en lugares fuera de la zona de estudio y solo se emplearán los resultados del adobe en Perú.

Tabla 2.1-Propiedades mecánicas a compresión del adobe contemporáneo

Fuente	Ubicación	λ	σ_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)	G (N/m)
Blondet, M. et al. (1978)	Perú	1	1.44			
Vargas, J. et al (1986)	Perú	1	1.85-3.72			
Binici et al. (2005)	Turquía	1 ^F	2.0			
Bouhicha et al. (2005)	Algeria	0.56	4.1-5.1	1.0-2.5*		
Fratini et al. (2011)	Italia	1	0.72-2.44		90-287 ^G	
Illampas, R. et al. (2014)	Chipre	1 ^F	0.76-1.41		11-92 ^G	
		0.5 ^F	0.45-3.31			
		1 ^F	0.6-1.75			
Lenci et al (2009)	Italia	1 ^F	1.57	0.75*	148 ^G	
		2.33 ^F	1.7	0.75*	130 ^G	
Liberatore et al. (2006)	Italia	0.94	0.29-1.56	0.17-0.40*		
Meli, R. et al. (1980)	México	NR	1.00	0.10*		
Parisi, F. et al. (2015)	Italia	1 ^F	1.08	0.56*	145 ^G	3360 ^C
Piattoni, Q. et al. (2011)	Italia	0.42	5.15		94 ^G	
		0.87	2.88		211 ^G	
Vega, P. et al.(2011)	España	0.83 ^F	3.99-3.69	0.54-0.82*		
Yetgin, S. et al.(2008)	Alemania	1	2.10-3.75	0.38-0.75**		

^F Adobe con fibras; * módulo de ruptura; **resistencia a compresión diametral; ^G considerando deformaciones globales; ^C energía de fractura a compresión; valores únicos indican valor promedio; dupla de valores indican valores límites; NR; no reportado

(Adaptado de Montesino, 2016)

En el proyecto Huaca de la Luna, se analizaron 21 muestras de adobe preparadas para el ensayo de carga axial (Montesino, 2016) y se obtuvieron los resultados de la Tabla 2.2

Tabla 2.2. Resumen de propiedades mecánicas del Proyecto Huaca de la Luna

	σ_c (MPa)	$\varepsilon_{c \text{ global}}$ (mm/m)	w_{cr} (mm)	E_{global} (MPa)	G_c (N/mm)
Promedio	1.16	12.40	0.30	147	0.137
Desviación estándar	0.25	2.76	0.27	40	0.117
Coefficiente de	21%	22%	91%	27%	85%
Máximo	1.58	16.46	0.95	238	0.406
Mínimo	0.74	7.91	0.09	83	0.029

(Adaptado de Montesino, 2016)

De estos ensayos se identificaron tres tipos de comportamiento: degradación gradual de la resistencia, degradación súbita y degradación catastrófica. Cada una de estas curvas de Esfuerzo relativo vs Deformación unitaria relativa se muestra en la Figura 2.5. Se observa que con las deformaciones globales no se llegaron a dar fallas catastróficas y que en estos casos el mortero y el adobe se comportan de una manera muy similar hasta que llegan a su esfuerzo máximo. En el caso de las curvas locales si se observaron degradaciones catastróficas del mortero y del adobe.

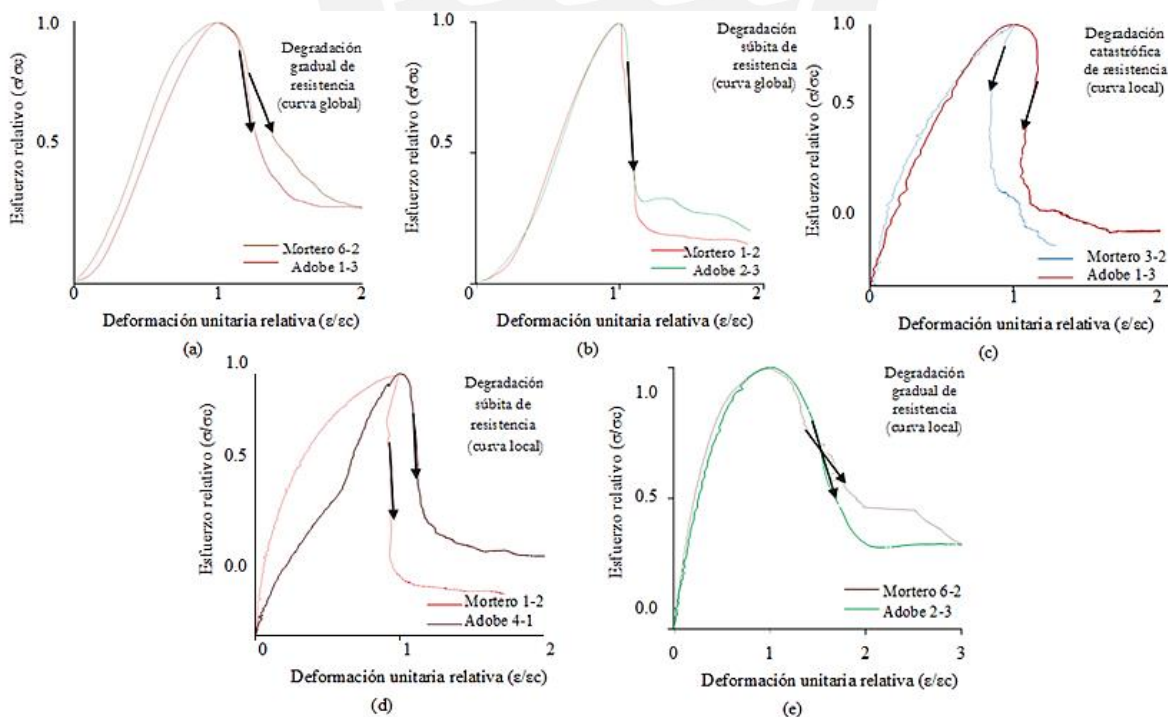


Figura 2.5. Degradación de la resistencia a compresión del Adobe

(a) y (b) degradación gradual y súbita observadas en curvas con deformaciones globales
 (c), (d) y (e) degradación catastrófica, súbita y gradual observada en curvas con deformaciones locales
 (Tomado de Montesino, 2016)

2.2.2.2. Ensayos de compresión de la mampostería de adobe

Asimismo, se han realizado investigaciones alrededor del mundo sobre la mampostería de adobe para analizar al adobe y al mortero como sistema en conjunto. En la Tabla 2.3 se muestra una recopilación de resultados de laboratorio obtenidos por distintas investigaciones de la mampostería de adobe, y los resultados obtenidos de ensayar muestras provenientes del Proyecto Huaca de la Luna (Montesino, 2016).

Tabla 2.3. Propiedades mecánicas a compresión de la mampostería de Adobe

Fuente	Ubicación	σ_c adobe (MPa)	σ_c mortero (MPa)	σ_c mampostería (MPa)	E mampostería (MPa)
Contemporáneo					
Blondet, M. et al. (1978)	Perú	1.44	-	0.83	100
Otazzi, G. et al (1989)	Perú	2.4	3.49	1.64	181
Vargas, J. y Otazzi, G.	Perú	1.5	-	0.8-1.2	60-374
San Bartolomé, A. et al. (2009)	Perú	1.8	-	0.9	-
Yamin, L. et al (2007)	Colombia	2.84	-	1.1	98
Meli, R. et al. (1980)	México	1.0	-	1.0	250
Ruiz, y Vidal	México	2.52	3.29	0.21	-
Miccoli, L. et al. (2015)	Alemania	5.21	5.21	2.7-3.8	587-1071
Histórico					
Quagliarini, et al.	Italia	-	-	0.77-1.2	26-40
Varum, et al.	Portugal	0.77-1.72	1.42	0.86-1.33	-
Eslami, et al.	Irán	6	4.4	1-1.32	145-280
Almeida	Portugal	0.8-1.65	2.43-3.04	1.24-1.83	206
Varum, et al.	Portugal	0.56	-	0.33	664

(Adaptado de Montesino., 2016)

De acuerdo a los resultados de estas investigaciones, la resistencia a compresión de la mampostería de adobe contemporáneo se encuentra de 0.21 MPa a 3.8 MPa y la mampostería histórica de 0.33 MPa a 1.83 MPa. Además, se observa que los valores de módulo de elasticidad de la mampostería contemporánea están en un rango de 60 MPa a 1071 MPa y los de la mampostería histórica oscilan de 2.06 MPa a 664 MPa. Según estos valores la mampostería contemporánea presenta mejor resistencia y capacidad de deformación que la histórica, dado que el adobe de la mampostería histórica ha sufrido la degradación de distintos agentes durante toda su vida útil (Montesino, 2016).

El trabajo de investigación de la Huaca de la Luna elaboró tres prismas con cinco unidades de adobe en cada una, de modo que simulaban las características del material in situ. En estos ensayos se obtuvieron las propiedades mecánicas de la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Propiedades mecánicas de los prismas del Proyecto Huaca de la Luna

Prisma	σ_{\max} (MPa)	ϵ_{\max} (x10 ⁻³ mm/mm)	E (MPa)
01	0.31	3.85	84
02	0.35	3.03	102
03	0.41	3.47	136
Promedio	0.36	3.45	107
Desviación estándar	0.05	0.41	29.96
Coefficiente de variación	15%	12%	28%

(Adaptado de Montesino, 2016)

Finalmente, de los ensayos en adobe, mortero y la mampostería se obtuvo las curvas esfuerzo deformación de la Figura 2.6. Se puede observar que poseen resistencias muy cercanas pero la capacidad de deformación es claramente distinta. El mortero es el material más dúctil mientras que el adobe presenta un comportamiento muy frágil. La mampostería por su parte tiene un comportamiento menos frágil que el adobe solo; sin embargo, aún es un material que posee muy poca capacidad de deformación.

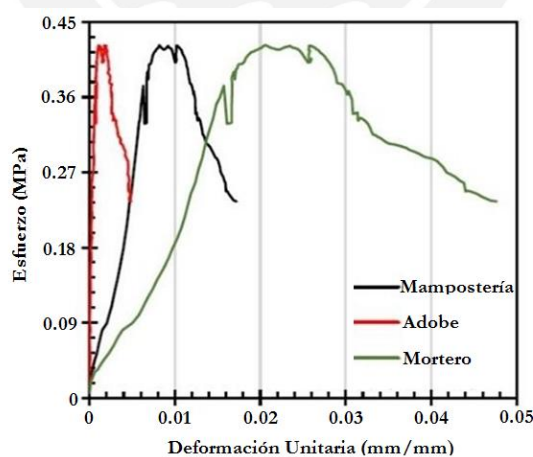


Figura 2.6. Gráfico esfuerzo deformación de la mampostería y sus componentes (adobe, mortero) (Tomado de Montesino, 2016)

2.3. Quincha

En la época prehispánica, la quincha fue desarrollada fundamentalmente en la costa peruana por el clima adecuado y la abundancia de los materiales necesarios para su construcción (madera, caña y barro). Las construcciones con quincha eran simples y elementales por lo que eran utilizadas en las viviendas y en las construcciones de menos importancia; puesto que, los centros ceremoniales eran elaborados principalmente con adobe o tapial. Este material obtuvo una mayor importancia en la época virreinal; dado que, se limitaron a emplear adobe únicamente en el primer nivel y quincha en los niveles superiores.

La quincha es un sistema constructivo que emplea, fundamentalmente, madera y caña o carrizo formando un entramado, con un acabado de barro o capa de yeso, empleándose en muros y cubiertas. Las estructuras de quincha son usadas principalmente como segundo nivel, debido a que son muy ligeras. La quincha está compuesta por distintos materiales, por lo que es necesario tener en cuenta las propiedades de cada elemento que lo conforma. Los principales componentes son la madera que se utiliza como armadura y consiste en un marco de madera asegurado con travesaños o postes de madera usualmente separados de 0.80 m a 1.20 m con una altura que varía de los 2.80 m a 3.20 m asegurados con maderas horizontales que comúnmente son de pino por ser una de las maderas con mayor resistencia; y el entramado de caña generalmente de carrizo, entero o partido por la mitad que dan a los paneles de quincha flexibilidad (Gutiérrez & Manco, 2006; Cárdenas, 2008).

Lamentablemente, la construcción de muros de quincha se encuentra muy poco difundida y no ha sido tan estudiada como la albañilería de adobe. Por lo que, nuestro país actualmente no cuenta con una norma técnica de quincha como sistema de construcción en conjunto y las propiedades mecánicas se obtienen a partir de resultados de ensayos de laboratorio, trabajos de investigación, o empleando la norma técnica de madera (SENCICO, 2006a) al simplificar e idealizar la estructura de quincha como un pórtico de madera.

2.3.1. Muros de quincha

Los elementos horizontales de la armadura interna de madera son las vigas soleras de madera y las cañas horizontales, mientras que los elementos inclinados se denominan tornapuntas (Figura 2.7). Las vigas soleras en la parte inferior conforman la base del muro y las vigas de la parte superior sirven de apoyo al techo de madera; estas soleras inferiores se unen a las tornapuntas y en conjunto arriostran a los paneles. Luego de colocar el entramado de caña, se revisten los muros con una mezcla de barro y paja o barro con cal y arena (Gutiérrez & Manco, 2006). La quincha es apropiada como material sismorresistente pues cuenta con una gran capacidad de deformación a diferencia del adobe, por lo que es capaz de absorber las vibraciones suscitadas por los movimientos sísmicos y evitar que dichas vibraciones se propaguen a toda la estructura.

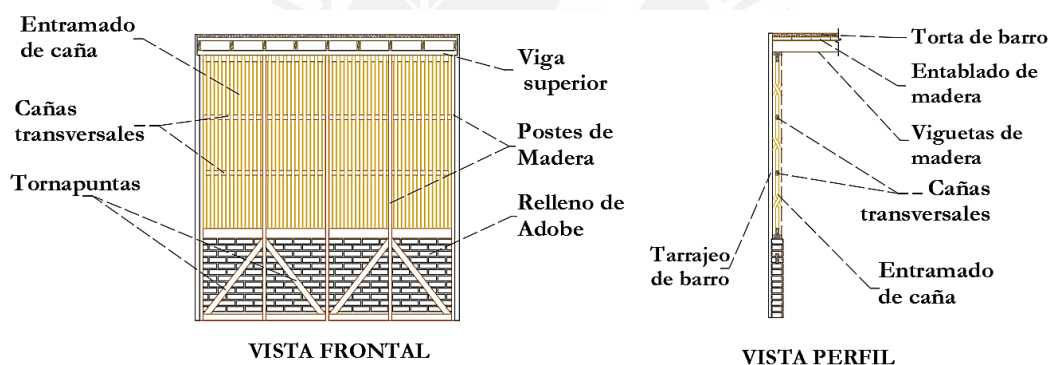


Figura 2.7. Estructura típica de los muros de Quincha (Frontal y Perfil)

2.3.2. Resultados de ensayos realizados con paneles de quincha

El Laboratorio de Estructuras de la PUCP elaboró doce ensayos con muros de quincha a escala natural y se les aplicó cargas laterales cíclicas en 4 fases con 3 ciclos cada fase. Los especímenes reproducen dos tipologías distintas de paneles de quincha del Centro Histórico de Lima: muros de quincha con citara y muros de quincha con diagonal. Durante los ensayos, cada uno de los especímenes recibió una carga lateral y una carga vertical que simulaba la carga del techo sobre los muros de quincha (Figura 2.8). A partir de estos ensayos se obtuvieron valores numéricos relacionados a la rigidez lateral, el máximo esfuerzo cortante y la disipación de la energía (Torrealva. & Vicente, s.f.).

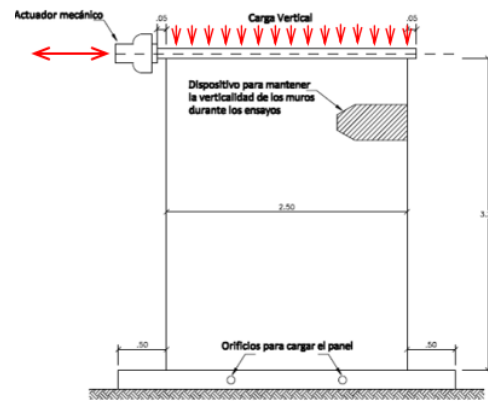


Figura 2.8. Disposición del muro y el actuador mecánico del laboratorio
(Tomado de Rossi & Sáenz, 2016)

2.3.2.1. Ensayo de muros de quincha con citara

Los muros de quincha con citara son sistemas compuestos por los materiales típicos de la quincha, pero que cuentan con la particularidad de poseer en la parte inferior tornapuntas inclinadas que son rellenas con unidades de adobe. Este sistema de tornapuntas de madera con adobe es conocido como citara y se puede apreciar en la Figura 2.9. Estos elementos fueron ampliamente utilizados en los segundos pisos de las casas de adobe de la época virreinal y en algunas viviendas de dos pisos en el norte del país. Asimismo, estos muros se caracterizaban por ser muy altos con espesores pequeños y muy ligeros.

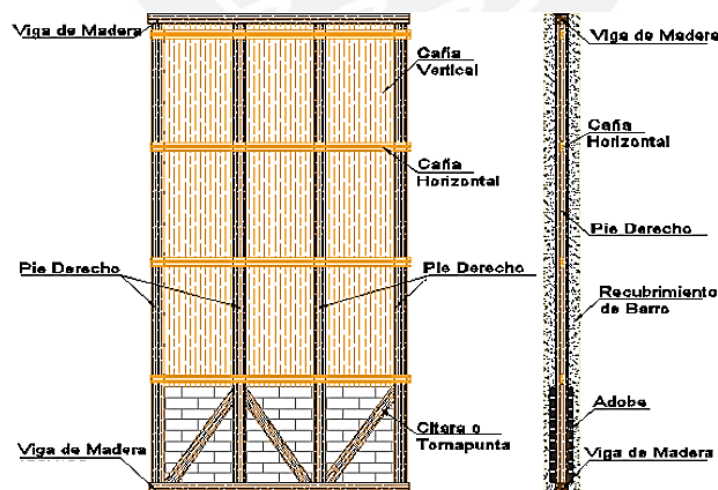


Figura 2.9. Estructura típica de un muro de quincha con citara
(Tomado de Chácara, 2013)

Se ensayaron dos especímenes con citara sin carga vertical (MA1 y MA2), dos con 4 Ton de carga vertical (MA3 Y MA4) y dos con 8 Ton de carga vertical (MA5 Y MA6) que corresponden respectivamente a las cargas que soportan un muro perimetral y un muro interior

típicos del segundo piso del Hotel Comercio (Torrealva & Vicente, s.f.). Todos los muros ensayados fueron de 4.00m x 2.50m con 0.10m de espesor; puesto que estas eran las dimensiones típicas de los paneles de quincha de las construcciones tradicionales.

2.3.2.2. Ensayo de muros de quincha con diagonal

Por otro lado, los muros de quincha con diagonal carecen de tornapuntas y unidades de adobe en la parte inferior; por lo contrario, posee una gran diagonal de madera que cruza toda la altura del muro, como se aprecia en la Figura 2.10. Este sistema de armado de la quincha es más moderno que los muros con citara y se utilizaron para alturas de entrepiso más bajas. Estos elementos se pueden encontrar en construcciones de más de dos niveles o en edificaciones más modernas. Actualmente, este es el tipo de muro más empleado e incluso se elaboran prefabricados de quincha con diagonal (Rosales et al, s.f.). Todos los muros ensayados en la PUCP fueron de 3.20m x 2.50m con un espesor de 0.8m y se empleó el sistema de conexión caja espiga en sus uniones para la armadura pueda considerarse como un elemento rotulado en su base (Rossi & Sáenz, 2016).

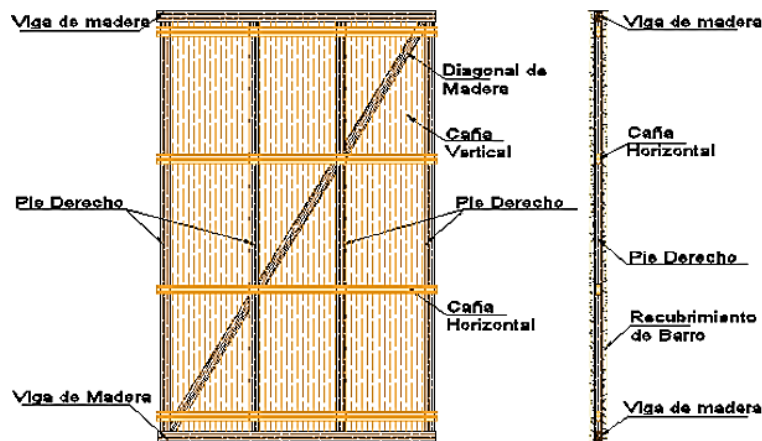


Figura 2.10. Estructura típica de un muro de quincha con diagonal (Tomado de Chácara, 2013)

Se ensayaron dos especímenes con diagonal sin carga vertical (MB1 Y MB2) dos con 1.6 Ton de carga vertical (MB3 Y MB4) y dos con 3.2 Ton de carga vertical (MB5 Y MB6) que corresponden respectivamente a las cargas de techo que soportan un muro perimetral y un muro interior típicos del tercer piso del Hotel Comercio (Torrealva & Vicente, s.f.).

2.3.2.3. Comparación de resultados de ambos ensayos

A partir de los ensayos realizados a estos dos tipos de muro de quincha, se obtuvo el gráfico Fuerza lateral vs Distorsión angular que muestra los máximos valores de distorsión (Figura 2.11). Para los muros con citara fueron el MA5 y MA6; mientras que, para los muros con diagonal fueron el MB5 y MB6. En este gráfico se observa que los muros con diagonal son más rígidos en las primeras fases; sin embargo, a medida que aumenta la carga de las fases, el muro con diagonal comienza a perder resistencia hasta comportarse como un muro de quincha con citara. Esto se debe a que la diagonal comienza a presentar daños importantes en sus uniones luego del segundo ciclo de la segunda fase, por lo que no permite una adecuada transmisión de fuerzas internas. En cambio, los muros con citara desarrollan su capacidad conforme transcurren las fases del ensayo.

Las curvas de capacidad de los muros con diagonal presentan una pendiente negativa que la diagonal falla; sin embargo, las curvas de los muros con citara presentan una pendiente positiva durante todo el ensayo y describen un comportamiento notablemente lineal con un único cambio de pendiente (Rossi, & Sáenz, 2016).

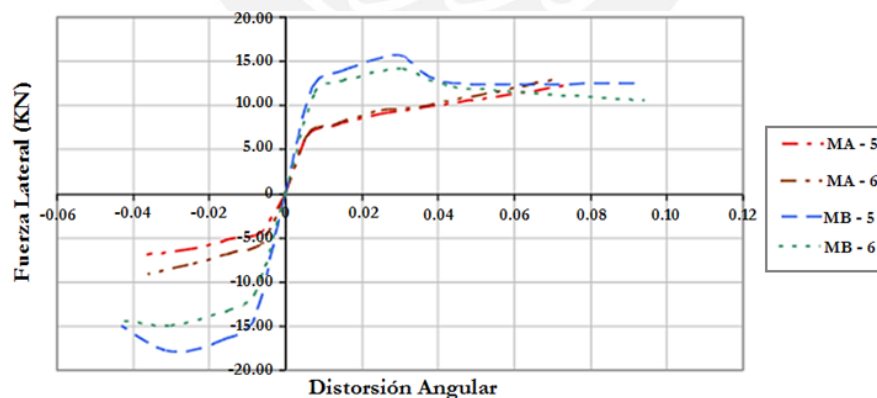


Figura 2.11. Desempeño comparativo entre muros de quincha con diagonal y con citara (Tomado de Rossi & Sáenz, 2016)

Se puede observar que ambos muros presentan la misma capacidad de carga para una distorsión angular aproximada de 0.06 y que durante estos ensayos se obtuvieron los valores de distorsión angular de 0.094 y 0.075 (Tabla 2.5). De acuerdo a la norma nacional de edificaciones E.030, la madera cuenta con un límite de desplazamiento lateral de entrepiso o

distorsión angular de 0.010 (SENCICO, 2016); mientras que, el ensayo muestra un comportamiento lineal cerca al límite de 0.010 y en la Tabla 2.5 se muestran valores que son por lo menos 7 veces mayores a la estipulada para edificaciones de madera. Cabe señalar que estos valores se obtuvieron sin que la estructura colapse, por lo que los muros de quincha aun cuentan con capacidad de deformación.

Tabla 2.5. Valores de distorsión angular de los muros de Quincha

Muro	Distorsión Angular
Con diagonal	0.094
Con citara	0.075

(Adaptado de Rossi & Sáenz, 2016)

Los muros de quincha con diagonal presentan un sistema de conexión caja y espiga en sus conexiones que permite que los muros giren e influye directamente en su distorsión angular; por esta razón, estos muros pueden idealizarse como elementos rotulados en su base. Por el contrario, los muros de quincha con citara presentan tornapuntas y bloques de adobe que restringen el giro a diferencia de los muros con diagonal; por lo que, no pueden ser idealizados como elementos rotulados en su base.

Asimismo, se obtuvieron propiedades mecánicas que muestra una clara diferencia de rigideces entre estos dos muros (Tabla 2.6). Los muros de quincha con diagonal presentan mayores valores de Rigidez y Módulo de elasticidad comparados a los muros con citara; debido a que, la diagonal es el principal elemento en otorgar resistencia y rigidez al muro. Luego de la falla de la diagonal, únicamente los postes del muro y el relleno de caña con barro son los encargados de brindar la resistencia, de este modo se comportan de manera similar los muros de quincha con diagonal y los muros de quincha con citara (Rossi & Sáenz, 2016).

Tabla 2.6. Valores de Rigidez y Módulo de Elasticidad de los muros de Quincha

Muro	Rigidez (N/m/m)	$E_{\text{compresión}}$ (MPa)	$E_{\text{flexión}}$ (MPa)
Con diagonal en tracción	13.7	8400	0.6
Con diagonal en compresión	14.4	-	-
Con citara	6.57	4970	0.3

(Adaptado de Rossi & Sáenz, 2016)

2.4. Adobe y quincha

Las construcciones republicanas representan una mezcla de dos tipologías: el adobe y la quincha. La mayoría de construcciones con este sistema estructural mixto adobe-quincha cuentan con más de 100 años de antigüedad y se encuentran ubicadas en las zonas urbanas costeñas del Perú (Gutiérrez & Manco, 2006).

A lo largo de los años, las estructuras con adobe de varios niveles han mostrado un comportamiento pobre durante los terremotos debido al gran peso de las paredes. Una alternativa para disminuir el daño que sufrían los muros de adobe del primer nivel fue el empleo de un segundo piso ligero. Tal como señala la norma E.080 que limita a las edificaciones de adobe a solo contar con un piso de adobe en zonas sísmicas como Lima; sin embargo, permite tener estructuras livianas en el segundo nivel como muros de quincha (SENCICO, 2006b). Este requisito general está basado en la experiencia, puesto que, se ha presenciado que edificaciones de adobe (1er piso) y quincha (2do o 3er piso) han soportado diferentes movimientos sísmicos durante su vida útil. Sin embargo, el principal problema se convirtió en la conexión y la continuidad entre la primera historia de adobe y la segunda historia hecha de un material ligero (Figura 2.12).



Figura 2.12. Construcciones de adobe y quincha del centro de Lima
(Tomado de Gutiérrez & Manco, 2006; PNUD, 2008)

En la actualidad, el sistema de adobe-quincha puede considerarse como una alternativa para viviendas de bajo costo en ciudades y zonas rurales del Perú. En estas zonas las edificaciones son generalmente estructuras de un nivel con mampostería de adobe y debido a la creciente necesidad de vivienda se ha generado la necesidad de viviendas con más de un

nivel. La adición de quincha a estas estructuras existentes o la construcción de nuevas viviendas con este sistema mixto son soluciones viables para las necesidades de estas regiones donde el adobe es a menudo el único material considerado.

2.4.1. Elementos típicos del sistema mixto adobe-quincha

En estas construcciones tradicionales con el sistema adobe-quincha que cuentan con dos o más niveles, el primer piso presenta muros de adobe con un gran espesor; mientras que, en los pisos superiores se encuentran muros de quincha con menor espesor que son livianos y menos rígidos (Figura 2.13). Este sistema presenta principalmente cuatro componentes estructurales: techo, muro de quincha, entrepiso y los muros de adobe (Figura 2.14).

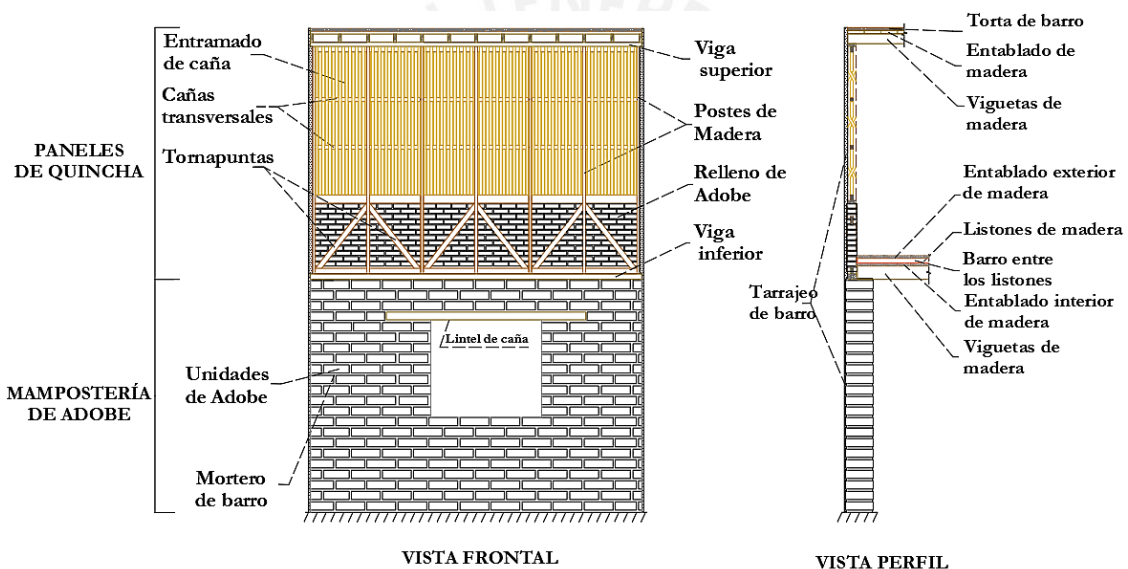


Figura 2.13. Estructura típica del Sistema Adobe-Quincha (Frontal y Perfil)

Todo el sistema se encuentra simplemente apoyado y transfiere todas sus cargas hacia los muros de adobe que finalmente deben soportar todas las solicitaciones. Los muros de adobe y quincha se encargan de distribuir las cargas de gravedad hasta los cimientos; así mismo, estos elementos son los que toman las fuerzas laterales de sismo de ambas direcciones. El techo es liviano puesto que la carga viva que soporta es pequeña, sin embargo, el entrepiso tiene una composición más compleja pues soporta la carga viva del segundo piso.

El techo está compuesto por una torta de barro en la parte superior expuesta al ambiente y que esta soportada por un entablado que se colocan de manera continua. El entablado, por

último, está apoyado sobre viguetas de madera que transmitirán las fuerzas a los muros de quincha, como se ilustra en la Figura 2.15. Todos los elementos de madera son clavados, por lo que se les considera simplemente apoyados.

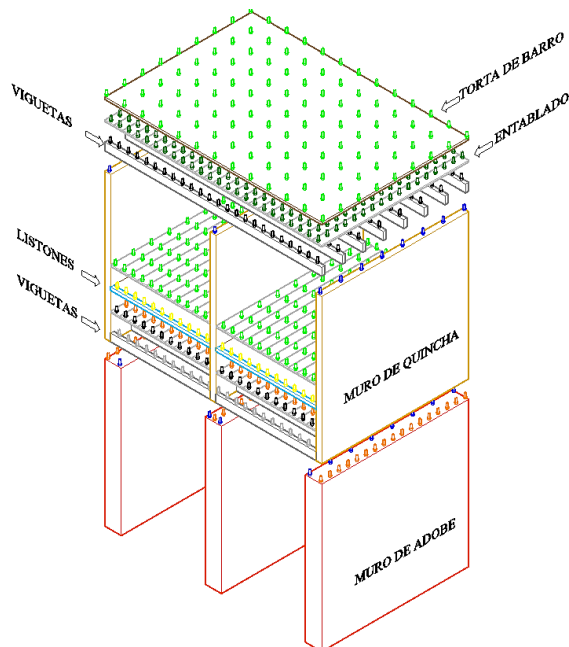


Figura 2.14. Componentes estructurales del Sistema Adobe-Quincha

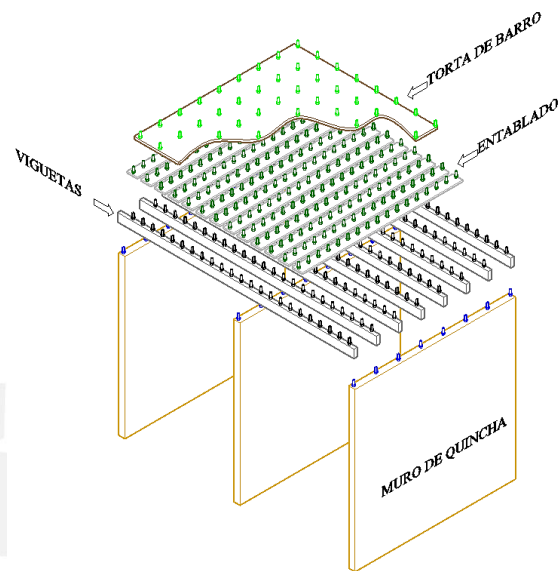


Figura 2.15. Transmisión de cargas del techo a los muros de quincha

El entrepiso está compuesto por un entablado exterior expuesto al ambiente y que se apoya sobre unos listones de madera que se distribuyen con la misma separación de las viguetas. En los espacios vacíos entre listones, se colocan capas de barro que sirven como aislante térmico y acústico. Los listones se colocan sobre un entablado interno que soporta las cargas transmitidas por los listones y el peso del barro aislante. Finalmente, este entablado interior se apoya sobre viguetas de madera que transmitirán las fuerzas a los muros de adobe (Figura 2.16). Todos los elementos de madera son clavados, por lo que se les considera simplemente apoyados.

El muro de adobe soporta las cargas totales de las viguetas del entrepiso y las fuerzas de los niveles superiores que son transmitidas por los muros de quincha. Como se muestra en la Figura 2.17, estos elementos se encuentran apoyados directamente sobre el muro y las

viguetas se ubican al lado de los muros de quincha. Finalmente, los muros de adobe transmiten la carga de toda la edificación a su cimentación de piedra.

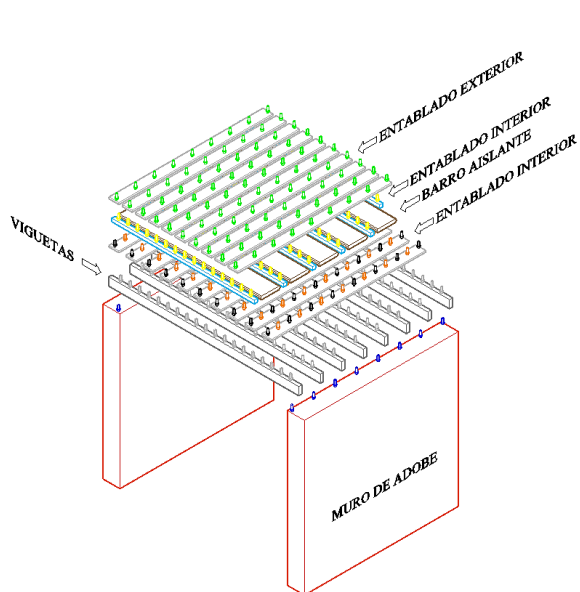


Figura 2.16. Transmisión de cargas del entrepiso al muro de adobe

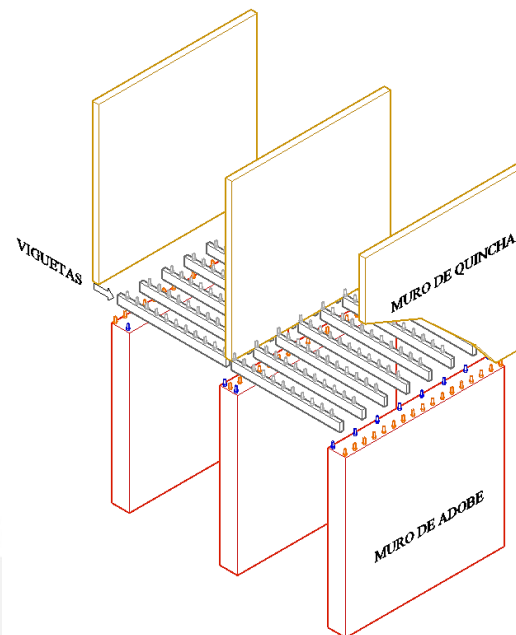


Figura 2.17. Transmisión de cargas del entrepiso y del muro de quincha al muro de adobe

2.4.2. Zona de transición del sistema mixto adobe-quincha

El sistema mixto adobe-quincha combina dos tipologías completamente distintas que tienen respuestas estructurales diferentes; por lo tanto, la zona de conexión entre el adobe y la quincha debe dar la continuidad necesaria para transmitir adecuadamente las cargas de un nivel a otro sin que esta zona colapse. En la zona de unión entre los muros de adobe y los paneles de quincha con citara, se genera una zona de transición (Figura 2.18). La zona de la citara de los muros de quincha está conformada por unidades de adobe o ladrillos y tornapuntas de madera; por lo que, cuenta con características mixtas pues no es tan rígida ni pesada como la albañilería de adobe ni tampoco llega a ser tan flexible y ligera como los paneles de quincha. De esta manera se genera un nexo estructural entre ambos sistemas y una secuencia de rigidez y densidad entre ambos niveles (Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda [ININVI], citado en Gutiérrez & Manco, 2006).

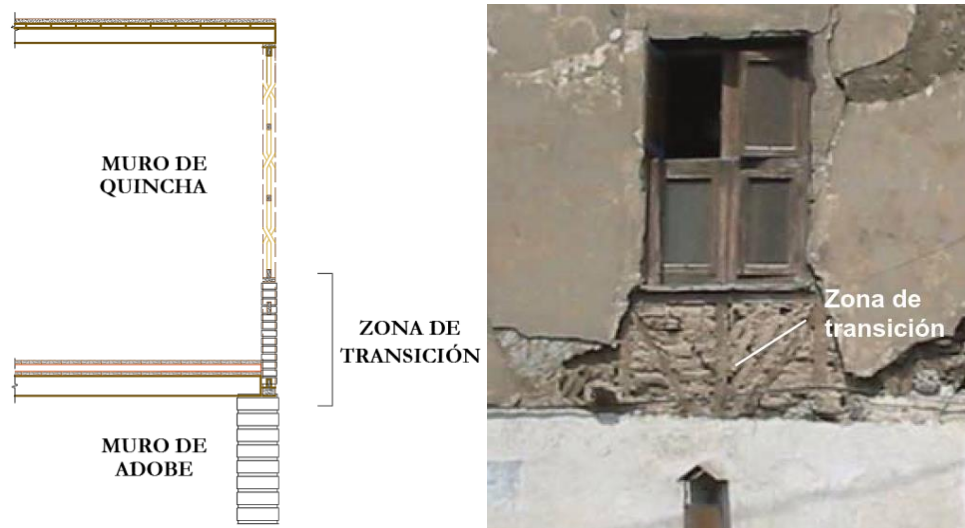


Figura 2.18. Zona de transición del sistema mixto Adobe-Quincha
(Adaptado de Gutiérrez & Manco, 2006)

Asimismo, la viga solera de esta zona de transición cumple la función de arrostramiento y confinamiento de los muros de adobe, de modo que el comportamiento de estos muros es similar a la mampostería confinada que presenta un mejor desempeño estructural (ININVI, citado en Gutiérrez & Manco, 2006). Con este arrostramiento, se controlan las fallas por fuerzas perpendiculares al plano de los muros de adobe y de esta manera el colapso de dichos muros.

Las viviendas republicanas no presentaron mayores refuerzos internos o externos; dado que, los muros de adobe del primer nivel contaban con grandes anchos que daban gran estabilidad y los muros de quincha de los niveles superiores eran livianos y flexibles. Por lo que, la albañilería de adobe no soportaba demasiada carga de los niveles superiores y permitía un mejor comportamiento ante los efectos sísmicos (Gutiérrez & Manco, 2006).

CAPÍTULO 3. MODELO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD

3.1. Introducción

Se elaboró un modelo sencillo a fin de simplificar la complejidad de la estructura compuesta por adobe y quincha; dado que, ambos materiales presentan comportamientos inelásticos y complejos de modelar. Sin embargo, de acuerdo a los datos recopilados los muros con quincha y especialmente los muros con citara describen una curva “Fuerza vs Desplazamiento” con tendencia a linealidad (Torrealva & Vicente, s.f.; Rossi & Sáenz, 2016); por lo tanto, será considerado como un elemento homogéneo, elástico y lineal. Para el caso del adobe, se asumirá que es un material muy frágil y rígido que tendrá un comportamiento lineal hasta una resistencia máxima, si se supera este esfuerzo se asumirá colapso con degradación catastrófica (Montesino, 2016).

El modelo ha sido elaborado con un comportamiento lineal que cuenta con un esfuerzo límite máximo de falla. Se simplificó al máximo este modelo con el objetivo de emplear las fórmulas aplicables a estructuras de pocos grados de libertad. Estos grados de libertad son los movimientos independientes entre ellos y representativos de la construcción que se encuentran ubicados generalmente en la masa concentrada de los pisos. Primero, se analizaron los muros como elementos simples de un grado de libertad. Luego, se analizó un módulo de dos pisos con adobe en el inferior y quincha en el superior de modo que se modele como una estructura de dos grados de libertad.

El análisis dinámico del módulo de dos grados de libertad se realizó por medio de dos métodos: el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia. Ambos métodos son explicados y desarrollados, a fin de conocer el proceso por el cual se obtienen sus resultados que luego serán comparados.

3.2. Sistema de un grado de libertad

El comportamiento de sistemas de un grado de libertad “1gdl” bajo diversas excitaciones está relacionado con la rigidez, la disipación de energía y la inercia del sistema. Estos factores son proporcionales a las magnitudes del desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente. Una forma usada para representar sistemas de 1gdl en el modelaje de edificaciones es con un péndulo invertido que consta de una masa puntual concentrada en la parte superior que simula a la gran masa que poseen las losas en las edificaciones y un elemento vertical que soporta a la masa puntual, como se muestra en la Figura 3.1. Además, representa que la rigidez y el amortiguamiento del sistema dependerán directamente de las propiedades mecánicas que posean los elementos verticales.

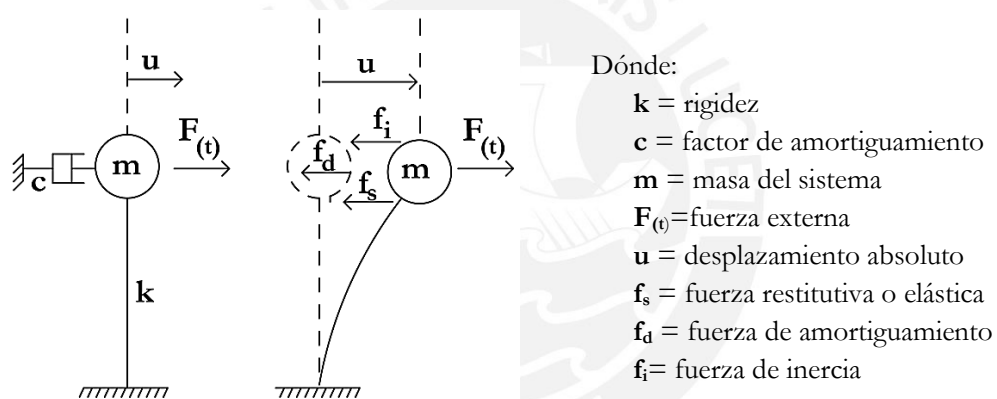


Figura 3.1. Sistema de un grado de libertad como Péndulo Invertido

Por otro lado, las cargas sísmicas no son directamente cargas aplicadas a la estructura como se grafica en la Figura 3.1, sino por lo contrario el movimiento del suelo genera desplazamientos a la estructura que a su vez generan fuerzas internas. Este modelo de un grado de libertad afectado por un sismo se representa de manera simplificada como un oscilador (Figura 3.2). Se muestra una masa “m” que puede desplazarse una distancia “u” respecto del suelo. El movimiento del sistema está limitado por un resorte de rigidez “k” y un amortiguador viscoso “c”, los cuales están conectados directamente a la masa m.

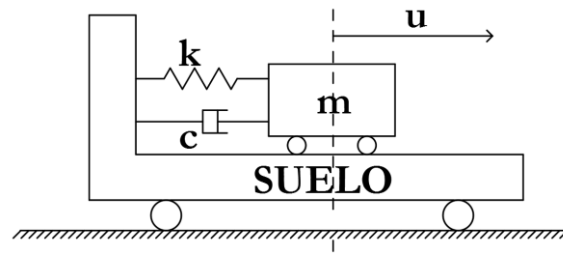


Figura 3.2. Oscilador de un grado de libertad

El movimiento del carro móvil “s” representa el movimiento de suelo y el movimiento de la masa respecto al carro “u” corresponde al movimiento relativo de la estructura respecto del suelo (Figura 3.3). La respuesta dinámica de este tipo de oscilador con movimiento en su base es representada con la ecuación diferencial obtenida a partir del equilibrio de fuerzas.

$$\begin{aligned}
 f_{i\ abs} + f_d + f_s &= 0 \\
 m\ddot{u}_{abs} + m\dot{u} + mu &= 0 \\
 m(\ddot{u} + \ddot{s}) + c\dot{u} + ku &= 0 \\
 m\cdot\ddot{u} + c\cdot\dot{u} + k\cdot u &= -m\cdot\ddot{s}
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

Despejando y ordenando la ecuación de equilibrio de fuerzas se obtiene la Ecuación 3.1, se obtiene la misma ecuación diferencial de un sistema que cuenta con una carga externa que están en función del movimiento del suelo (Figura 3.3). Este valor al ser reemplazado como una fuerza externa (Ecuación 3.2)

$$F_{(t)} = -m\cdot\ddot{s} \tag{3.2}$$

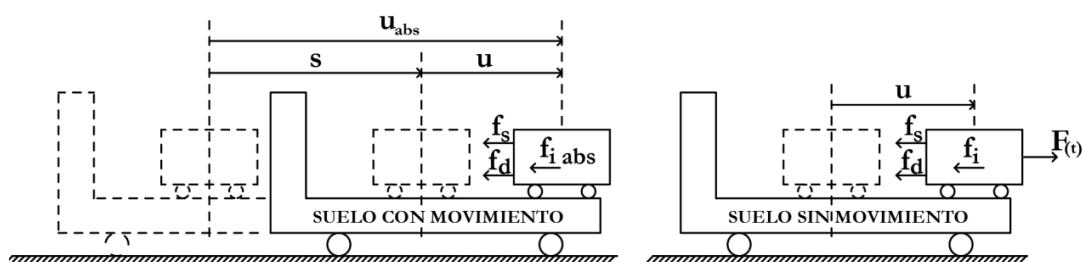


Figura 3.3. Representación de la sollicitación dinámica como una carga externa

Por lo tanto, los sistemas de un grado de libertad afectados por cargas sísmicas pueden ser modelados como estructuras sin movimiento en su base y este movimiento es reemplazado por una carga externa que depende directamente de la aceleración del suelo. De esta forma se obtiene la ecuación fundamental del movimiento para sistemas de 1gdl (Ecuación 3.3).

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F(t) \quad (3.3)$$

$$c = \xi C_{cr}, \quad C_{cr} = 2 \sqrt{k m}$$

Dónde: c_{cr} es el coeficiente de amortiguamiento crítico, ξ el valor de amortiguamiento.

Se puede expresar la Ecuación 3.3 en términos de masa y rigidez cuando se reemplaza los valores de factor de amortiguamiento y se obtiene la Ecuación 3.4

$$m \cdot \ddot{u} + 2 \sqrt{k \cdot m} \cdot \xi \cdot \dot{u} + k \cdot u = F(t) \quad (3.4)$$

La ecuación fundamental del movimiento para sistemas de 1gdl puede resolverse empleando la solución analítica que plantea una solución matemática del problema o métodos numéricos paso a paso como la integral de Duhamel y el método de Newmark.

3.2.1. Solución analítica

La solución de la ecuación del movimiento mediante este método se puede dividir en dos tipos, vibración libre (sin amortiguamiento, con amortiguamiento) y vibración forzada.

Tabla 3.1. Soluciones analíticas a la ecuación del movimiento de 1 gdl

Tipo de Vibración		Respuesta de la ecuación	Dónde	Leyenda
Vibración Libre	$\xi = 0$	$u_{(t)} = \rho_0 \cos(\omega t - \phi) \quad (3.5)$	$\omega = \sqrt{k/m}$ $\rho_0 = \left[u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ $\phi = \arctan\left(\frac{\dot{u}_0}{\omega u_0} \right)$	ω : frecuencia angular k : rigidez m : masa ρ_0 : amplitud de la oscilación u_0 : desplazamiento inicial
	$\xi \neq 0$	$u_{(t)} = e^{-\xi \omega t} \rho_0 \cos(\omega_D t - \phi) \quad (3.6)$	$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$ $\rho_0 = \left[u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi \omega u_0}{\omega_D} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ $\phi = \arctan\left(\frac{\dot{u}_0 + \xi \omega u_0}{\omega_D u_0} \right)$	\dot{u}_0 : velocidad inicial ϕ : ángulo de desfase ω_D : frecuencia angular amortiguada ξ : amortiguamiento
Vibración Forzada	$\xi \neq 0$	$u_{(t)} = \frac{F_0}{k} \left(\frac{1}{1 - \beta^2} \right) (\sin(\bar{\omega} t) - \beta \sin(\omega t)) \quad (3.7)$	$\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$	β : relación de frecuencias $\bar{\omega}$: frecuencia angular de la carga externa

(Adaptado de Chácará, 2013)

El amortiguamiento ξ de una estructura se deduce a partir del método de decremento logarítmico. Este método se conoce como el logaritmo natural de la relación que hay entre los dos picos máximos de desplazamiento como se aprecia en la Figura 3.4.

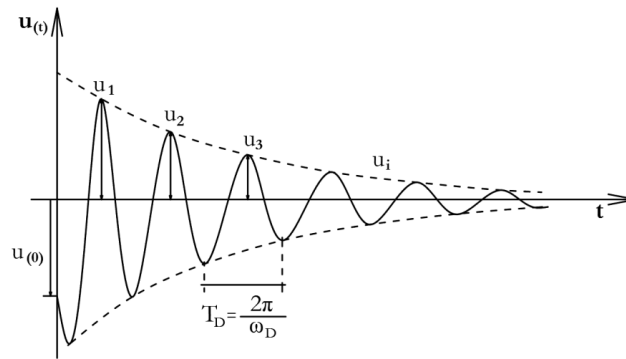


Figura 3.4. Decremento logarítmico del desplazamiento en el tiempo

La expresión para el decremento logarítmico está dada por la Ecuación 3.8 y el valor del periodo de vibración de una estructura amortiguada puede expresarse en función de la frecuencia angular amortiguada que está relacionada a la frecuencia angular natural y al amortiguamiento del sistema.

$$\delta = \ln \frac{u_i}{u_{i+m}} = \xi \omega (m T_D) \quad (3.8)$$

$$\xi \omega (m T_D) = \xi \omega \left(m \frac{2\pi}{\omega_D} \right) = \xi \omega \left(m \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \xi^2}} \right)$$

$$\xi \omega \left(m \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \xi^2}} \right) = \ln \frac{u_i}{u_{i+m}}$$

Para sistemas con amortiguamiento bajo, como es el caso de la mayoría de las estructuras en ingeniería civil, el valor de $\sqrt{1 - \xi^2}$ se asume 1 por motivos de simplificación. De esta forma, despejando el amortiguamiento se obtiene la siguiente expresión.

$$\xi = \frac{\ln \frac{u_i}{u_{i+m}}}{2 \pi m} \quad (3.9)$$

De este modo, si se obtiene experimentalmente un gráfico de Desplazamiento vs Tiempo (Figura 3.4), se puede obtener el amortiguamiento con la Ecuación 3.9 y el periodo de vibración con el tiempo transcurrido entre cada pico del gráfico.

3.2.2. Método paso a paso

El método paso a paso es una aproximación a la respuesta general del análisis dinámico, y también es muy adecuado para el análisis de la respuesta no lineal, pues evita el uso de la superposición. Existen varios métodos paso a paso, pero en todos, la carga y el historial de la respuesta se divide en una secuencia de intervalos de tiempo o "pasos". Entonces, la respuesta a cada paso se calcula a partir de las condiciones iniciales (desplazamiento y velocidad) existentes al inicio de la etapa y del historial de carga durante el paso. Así, la respuesta para cada paso es un análisis independiente, y no hay necesidad de combinar las contribuciones de respuesta en el paso (Paz, 2012).

3.2.2.1. Integral de Duhamel

Esta solución se emplea para analizar la respuesta $u(t)$ de un sistema simple sometido a una excitación arbitraria $F(t)$ la cual se considera como la superposición de impulsos infinitesimales. Dado que el principio de superposición puede ser aplicado para sistemas lineales, se descompondrá la carga externa en una serie de impulsos cortos y se sumarán los resultados (Figura 3.5). La respuesta será igual a la suma de los efectos producidos por los impulsos $F(\tau)d(\tau)$ aplicados en un determinado instante.

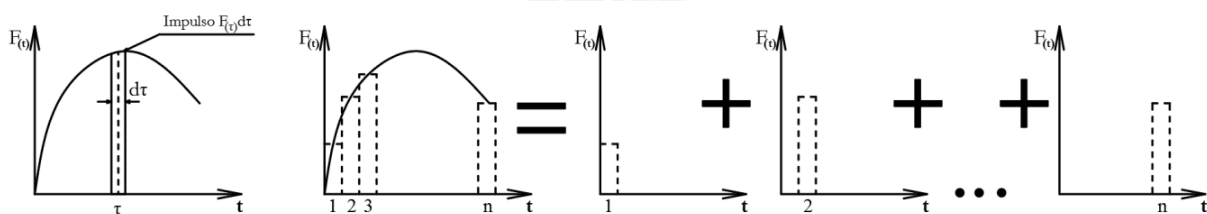


Figura 3.5. Superposición de impulsos
(Adaptado de Chácará., 2013)

Por motivos de simplificación, se adoptan condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento nulos y se reemplazan en la ecuación, reduciendo la ecuación de equilibrio dinámico (Ecuación 3.3) de donde despejamos la aceleración.

$$\ddot{u} = \frac{p}{m}$$

Si se considera un tiempo infinitésimo $d\tau$, la solución de la ecuación del movimiento para carga arbitraria se expresa en la Ecuación 3.10.

$$du_{(t)} = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\frac{p(\tau)}{m \omega_D} d\tau \sin(\omega_D(t-\tau)) \right] \quad (3.10)$$

La respuesta para una carga arbitraria se obtiene como la integral de las respuestas correspondientes a una sucesión de impulsos. A esta expresión se le tiene que añadir las condiciones iniciales cuando $t=0$ ya que son independientes de $F_{(t)}$ (Ecuación 3.11). Esta ecuación se conoce como la integral de Duhamel puede ser aplicada a cualquier tipo de carga (Chácara, 2013; Chopra, 2012; Hurtado, 2000).

$$u_{(t)} = \frac{1}{m \omega_D} \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)} p_{(\tau)} \sin(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad (3.11)$$

3.2.2.2. Método de Newmark

Dado que la mayoría de cargas dinámicas carecen de expresión matemática explícita, pocas situaciones son resueltas analíticamente por medio de la integral de Duhamel. Por otro lado, si $F(\tau)$ es una función compleja como las cargas sísmicas, el empleo de este método se vuelve tediosa y complicada; por esa razón, se hace necesario recurrir a soluciones de tipo numérica propias del cálculo aproximado de integrales. El método de Newmark es uno de estos métodos numéricos que se basa en la suposición de que la aceleración varía linealmente entre dos instantes de tiempo y que cada instante de tiempo es independiente. En este método, el desplazamiento y la velocidad pueden expresarse mediante las Ecuaciones 3.12 y 3.13 respectivamente.

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t \dot{u}_i + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_i + \beta \ddot{u}_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (3.12)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\ddot{u}_i + \gamma\ddot{u}_{i+1}] \Delta t \quad (3.13)$$

Remplazando los valores en la ecuación del movimiento se obtiene la siguiente expresión (Ecuación 3.14).

$$u_{i+1} = \left[\frac{1}{\beta \Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta \gamma \Delta t} c + k \right]^{-1} \left\{ p_{(i+1)} + m \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} u_i + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}_i + c \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t} u_i + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{u}_i + \left(\frac{\gamma}{\beta} - \right. \right. \right. \right. \quad (3.14)$$

El valor de $\gamma > 1/2$, $\beta > 1/4(\beta + 1/2)^2$ y $\Delta t \leq 0.551 T_n$.

Donde β , γ son constantes, Δt es el intervalo de tiempo y T_n es el periodo de la estructura.

El método de Newmark presenta dos casos especiales: método de la aceleración promedio constante y método de la aceleración lineal. La diferencia de ambos métodos se expresa en el valor de las constantes “ γ ” y “ β ” (Figura 3.6).

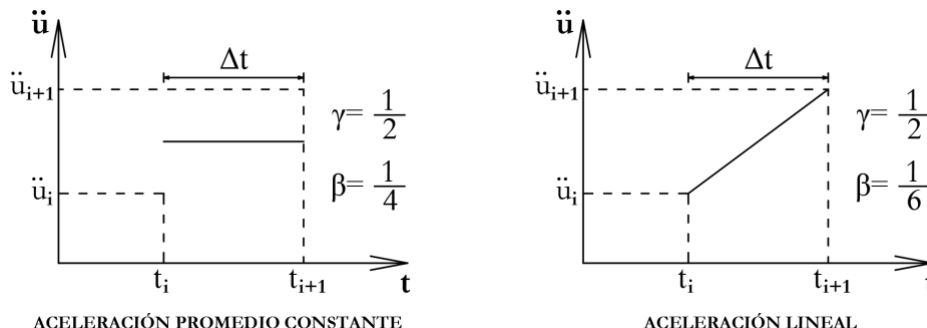


Figura 3.6. Casos del método de Newmark
(Adaptado de Chopra, 2012)

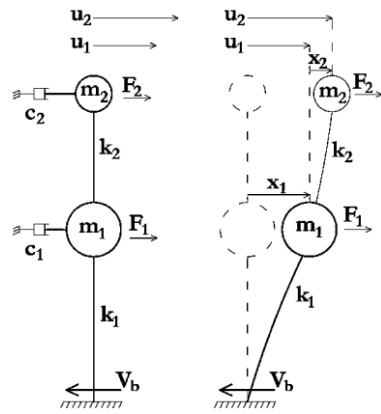
Para el método de Newmark se calcula el valor de “ \ddot{u}_0 ” empleando “ u_0 ”, las condiciones iniciales del problema y se seleccionan valores adecuados para “ β ”, “ γ ” y “ Δt ”. Se calcula u_{i+1} con las condiciones iniciales. Finalmente se calculan la velocidad y el desplazamiento del tiempo t_{i+1} con las Ecuaciones 3.15 y 3.16 (Chácara, 2013; Chopra, 2012).

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.15)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (3.16)$$

3.3. Sistema de dos grados de libertad

Los modelos de edificaciones de más de un nivel como las construcciones con el sistema mixto adobe-quincha son simplificados como sistemas de dos grados de libertad “2gdl”. Estos sistemas son representados como dos péndulos invertidos colocados uno encima de otro (Figura 3.7). Las masas simulan el peso de los muros, el entrepiso y el techo; mientras que, los elementos verticales representan las rigideces que presentan los muros en cada uno de los niveles. Estos sistemas poseen características propias como rigidez, amortiguamiento y masa.



Dónde:

- k_i = rigidez del piso "i"
- c_i = factor de amortiguamiento del piso "i"
- m_i = masa del piso "i"
- u_i = desplazamiento absoluto del piso "i"
- x_i = desplazamiento relativo del piso "i"
- F_i = fuerza de inercia del piso "i"
- V_b = fuerza basal

Figura 3.7. Sistema de dos grados de libertad como Péndulo Invertido

Por otro lado, las cargas sísmicas no son directamente cargas aplicadas a la estructura como se grafica en la Figura 3.7, sino por lo contrario el movimiento del suelo genera desplazamientos a la estructura que a su vez generan fuerzas internas. Del mismo modo que se representó el sistema de 1gdl como oscilador (Figura 3.2), los sistemas de 2gdl pueden ser representados como un conjunto de osciladores (Figura 3.8).

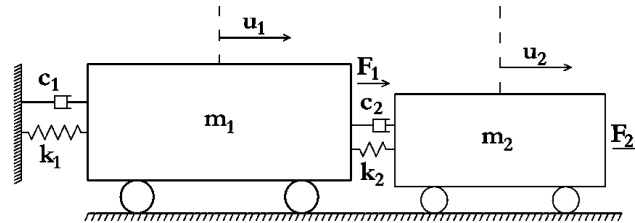


Figura 3.8. Sistema de 2gdl como Osciladores con Fuerzas externas

A partir del diagrama de cuerpo libre se identifican las fuerzas generadas en el sistema de 2gdl (Figura 3.9) y se obtienen ecuaciones fundamentales del movimiento para cada uno de los grados de libertad (Ecuación 3.17 y 3.18).

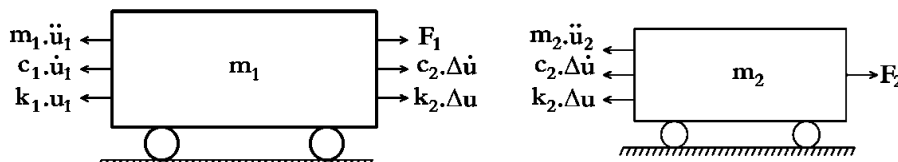


Figura 3.9. Diagrama de Cuerpo Libre de los Osciladores de 2gdl

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_2 (u_1 - u_2) = F_1 \tag{3.17}$$

$$m_2 \ddot{u}_2 + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) = F_2 \tag{3.18}$$

Ordenando estas dos ecuaciones obtenemos

$$\ddot{u}_1 m_1 + \dot{u}_1 (c_1 + c_2) + \dot{u}_2 (-c_2) + u_1 (k_1 + k_2) + u_2 (-k_2) = F_1$$

$$\ddot{u}_2 m_2 + \dot{u}_1 (-c_2) + \dot{u}_2 (c_2) + u_1 (-k_2) + u_2 (k_2) = F_2$$

Las expresiones descritas anteriormente pueden escribirse en forma de matriz, llegando a la ecuación fundamental del movimiento de 2 gdl (Ecuación 3.19 y 3.20).

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

$$[M] \times \{\ddot{u}\} + [C] \times \{\dot{u}\} + [K] \times \{u\} = \{F\} \quad (3.20)$$

Donde

- [M] = matriz de masa diagonal
- [C] = matriz de coeficientes de amortiguamiento
- [K] = matriz de rigidez
- {ü} = vector de aceleración
- {u̇} = vector de velocidad
- {u} = vector de desplazamiento
- {F} = vector de fuerzas externas

La ecuación fundamental de movimiento para sistemas de dos grados de libertad se resuelve por medio del método clásico que consiste en soluciones analíticas; o por medio de análisis dinámicos de sistemas de varios grados de libertad como el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia que son los métodos comúnmente empleados en el diseño y en la ingeniería sismorresistente.

3.3.1. Solución analítica

Se muestra en la Tabla 3.2 un resumen de la solución analítica para sistemas de “n” grados de libertad, asumiendo amortiguamiento tipo viscoso.

Tabla 3.2. Respuesta a la ecuación de movimiento de 2 gdl

Solución Analítica	$\xi = 0$	$q(t) = \varphi_i e^{\lambda_i t}$ (3.21)	$[K - (-\lambda_i^2)M]\varphi_i = 0$ $K\Phi = M\Phi\Lambda$ $\Phi^T K \Phi = k_i \quad \Phi_m^T K \Phi_m = \Lambda^2$ $\Phi^T M \Phi = m_i \quad \Phi_m^T M \Phi_m = I$ $\omega_i^2 = \frac{k_i}{m_i}$	$q(t)$: Solución de la ecuación diferencial de la respuesta dinámica λ_i : valores propios de frecuencias naturales Φ : Matriz modal Φ_m : matriz modal normalizada Λ : matriz diagonal de frecuencias $ k_i $: matriz diagonal de rigidez $ m_i $: matriz diagonal de masa I : matriz identidad Γ : matriz diagonal de amortiguamiento
	$\xi \neq 0$		$\Phi^T C \Phi = [c_i] = [2\xi_i \omega_i m_i] = \Gamma [m_i]$ $\Gamma = [2\xi_i \omega_i]$ $I\ddot{q}_m(t) + \Gamma\dot{q}_m(t) + \Lambda^2 q_m(t) = \begin{bmatrix} 1 \\ m_i \end{bmatrix} \Phi^T p(t)$ $\lambda_i^2 + 2\xi_i \omega_i \lambda_i + \omega_i^2 = 0$ $\lambda_i = -\xi_i \omega_i + j\omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$ $\omega_i = \lambda_i \xi_i = -\frac{Re(\lambda_i)}{ \lambda_i }$	

(Adaptado de Chácara, 2013)

La solución típica y convencional de la ecuación del movimiento de una estructura de “n” grados de libertad en vibración libre (Ecuación 3.22) es la colocada en la Ecuación 3.23. Si se deriva dos veces esta última con respecto al tiempo da como resultado la Ecuación 3.24.

$$[M] \times \{\ddot{u}\} + [K] \times \{u\} = 0 \quad (3.22)$$

$$\{u\} = \{a\} \cdot \cos(\omega \cdot t) \quad (3.23)$$

$$\{\ddot{u}\} = -\{a\} \cdot \omega^2 \cdot \cos(\omega \cdot t) \quad (3.24)$$

Al reemplazar las Ecuaciones 3.23 y 3.24 en la Ecuación 3.22 y factorizar se obtiene la Ecuación 3.25: Dado que, el caso general “ $\cos(\omega \cdot t)$ ” no es necesariamente igual a cero, se elimina este término para obtener la Ecuación 3.26. Asimismo, las matrices pueden ser reemplazadas por el valor de “[g] = [K] - ω^2 [M]”, este sistema equivale a la Ecuación 3.27

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \times \{a\} \cdot \cos(\omega \cdot t) = 0 \quad (3.25)$$

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \times \{a\} = 0 \quad (3.26) \quad [g] \times \{a\} = 0 \quad (3.27)$$

De acuerdo a la teoría de ecuaciones lineales simultáneas, una solución relativa se obtiene haciendo el determinante de la matriz de coeficientes igual a 0 (Ecuación 3.28): Por lo tanto, al resolver esta última ecuación, se obtiene un polinomio en ω , cuyas raíces determinarán diferentes soluciones relativas a_j .

$$\det[g] = 0 \quad (3.28)$$

3.3.2. Análisis Dinámicos

Desde el punto de vista numérico el movimiento de un sistema complejo puede representarse como la combinación de los movimientos armónicos simples de sistemas de 1gdl. Cada uno de estos movimientos simples es un modo natural de vibración y el número de estos es igual al número de grados de libertad del sistema. A cada modo le corresponde un periodo natural y una forma característica que representa la relación de amplitudes de desplazamiento de los distintos grados de libertad.

La superposición de cada uno de estos modos para obtener la respuesta de una estructura compleja es conocida como el método de superposición modal (Figura 3.10). Por lo tanto, es necesario evaluar la respuesta de cada modo de manera individual y combinar la influencia de

cada uno de estos modos. Sin embargo, el número de modos que influyen de manera importante en la respuesta total de la estructura es relativamente pequeño y generalmente los primeros modos son los más significativos, de esta manera se simplifica el análisis (Reboredo, 1996).

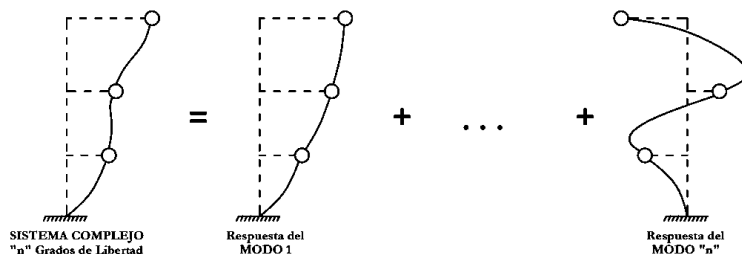


Figura 3.10. Combinación modal (formas de cada modo)

Para este tipo de estructuras que están representadas por masas puntuales y elementos con propiedades distribuidas, el oscilador dinámico de un grado de libertad equivalente al sistema (Figura 3.11) tiene como ecuación fundamental de movimiento a la Ecuación 3.29.

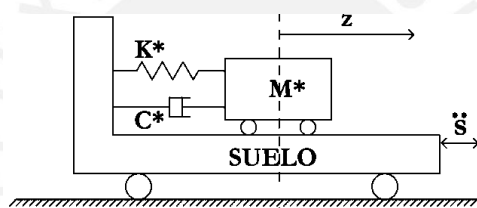


Figura 3.11. Oscilador de 1gdl equivalente a sistemas con masas puntuales y propiedades distribuidas

$$M^* \cdot \ddot{z} + C^* \cdot \dot{z} + K^* \cdot z = -L^* \cdot \ddot{s} \tag{ 3.29 }$$

Esta expresión presenta características dinámicas que se obtienen con las siguientes expresiones (Ecuación 3.29, 3.30, 3.31, 3.32).

$$M^* = \int m_{(x)} \cdot \phi_{(x)}^2 dx + \sum M_i \cdot \phi_{(x_i)}^2 \tag{ 3.30 }$$

$$L^* = \int m_{(x)} \cdot \phi_{(x)} dx + \sum M_i \cdot \phi_{(x_i)} \tag{ 3.31 }$$

$$C^* = \int C_{(x)} \cdot \phi_{(x)}^2 dx + \sum C_i \cdot \phi_{(x_i)}^2 \tag{ 3.32 }$$

$$K^* = \int EI \cdot (\phi''_{(x)})^2 dx + \int K_{(x)} \cdot \phi_{(x)}^2 dx + \sum K_i \cdot \phi_{(x_i)}^2 \tag{ 3.33 }$$

Donde

- | | | | |
|------------------|-------------------------------------|------------------|---|
| M* | = Masa Generalizada | C _(x) | =Función de amortiguamiento distribuido |
| L* | = Masa Participante | K _(x) | =Función de rigidez distribuida |
| C* | = Amortiguamiento Generalizado | M _i | =Masa puntual "i" |
| K* | = Rigidez Generalizada | C _i | =Amortiguamiento "i" |
| ϕ _(x) | = Función de forma de la estructura | K _i | =Rigidez "i" |
| m _(x) | =Función de masa distribuida | | |

Se muestra en la Ecuación 3.29 que la fuerza externa equivalente es la aceleración del suelo multiplicada por la masa participante “ L^* ” y no por la masa del oscilador. Si a esta expresión se le divide por el valor de la masa generalizada y se reemplaza sus valores en función de la frecuencia, se obtiene la Ecuación 3.34.

$$\ddot{z} + 2\xi\omega \cdot \dot{z} + \omega^2 \cdot z = -\left(L^*/M^*\right) \cdot \ddot{s} \quad (3.34)$$

De esta ecuación se identifica la relación (L^*/M^*) denominada “Factor de participación modal”. Esta relación representa la energía contenida en cada modo cuando el sistema experimenta una solicitud dinámica y es empleada como valor de escala que brinda la importancia del modo en la superposición total de energía del vibrador complejo (Reboredo, 1996).

La variable “ $z_{(t)}$ ” de la Ecuación 3.34 representa el desplazamiento del oscilador y el desplazamiento de la estructura de acuerdo a la forma del modo. Se observa que la respuesta de una estructura con propiedades distribuidas es equivalente al producto de la respuesta de una estructura de masa puntual “ $v_{(t)}$ ” con el factor de participación “ (L^*/M^*) ” (Ecuación 3.35).

$$z_{(t)} = \left(L^*/M^*\right) \cdot v_{(t)} \quad (3.35)$$

3.3.2.1. Análisis Tiempo - Historia

El método de análisis tiempo-historia emplea la superposición modal de todos los modos del sistema en el tiempo durante toda la señal sísmica. Se suman las respuestas instantáneas, de esta forma la participación dinámica de cada modo es en el tiempo y de manera directa. Este método simplifica el cálculo de las respuestas de estructuras complejas; puesto que, se descompone un sistema múltiple de “ n ” grados de libertad en “ n ” sistemas sencillos de 1gdl desacoplados (Figura 3.12) (Hurtado, 2000).

Se obtienen las respuestas en el tiempo del sistema de 1gdl que representa a cada modo “ $z_{(t) \text{ Modo } "j"}$ ” empleando la información modal y aplicando a todos estos sistemas un registro de movimiento del terreno inducido por un sismo “ $\ddot{s}_{(t)}$ ”. La respuesta tiempo-historia de la

estructura posee una dependencia directa con las frecuencias y amplitudes de aceleración de la señal sísmica; por esta razón, los resultados que se obtengan serán distintos ante cada sismo y las respuestas dinámicas presentaran una variabilidad de registro a registro dado que depende directamente del desarrollo del sismo (Gálvez, 2011).

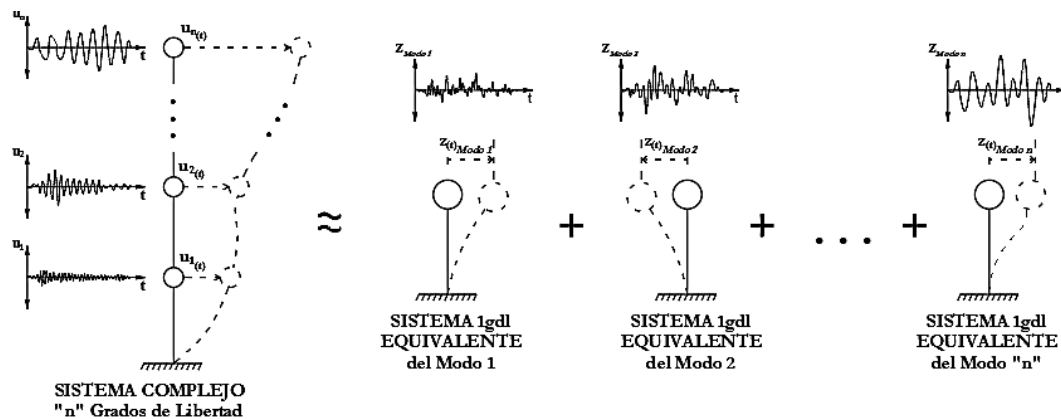


Figura 3.12. Combinación modal del análisis Tiempo-Historia

Este método plantea que la respuesta dinámica de un modelo estructural de “n” grados de libertad puede ser resuelto calculando “n” respuestas de sistemas de un solo grado de libertad. Cada sistema de 1gdl posee diferentes periodos naturales de vibración “ $T_{n \text{ Modo } j}$ ”, formas modales de vibración “ $\phi_{\text{Modo } j}$ ” por ende distintos valores de masa generalizada, masa participativa y factor de participación “ $(L^*/M^*)_{\text{Modo } j}$ ” (Hurtado, 2000). Estos son resueltos de manera independiente con algún procedimiento analítico o alguna aproximación como los métodos paso a paso. Por la complejidad de la señal, los métodos generalmente empleados por los análisis dinámicos y los programas de diseño son los métodos que aproximan la señal mediante pequeños intervalos de tiempo “ Δt ” y consideran una variación lineal de la aceleración del suelo en este tramo (Fuentes, 2015). Para obtener la respuesta de cada uno de los sistemas de 1gdl desacoplados, uno de los métodos más sencillos empleados es el método de Newmark pues no presenta problemas de estabilidad numérica independientemente de la señal que se utilice.

Luego de obtener la respuesta de los sistemas de 1gdl desacoplados, se obtiene la historia en el tiempo de la estructura compleja para una señal sísmica determinada por medio

de la combinación de las respuestas modales (Fuentes, 2015). Esta combinación de las contribuciones de todos los modos proporciona la respuesta total de la estructura y el desplazamiento “u” de un sistema de “n” grados de libertad se expresa como la Ecuación 3.36 y al remplazar el valor de “z_n(t)” con la Ecuación 3.35 se obtiene la Ecuación 3.37. Puesto que la estructura a analizar es de dos grados de libertad, la Ecuación 3.37 puede desarrollarse como la Ecuación 3.38 que muestra la aportación de ambos modos sobre la respuesta total. Una vez obtenidos los desplazamientos absolutos, el vector de desplazamientos relativos en el tiempo se obtiene por medio de la Ecuación 3.39.

$$\{u(t)\} = \sum \{z(t)\}_{\text{Modo } "j"}$$
 (3.36)

$$\{u(t)\} = \sum \left(\frac{L^*}{M^*}\right)_{\text{Modo } "j"} \cdot v(t)_{\text{Modo } "j"} \cdot \{\phi\}_{\text{Modo } "j"}$$
 (3.37)

$$\begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{Bmatrix} = \left(\frac{L^*}{M^*}\right)_{\text{Modo } 1} \cdot v(t)_{\text{Modo } 1} \cdot \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo } 1} + \left(\frac{L^*}{M^*}\right)_{\text{Modo } 2} \cdot v(t)_{\text{Modo } 2} \cdot \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo } 2}$$
 (3.38)

$$\begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) - u_1(t) \end{Bmatrix}$$
 (3.39)

Al obtener los desplazamientos de ambos GDL se puede calcular las fuerzas inerciales pues presentan una relación directa con la rigidez y el desplazamiento (Ecuación 3.40), por lo que las fuerzas de inercia de sistemas 2gdl se obtienen con la Ecuación 3.41. Finalmente, al sumar estas fuerzas inerciales se obtiene la Cortante Basal “V_b” que soportan los muros de adobe en la zona más crítica que es la base (Ecuación 3.42).

$$\{F_{\text{inercia}(t)}\} = [K] \times \{u(t)\}$$
 (3.40)

$$\begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{Bmatrix}$$
 (3.41)

$$V_{b(t)} = F_1(t) + F_2(t)$$
 (3.42)

3.3.2.2. Análisis Modal Espectral

Los movimientos sísmicos presentan excitaciones caóticas que no son sencillas de expresar por medio de funciones o expresiones de forma cerrada. Asimismo, el cálculo de la respuesta en el tiempo por métodos analíticos o por medio de la integración directa es un proceso muy complejo que consiste en integrar un sistema de “n” ecuaciones simultáneas que generalmente no cuentan con una expresión periódica. A fin de obtener estas respuestas, se emplearon respuestas espectrales que son valores prácticos para la ingeniería estructural, y así nació el método de superposición espectral de las respuestas modales (Reboredo, 1996).

El espectro representa el valor máximo probable de la respuesta al movimiento de un vibrador de un grado de libertad durante el desarrollo de una solicitud dinámica; por lo que, es una manera sencilla de caracterizar los efectos que sufren las estructuras por los movimientos del terreno. Los espectros de respuesta son representados de manera gráfica como una función del periodo natural de vibración de la estructura “ T_n ”. Por lo que, estos gráficos permiten resumir la respuesta máxima de los distintos casos que se puedan presentar durante un particular movimiento de terreno (Chopra, 2012).

El espectro de deformación es una gráfica de “ u_0 vs T_n ” que proporciona la información necesaria para obtener valores máximos de deformación “ $D=u_0$ ” y con estos calcular las fuerzas internas. Estos espectros se obtienen por medio de calcular el valor máximo de la historia de deformación de distintos sistemas de 1gdl con valores de “ T_n ” definidos y amortiguación “ ξ ” constante (Ecuación 3.43). Cada uno de los valores de “ D ” proporciona un punto y la repetición de estos cálculos para un intervalo de valores de “ T_n ” brinda el gráfico final de espectro de respuesta de deformación (Figura 3.13) (Chopra, 2012).

$$D = u_0(T_n, \xi) = \max |u(t, T_n, \xi)| \quad (3.43)$$

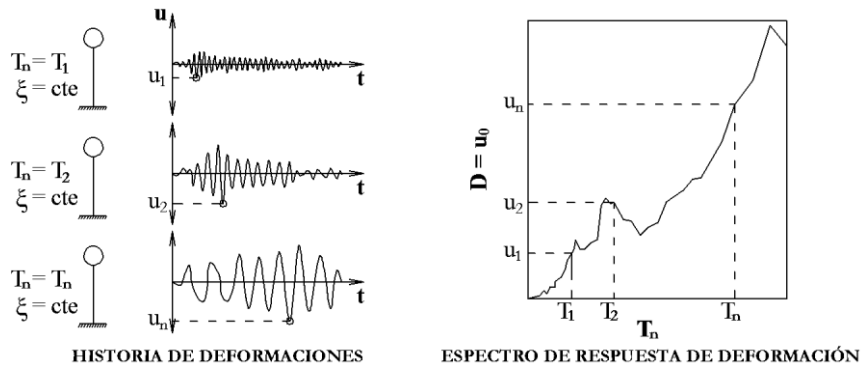


Figura 3.13. Obtención de Espectro de Respuesta de Deformación
(Adaptado de Chopra, 2012)

Asimismo, a partir del valor de deformación máxima “ $D=u_0$ ” se pueden obtener dos espectros de respuesta ampliamente utilizados en los análisis dinámicos: el espectro de respuesta de pseudo-velocidad “ S_v ” y el espectro de respuesta de pseudo-aceleración “ S_a ” (Figura 3.14).

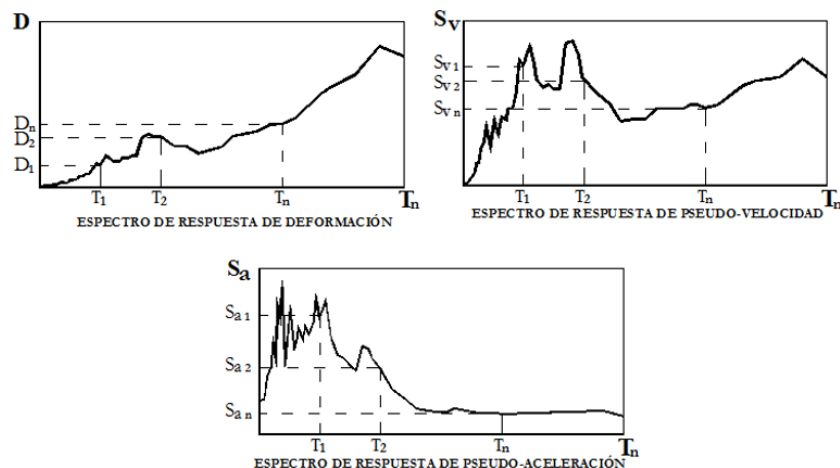


Figura 3.14. Espectro de respuesta de Deformación, Pseudo-velocidad y Pseudo-aceleración
(Adaptado de Chopra, 2012)

El prefijo pseudo es empleado dado que el valor de “ S_v ” no es la misma que la velocidad máxima relativa “ \dot{u}_0 ” y de la misma manera el valor de “ S_a ” suele diferir de la aceleración máxima del sistema “ \ddot{u}_0 ”, a pesar que cuentan con las mismas unidades. Debido a que los tres espectros de respuesta (deformación, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración) contienen la misma información y constituyen formas diferentes de representar una respuesta estructural, si

se tiene conocimiento de uno de los espectros, entonces los otros dos pueden ser calculados por medio de operaciones algebraicas (Ecuación 3.44, 3.45) (Chopra, 2012).

$$S_v = \omega_n \cdot D = \frac{2\pi}{T_n} \cdot D \quad (3.44)$$

$$S_a = \omega_n^2 \cdot D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 \cdot D \quad (3.45)$$

Cada espectro contiene una cantidad física significativa, es así que el espectro de deformación muestra la deformación máxima del sistema, continuando con el espectro de pseudo-velocidad, se puede observar que se relaciona directamente con la energía de deformación máxima almacenada en el sistema, y por último el espectro de pseudo-aceleración es relacionado directamente con los valores máximos de la fuerza estática equivalente y de la fuerza cortante basal. A fin de resumir la información de estos gráficos, se emplea un diagrama combinado que muestra las tres cantidades espectrales, conocido también como “Espectro tripartito” (Figura 3.15) (Chopra, 2012).

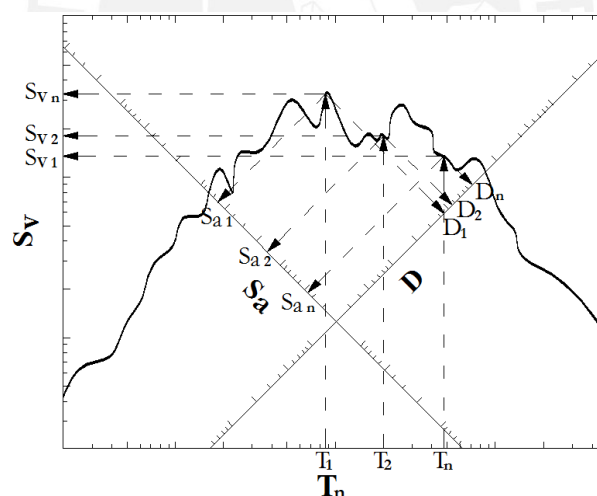


Figura 3.15. Espectro de respuesta tripartito
(Adaptado de Chopra, 2012)

Un movimiento sísmico histórico no se repita, además los espectros presentan picos abruptos que pueden ser producto de su medición y/o de operaciones numéricas empleadas para su obtención. Por este motivo, se emplean “espectros de diseño o proyecto” que representan las características de los sismos previsible en una zona determinada y se obtienen estadísticamente a partir del registro de sismos y la geología del lugar. Estos espectros de diseño

brindan una base, lo cual permite calcular la fuerza y deformación para los sistemas de 1gdl permaneciendo en el rango elástico; además, se obtiene suavizando las curvas de espectro de respuesta con el motivo de evitar los resultados con picos abruptos (Figura 3.16). Por este motivo, estas curvas son las empleadas en las normas de diseño sismorresistente para distintas zonas y tipos de terreno (Chopra, 2012; Reboledo, 1996).

Por otro lado, el espectro de diseño no ha sido elaborado de modo que coincida con el espectro de respuesta para todo el movimiento del terreno (Figura 3.16); ya que, se construye para mostrar las características promedio de muchos movimientos y dichas diferencias se deben principalmente a la variabilidad inherente de los movimientos del terreno. En otras palabras, el espectro de respuesta es un gráfico con las respuestas máximas de todos los posibles sistemas de 1gdl; mientras que, el espectro de diseño es una idealización de la deformación o nivel de fuerza para el diseño sísmico y se expresa como una función del periodo natural de vibración " T_n " y del amortiguamiento " ξ " (Chopra, 2012).

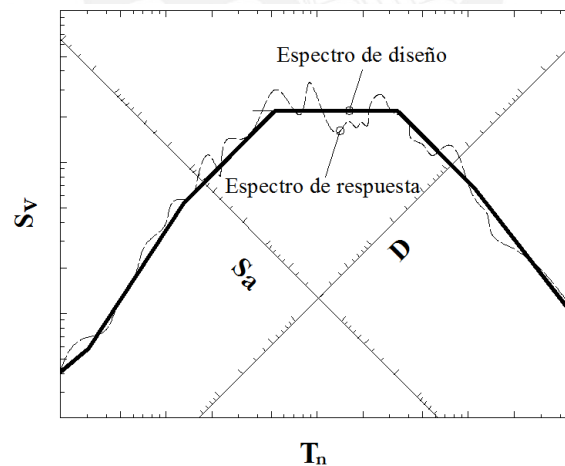


Figura 3.16. Espectro de respuesta y Espectro de diseño
(Adaptado de Chopra, 2012)

Con los espectros definidos se obtienen parámetros importantes para el análisis dinámico de una estructura. En primer lugar, el desplazamiento relativo de cada uno de los niveles es analizado pues los reglamentos de diseño sismorresistente emplean límites de distorsión angular y deriva que recomiendan a las estructuras para que no presenten daños significativos. El desplazamiento absoluto de la estructura se relaciona con el espectro de

deformación por medio de la Ecuación 3.46. Dado que la estructura a analizar es de dos grados de libertad, se puede desarrollar la Ecuación 3.46 como la Ecuación 3.47 que brinda resultados para cada uno de los modos del sistema. Una vez obtenidos los desplazamientos absolutos, el vector de desplazamientos relativos se obtiene por medio de la Ecuación 3.48.

$$\{u\} = (L^*/M^*) \cdot D \cdot \{\phi\} \quad (3.46)$$

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} = (L^*/M^*)_{\text{Modo "n"}} \cdot D_{\text{Modo "n"}} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} \quad (3.47)$$

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 - u_1 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} \quad (3.48)$$

En segundo lugar, el movimiento del terreno puede representarse como fuerzas externas que afectan a la estructura y permiten que sea posible aplicar las fórmulas de los sistemas de 2dgl. A fin de obtener estas fuerzas de inercia, es necesario obtener la aceleración que se relaciona con el espectro de pseudo-aceleración como muestra la Ecuación 3.49 y para un sistema de 2dgl se desarrolla como la Ecuación 3.50. La fuerza presenta una relación directa con la masa y la aceleración (Ecuación 3.51), por lo que las fuerzas de inercia de sistemas 2dgl se obtienen con la Ecuación 3.52.

$$\{\ddot{u}\} = (L^*/M^*) \cdot S_a \cdot \{\phi\} \quad (3.49)$$

$$\begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} = (L^*/M^*)_{\text{Modo "n"}} \cdot S_{a_{\text{Modo "n"}}} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} \quad (3.50)$$

$$\{F_{\text{inercia}}\} = [M] \times \{\ddot{u}\} \quad (3.51)$$

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix}_{\text{Modo "n"}} \quad (3.52)$$

El último parámetro a analizar es la Cortante basal “ V_b ” que brinda la fuerza que afecta la zona más crítica en este tipo de estructuras; dado que, si la base falla, la estructura colapsa. El valor “ V_b ” se encuentra directamente relacionado con el espectro de pseudo-aceleración por el cociente (L^{*2}/M^*) denominado “Masa efectiva” (Ecuación 3.53).

$$V_b = \left(\frac{L^{*2}}{M^*} \right) S_a \quad (3.53)$$

Dado que se puede estimar la respuesta máxima de una estructura de varios grados de libertad empleando solo algunos modos, se emplea un criterio muy difundido para la selección de los modos. Según este criterio, la importancia de un modo sobre la respuesta total se expresa como la cortante basal de cada modo en respuesta a un espectro de pseudo-aceleración constante. Es decir, la selección de los modos a tomar en cuenta se realiza en función del valor de la masa efectiva de cada modo y el porcentaje de masa efectiva representa la importancia que poseen los modos en la respuesta dinámica de la estructura.

3.3.2.2.1 Criterios de combinación modal

En el método de superposición modal espectral, se hallan las respuestas en cada modo de vibración, y para encontrar la respuesta resultante se aplica un criterio de combinación modal. Sea “r” un cierto valor de respuesta que se desea obtener (desplazamiento, fuerza, momento, cortante, etc.) se obtiene este valor por medio de uno de estos criterios entre los que se destacan los siguientes:

El estudio de las respuestas a excitaciones caóticas sobre sistemas elásticos y lineales señala que este criterio es empleado cuando los periodos naturales de vibración de los modos se encuentran separados por más del 10%. En este caso, el máximo valor probable de cualquier respuesta se obtiene por la suma geométrica de las respuestas espectrales de cada modo (Ecuación 3.54), por esta razón también es conocido como Media cuadrática o “SRSS” (Del inglés “Raíz cuadrada de suma de cuadrados”). Por la sencillez de la fórmula, es uno de los más empleados; sin embargo, la aplicación de este criterio en estructuras que no cumplen la condición de periodos separados puede subestimar la respuesta (Reboredo, 1996).

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2} \quad (3.54)$$

Donde

N = número de modos que se consideran en la respuesta
 r_i = respuesta del modo de vibración “i”

A diferencia del criterio anterior, la superposición directa es empleada cuando los periodos naturales de vibración de los modos se encuentran próximos entre ellos. En este caso el valor máximo probable es obtenido con la suma de valores absolutos (Ecuación 3.55). En ambos casos las respuestas son empleadas como valores absolutos.

$$r = \sum_{i=1}^N |r_i| \quad (3.55)$$

Donde

N = número de modos que se consideran en la respuesta
 r_i = respuesta del modo de vibración “i”

Por otro lado, los trabajos modernos y los programas comerciales de análisis dinámico emplean de manera más difundida la Combinación Cuadrática Completa “CQC”. Este criterio considera la relación de periodos de forma continua y se le debe indicar el porcentaje de amortiguamiento empleado (Ecuación 3.56).

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j \quad (3.56)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + a\xi_j) a^{1.5}}{(1 - a^2)^2 + 4\xi_i \xi_j a(1 + a^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) a^2} \quad a = \frac{W_{nj}}{W_{ni}}$$

Por último, la norma E.030 (SENCICO, 2016) brinda una alternativa y presenta una fórmula que combina la Media Cuadrática y la Superposición Directa (Ecuación 3.57).

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^N |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2} \quad (3.57)$$

Donde

N = número de modos que se consideran en la respuesta
 r_i = respuesta del modo de vibración “i”

Cada criterio brinda resultados que dependen del tipo de estructura que se analiza, del comportamiento del material de la estructura y de los modos de cada grado de libertad. Estos aspectos deben ser tomados en cuenta para que los resultados que se obtengan sean adecuadamente justificables, dado que las respuestas máximas de cada modo no se da durante el mismo instante de tiempo y el resultado final es un valor probable que debe ser analizado cuidadosamente antes de ser empleado (Reboredo, 1996).

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA RIGIDEZ RELATIVA ENTRE AMBOS PISOS

4.1. Introducción

El modelo de dos grados de libertad fue elaborado con el fin de obtener la respuesta dinámica de una estructura compleja que combina dos sistemas que son el adobe y la quincha. Este análisis dinámico se realizó por medio de dos métodos: el análisis tiempo- historia y el análisis modal espectral; de este modo, los resultados de cada uno son comparados y contrastados.

En primer lugar, se eligió una señal representativa del movimiento sísmico de la ciudad de Lima, dado que es donde se encuentra gran parte de estas construcciones mixtas de adobe-quincha. Para ambos análisis se consideró la señal sísmica registrada durante el terremoto de Lima del año 1974 (Señal N-S). Luego, a partir de esta señal se obtiene el espectro de respuesta y de diseño a fin de emplear el análisis modal espectral. Con la señal definida y su espectro elaborado se procede a realizar los análisis dinámicos.

En segundo lugar, se calcularon los parámetros dinámicos correspondientes a cada modo y con esta información se realizó el análisis de sensibilidad de la rigidez relativa " k_1/k_2 ". Se obtuvo la respuesta dinámica del modelo de dos grados de libertad y se consideró como variable el valor de rigidez relativa en ambos análisis. La rigidez del primer piso " k_1 " se mantuvo constante mientras que la del segundo piso " k_2 " fue variando a fin de modificar la relación entre ambas. Se obtuvieron los desplazamientos relativos, las fuerzas de inercia y la cortante basal con diferentes casos de rigidez relativa.

Finalmente, los resultados obtenidos con ambos métodos son comparados y se encuentra una relación entre las respuestas dinámicas y la variable " k_1/k_2 ".

4.2. Características del modelo de dos grados de libertad

Los resultados se obtuvieron a partir de un modelo simplificado de dos grados de libertad. Este modelo representa las propiedades y características de un módulo de dos pisos (Figura 4.1); donde el primer piso está compuesto por mampostería de adobe y el segundo por paneles de quincha. Se elaboró a partir de las características geométricas de un módulo de dos pisos (Figura 4.2).

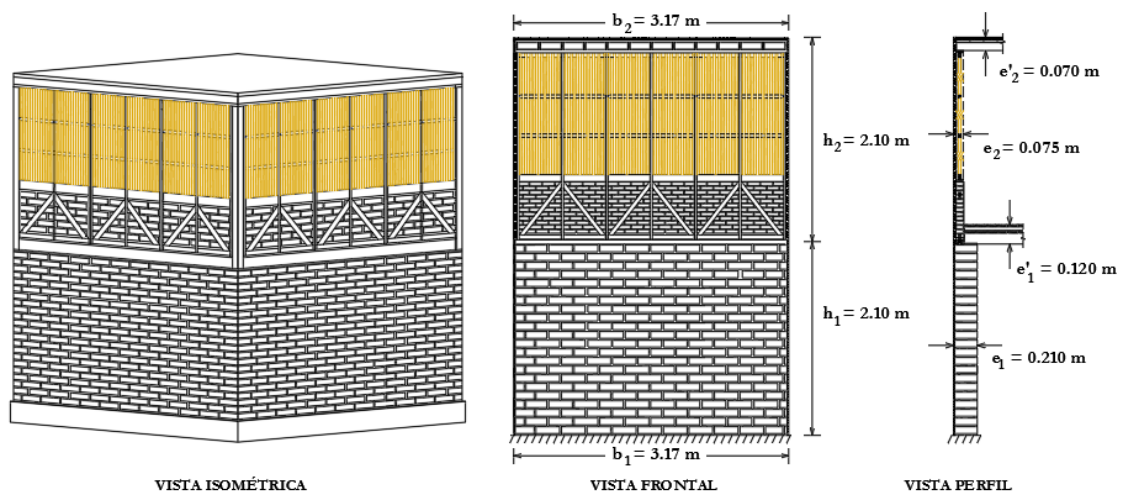


Figura 4.1. Módulo de dos pisos de adobe-quincha empleado para el modelo

Las propiedades mecánicas que se emplearon en el modelo simplificado empleado en los análisis dinámicos se muestran en la Tabla 4.1

Tabla 4.1. Valores de Rigidez y Módulo de Elasticidad de los muros de Quincha

Propiedad Mecánica	Valor
Peso Específico del Adobe	16 kN (SENCICO, 2006c)
Peso Específico de la Quincha	10 kN (Chácara, 2013)
Peso Específico del entrepiso	6.5 kN (Chácara, 2013)
Módulo de Elasticidad del adobe	107 MPa (Montesinos, 2016)
Sobrecarga del Piso	150 kg/m ²
Sobrecarga del techo	50 kg/m ²

Con estos valores se procedió a realizar los análisis dinámicos por medio de los dos métodos: el análisis tiempo- historia y el análisis modal espectral.

4.3. Demanda sísmica

La demanda sísmica escogida para realizar los cálculos es la señal del terremoto de Lima del año 1974 (Señal N-S) dado que la mayoría de las construcciones mixtas de adobe-quincha se encuentran en el centro histórico de Lima y el epicentro de este terremoto se ubicó a 80 km del Sur Oeste de la ciudad. El foco fue fijado a 13 km de profundidad y cabe resaltar que las estaciones Geofísicas del país no pudieron ubicarlo; ya que, los instrumentos de medición colapsaron por la gran fuerza del sismo y la cercanía del epicentro, por lo que se necesitó recurrir a datos de otros países vecinos (Fernández, 1977).

4.3.1. Acelerograma de la señal sísmica

La señal de un sismo se encuentra registrada por medio de un gráfico que presenta la aceleración del terreno en función del tiempo que duró el movimiento telúrico; este gráfico es conocido como “acelerograma de la señal sísmica” (Figura 4.2). Los valores de aceleración se miden para pequeños intervalos de tiempo a fin de obtener mediciones más precisas. Esta señal presenta intervalos de tiempo de 0.02 segundos. Los cálculos del análisis tiempo-historia se realizaron empleando los valores de dicho acelerograma.

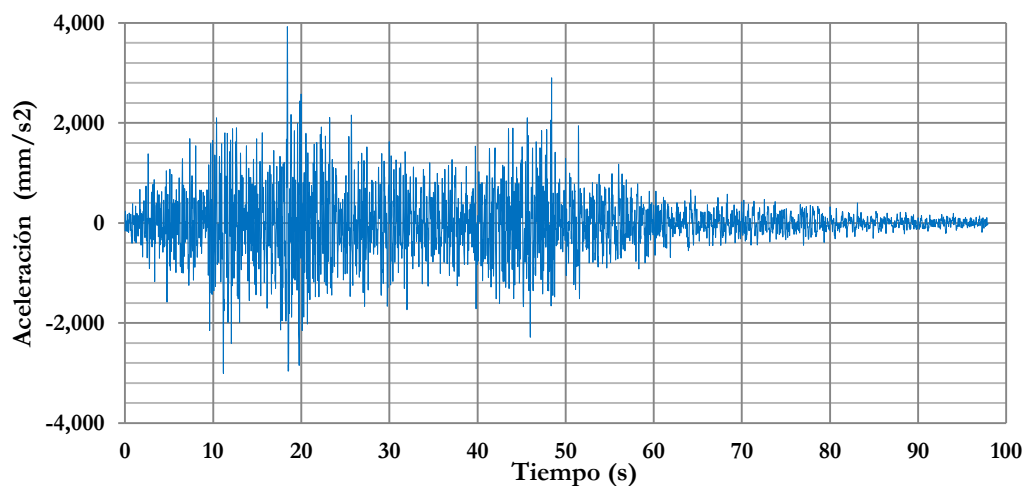


Figura 4.2. Acelerograma del sismo de Lima de 1974

4.3.2. Espectro de la señal sísmica

Como se ha señalado en el capítulo anterior, los espectros se obtienen a partir de una señal sísmica definida. Se empleó el programa SeismoMatch (Seismosoft, s.f.) para calcular los valores del espectro de respuesta (Figura 4.3) y del espectro de diseño o promedio (Figura 4.4).

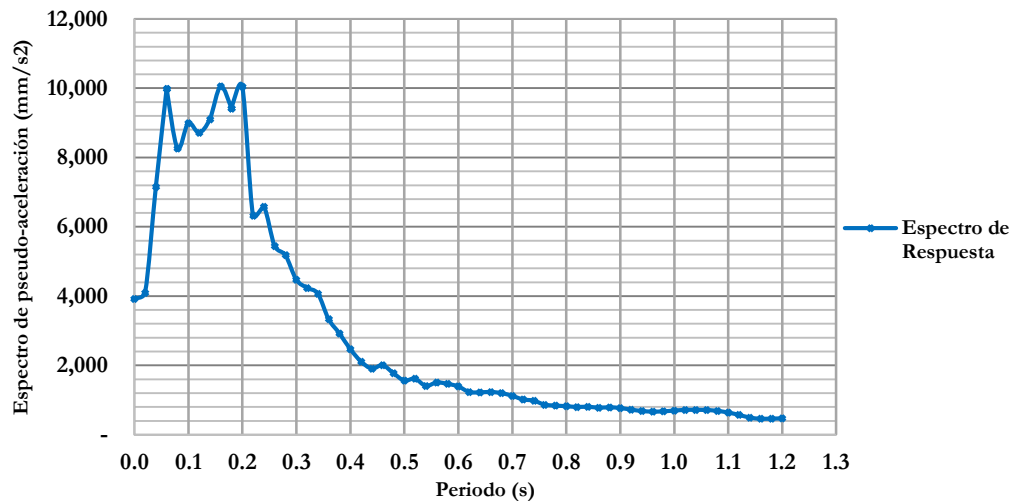


Figura 4.3. Espectro de Respuesta del Sismo de Lima de 1974

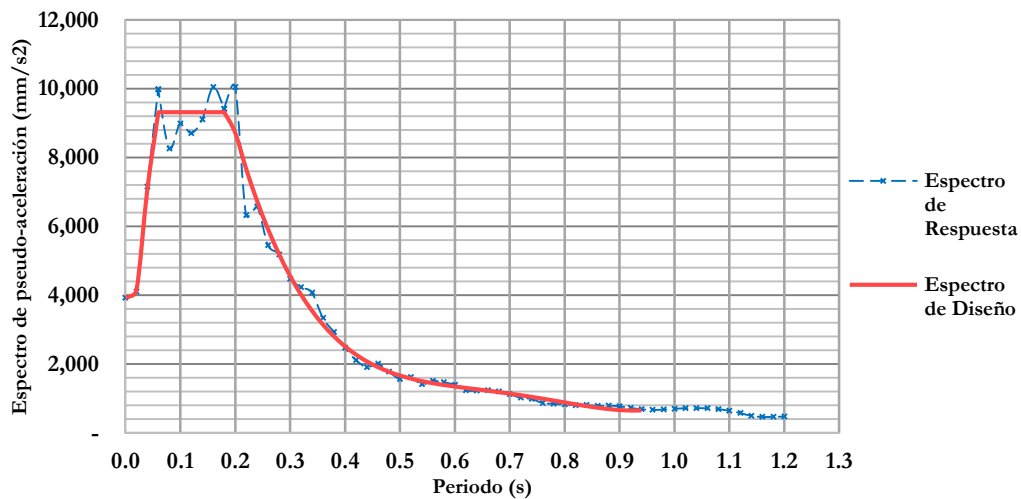


Figura 4.4. Espectro de Diseño del Sismo de Lima de 1974

Como se señaló en el capítulo 3 (Figura 3.16), en la Figura 4.4 se observa la diferencia entre el espectro de respuesta y el espectro de diseño. El espectro de respuesta presenta picos máximos y mínimos; mientras que, el espectro de diseño presenta líneas suavizadas.

4.4. Parámetros dinámicos

Para obtener las respuestas dinámicas, es necesario calcular los modos presentes en el modelo de 2gdl y los parámetros de cada uno de estos. Los parámetros empleados para los análisis dinámicos son el periodo natural de vibración y el porcentaje de masa efectiva.

4.4.1. Periodo natural de vibración

El primer parámetro calculado es el periodo natural de vibración de los dos modos. A partir de este periodo, se obtiene la forma modal y la masa efectiva de cada modo. En la Tabla 4.2, se muestran los valores de periodos obtenidos para el Modo 1 y para el Modo 2 con distintas relaciones de rigidez “ k_1/k_2 ”.

Tabla 4.2. Periodo natural de vibración del Modo 1 y Modo 2

k_1/k_2	T_n MODO1 (s)	T_n MODO2 (s)	k_1/k_2	T_n MODO1 (s)	T_n MODO2 (s)
1	0.169	0.066	11	0.269	0.137
2	0.175	0.090	12	0.279	0.138
3	0.183	0.105	13	0.289	0.139
4	0.193	0.116	14	0.299	0.140
5	0.203	0.123	15	0.308	0.140
6	0.214	0.128	16	0.317	0.141
7	0.226	0.131	17	0.326	0.141
8	0.237	0.133	18	0.335	0.141
9	0.248	0.135	19	0.343	0.142
10	0.259	0.136	20	0.352	0.142

En la Figura 4.5, se grafican los periodos del Modo 1 obtenidos con distintos valores de rigidez relativa. Como se observa en este gráfico, los periodos aumentan a medida que aumenta la relación de rigideces entre ambos pisos. Además, los resultados describen una relación de incremento lineal entre el periodo del Modo 1 y la relación “ k_1/k_2 ”.

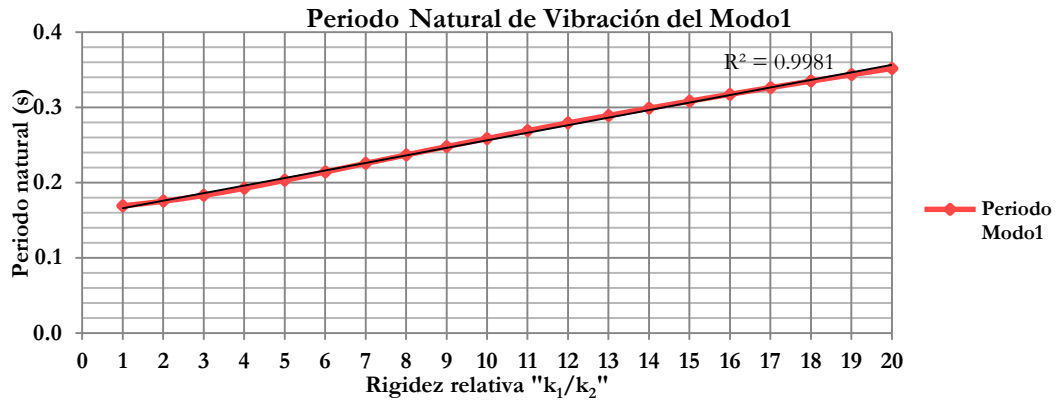


Figura 4.5. Período Natural del Modo 1 para cada relación k_1/k_2

En la Figura 4.6, se grafican los periodos del Modo 2 mostrados en la Tabla 4.2. En ambos gráficos, se observa que incrementando la rigidez relativa entre ambos niveles se incrementan los periodos naturales de vibración de los dos modos. Sin embargo, la variación que presentan ambos gráficos es diferente. La variación del periodo del modo 1 es lineal, mientras que la variación del periodo del modo 2 es asintótica y alcanza un valor máximo cercano a 0.14 segundos a partir de rigideces relativas " k_1/k_2 " mayores a 7.

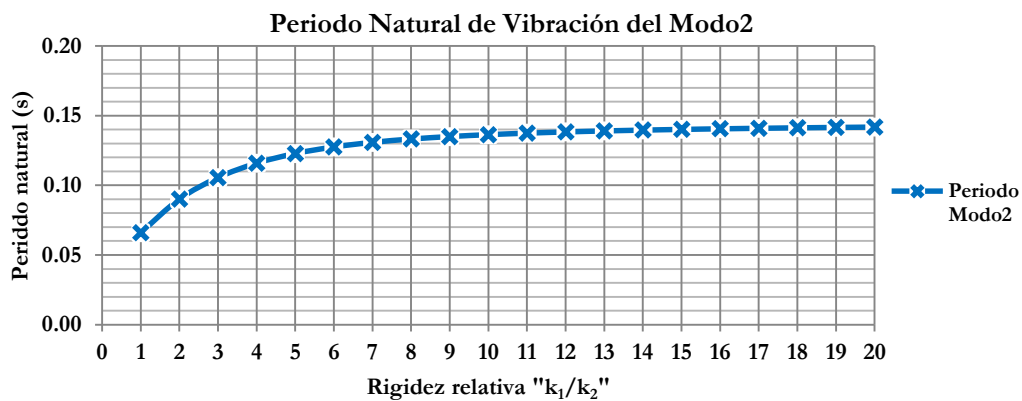


Figura 4.6. Período Natural del Modo 2 para cada relación k_1/k_2

En la Figura 4.7, se superponen los periodos naturales de ambos modos, y se observa que el periodo natural del modo 1 es mayor en todos los casos y la diferente variación entre los periodos de los modos de vibración.

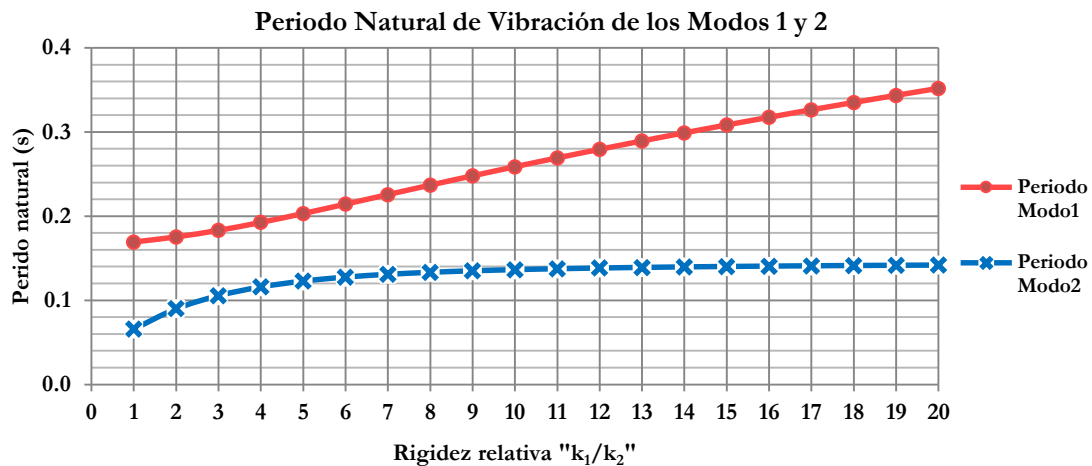


Figura 4.7. Periodo Natural del Modo 1 y Modo 2 para cada relación k_1/k_2

Los periodos de vibración de ambos modos se incrementan porque al aumentar la relación de rigideces se disminuye la rigidez del segundo piso " k_2 " y por ende disminuye la rigidez total del sistema. De esta manera, el sistema se vuelve menos rígido y el periodo de vibración natural de la estructura aumenta.

4.4.2. Porcentaje de masa efectiva

Con los periodos naturales de vibración, se calculan los porcentajes de masa efectiva de cada modo para distintas relaciones de rigidez " k_1/k_2 ". Este parámetro dinámico representa la importancia de cada modo en la respuesta dinámica total de la estructura mixta. En la Tabla 4.3 se muestran los porcentajes de masa efectiva de cada modo.

Tabla 4.3. Porcentaje de masa efectiva del Modo 1 y Modo 2

k_1/k_2	% Masa Efectiva MODO 1	% Masa Efectiva MODO 2	k_1/k_2	% Masa Efectiva MODO 1	% Masa Efectiva MODO 2
1	99.02%	0.98%	11	41.18%	58.82%
2	95.29%	4.71%	12	39.16%	60.84%
3	88.33%	11.67%	13	37.49%	62.51%
4	79.27%	20.73%	14	36.10%	63.90%
5	70.09%	29.91%	15	34.91%	65.09%
6	62.12%	37.88%	16	33.90%	66.10%
7	55.72%	44.28%	17	33.03%	66.97%
8	50.70%	49.30%	18	32.26%	67.74%
9	46.77%	53.23%	19	31.59%	68.41%
10	43.67%	56.33%	20	31.00%	69.00%

En sistemas de varios grados de libertad, comúnmente se afirma que los modos fundamentales con los mayores porcentajes de masa efectiva son los primeros modos, especialmente el primer modo del sistema. Sin embargo, como se ve en la Figura 4.8, los porcentajes de masa efectiva del Modo 1 mostrados en la Tabla 4.3 disminuyen a medida que la rigidez relativa aumenta.

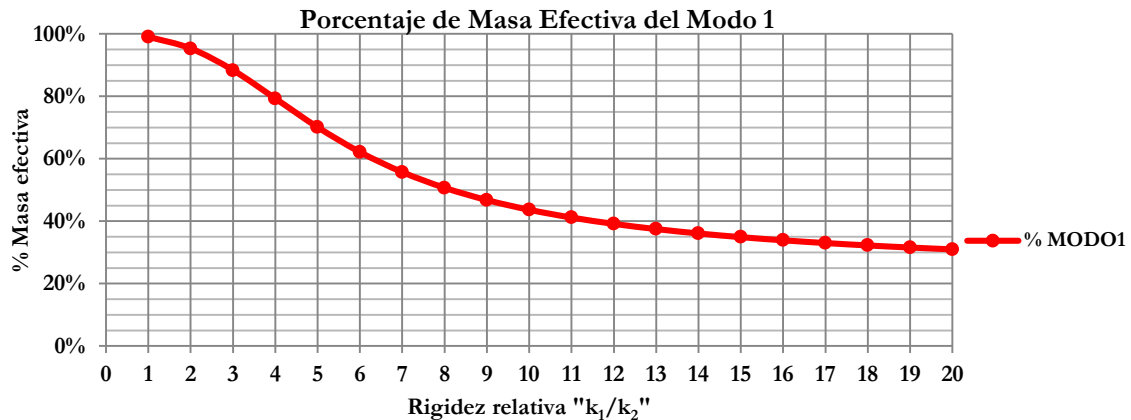


Figura 4.8. Porcentaje de masa efectiva del Modo 1 para cada relación k_1/k_2

Por lo contrario, en la Figura 4.9 se muestra que el porcentaje de masa efectivo del modo 2 aumenta conforme el valor " k_1/k_2 " es mayor.

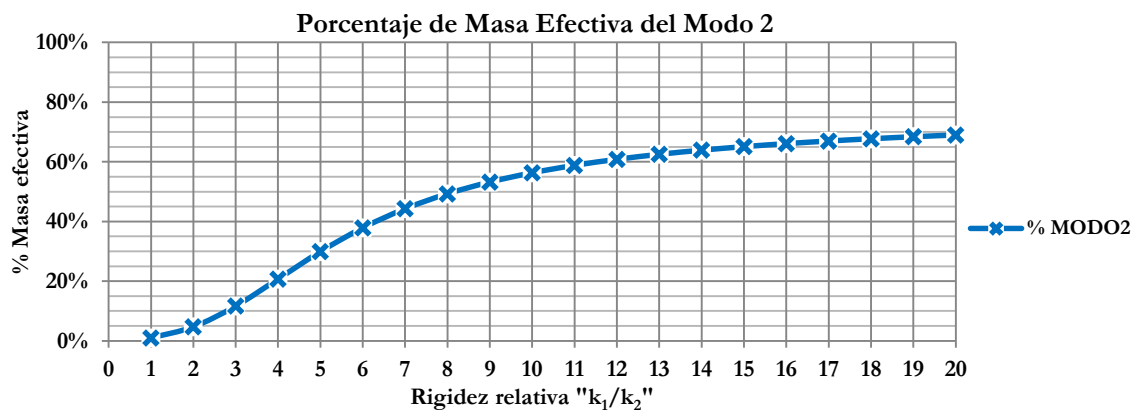


Figura 4.9. Porcentaje de masa efectiva del Modo 2 para cada relación k_1/k_2

Por lo tanto, la afirmación de considerar al primer modo como el más importante es aplicable en estructuras que posean rigideces similares entre sus pisos; es decir, estructuras que presenten el mismo material en ambos pisos como las construcciones de concreto armado. El efecto que genera la rigidez relativa sobre los porcentajes de masa efectiva de los modos se aprecia en la Figura 4.10. Se observa que el porcentaje de masa efectiva del Modo 1,

representado por el color rojo punteado, cuenta con cerca del total de la respuesta dinámica con relaciones bajas de rigidez. Sin embargo, a medida que aumenta esta relación, el porcentaje de masa efectivo del Modo 2 aumenta hasta hacerse mayor que la del primer modo a partir de rigideces relativas “ k_1/k_2 ” mayores a 9. Es decir, en estructuras mixtas como las construcciones de adobe-quincha, que presentan materiales distintos y por ende rigideces distintas, no se puede afirmar que el primer modo es el fundamental, sino que el segundo presenta gran importancia en la respuesta y puede sobrepasar al primero.

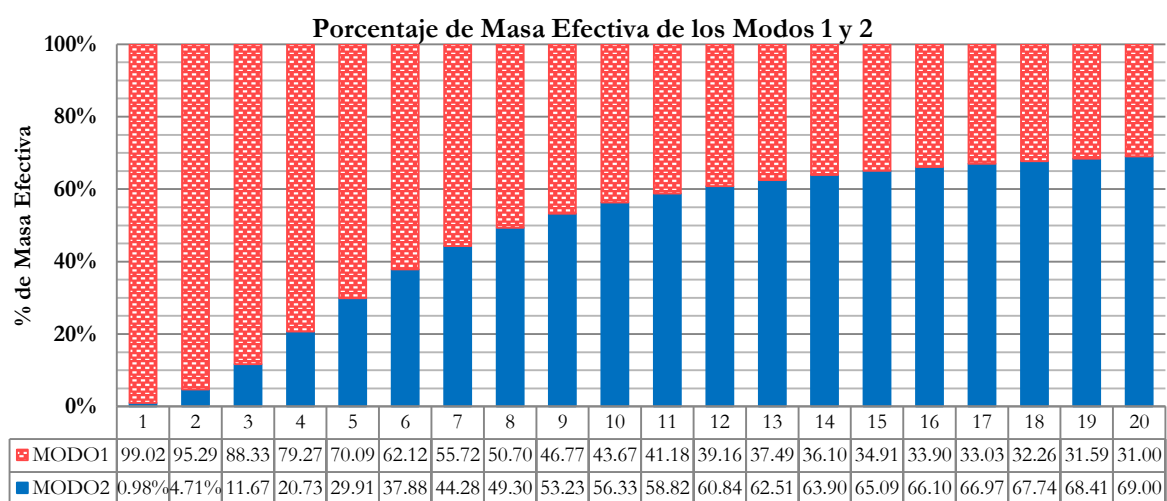


Figura 4.10. Porcentaje de masa efectiva del Modo 1 y Modo 2 para cada relación k_1/k_2

Cabe señalar que cada modo presenta una forma característica de desplazamiento de sus grados de libertad. Como muestra la Figura 4.11, la forma del Modo 1 se encuentra en fase; es decir, ambos pisos se desplazan hacia la misma dirección con el mismo periodo de vibración, pero con amplitud de desplazamiento diferente. En cambio, el Modo 2 presenta un desplazamiento desfasado; en otras palabras, ambos grados de libertad presentan el mismo periodo de vibración con direcciones de movimiento opuestas. En la Figura 4.12, se aprecian los diferentes desplazamientos de las formas de cada modo (Hurtado, 2000).

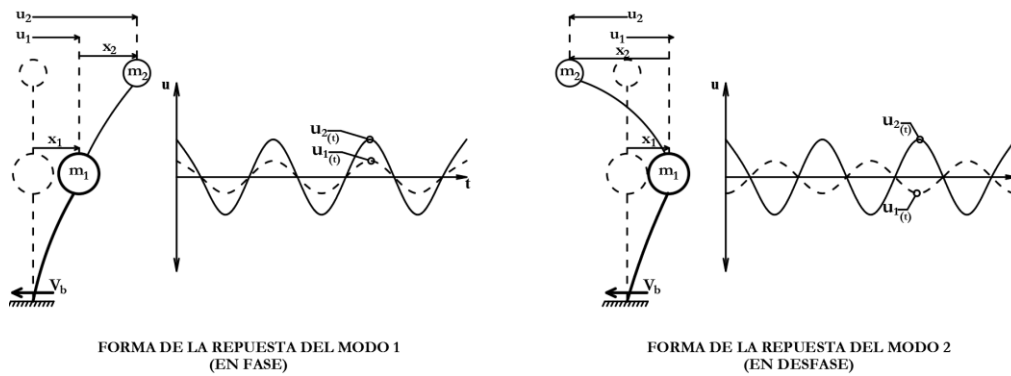


Figura 4.11. Forma del Modo 1 y Modo 2
(Adaptado de Hurtado, 2000)

En consecuencia, la rigidez relativa “ k_1/k_2 ” tiene un efecto directo en la importancia del Modo 2 que presenta un comportamiento desfasado. Por lo tanto, en estructuras mixtas con relaciones de rigidez altas, como los sistemas mixtos adobe-quincha, los desplazamientos desfasados serán los que predominen. Este desfase evita la acumulación de fuerzas cortantes al recibir una sollicitación dinámica. Las fuerzas cortantes generadas en el segundo piso tendrán dirección contraria a las del primer piso por lo que estas no se acumularán en la cortante basal. En otras palabras, no solo no acumulará fuerzas inerciales que sobrecarguen al muro de adobe, por lo contrario, las fuerzas que generen los muros de quincha producirán que se contrarresten con las del adobe y este elemento soportará menor cortante (Figura 4.12).

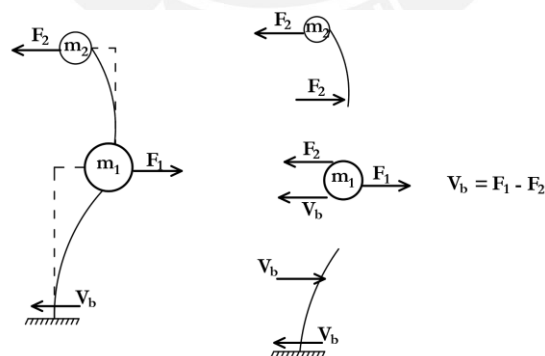


Figura 4.12. Diagrama de Cuerpo Libre del movimiento es desfase

4.5. Resultados de los análisis dinámicos

Con los parámetros del modo 1 y el modo 2 definidos, se realizaron los análisis dinámicos señalados en el capítulo anterior. Los resultados obtenidos de estos métodos fueron empleados para elaborar el análisis de sensibilidad de la rigidez relativa “ k_1/k_2 ”.

A fin de elaborar este análisis de sensibilidad, se calcularon las cortantes basales, las fuerzas de inercia y los desplazamientos relativos con diferentes relaciones “ k_1/k_2 ”. La rigidez del primer piso “ k_1 ” se mantuvo constante en todos los cálculos y la rigidez del segundo piso “ k_2 ” se modificó para obtener resultados con distintas rigideces relativas. Con todos estos valores, se obtuvieron gráficos que muestren el efecto de la rigidez relativa sobre el comportamiento dinámico de la estructura mixta de adobe-quincha.

4.5.1. Desplazamiento relativo horizontal

La primera respuesta dinámica de ambos análisis es el desplazamiento absoluto de los dos grados de libertad de la estructura, luego, se calculan los desplazamientos relativos de cada uno de los pisos. El desplazamiento relativo es importante en los códigos de diseño porque se recomiendan derivas máximas (desplazamiento relativo/altura del piso) para que los elementos verticales no fallen por grandes desplazamientos. Se realizó el análisis de sensibilidad a fin de encontrar una relación entre la rigidez relativa “ k_1/k_2 ” y el desplazamiento relativo máximo que experimenta cada nivel durante una sollicitación dinámica

4.5.1.1. Análisis tiempo-historia

El análisis tiempo-historia brinda la respuesta de desplazamiento en el tiempo y por el gran número de datos se suele considerar el valor máximo como el valor representativo de la respuesta dinámica. Los valores de desplazamientos relativos máximos obtenidos con distintos valores de “ k_1/k_2 ” se colocan en la Tabla 4.4.

En la Figura 4.13 se grafican los desplazamientos relativos del primer piso con distintos valores de rigidez relativa. Como se observa en este gráfico, los resultados no muestran una tendencia definida porque los valores aumentan y disminuyen. Sin embargo, se identifica que en el rango de “ k_1/k_2 ” entre 6 y 10 se encuentran los menores desplazamientos relativos del primer piso.

Tabla 4.4. Desplazamientos Relativos del Piso 1 y Piso 2 (tiempo-historia)

k_1/k_2	x_1 Max (mm)	x_2 Max (mm)	k_1/k_2	x_1 Max (mm)	x_2 Max (mm)
1	6.29	1.60	11	5.44	17.94
2	5.39	3.10	12	5.61	22.35
3	4.85	5.14	13	5.58	26.68
4	5.31	8.60	14	5.42	31.77
5	5.66	10.97	15	4.90	34.28
6	4.77	12.56	16	4.57	33.08
7	4.53	14.01	17	4.36	31.49
8	4.69	16.03	18	4.46	32.51
9	4.49	15.88	19	4.78	34.97
10	4.86	15.28	20	4.89	36.62

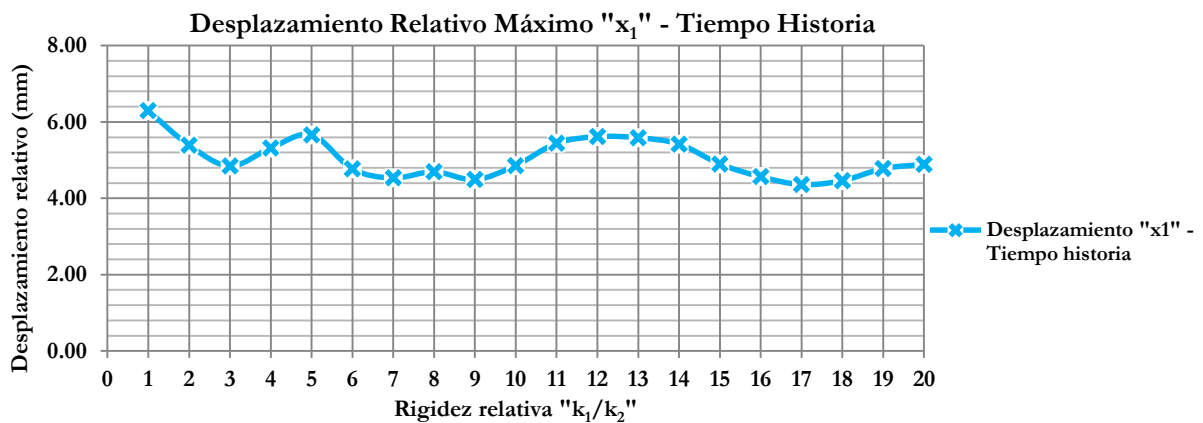


Figura 4.13. Desplazamiento Relativo Máximo " x_1 " para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

En la Figura 4.14, se grafican los desplazamientos relativos del segundo piso. A diferencia de los desplazamientos relativos " x_1 ", este gráfico muestra un incremento de valores al aumentar los valores de rigidez relativa.

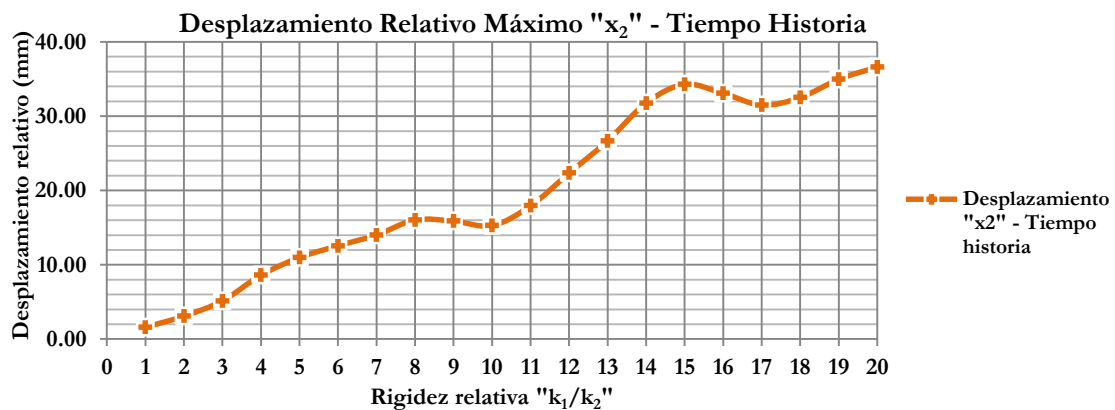


Figura 4.14. Desplazamiento Relativo Máximo " x_2 " para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

Al superponer estos dos gráficos se obtiene la Figura 4.15 que muestra que con valores bajos de rigidez relativa el desplazamiento del primer piso es mayor que del segundo. Además, se observa que el desplazamiento “ x_2 ” aumenta y el desplazamiento “ x_1 ” disminuye a medida que el valor de “ k_1/k_2 ” aumenta. Por otra parte, se observa que a medida que aumenta “ x_2 ”, este valor se vuelve mucho mayor comparado con “ x_1 ”.

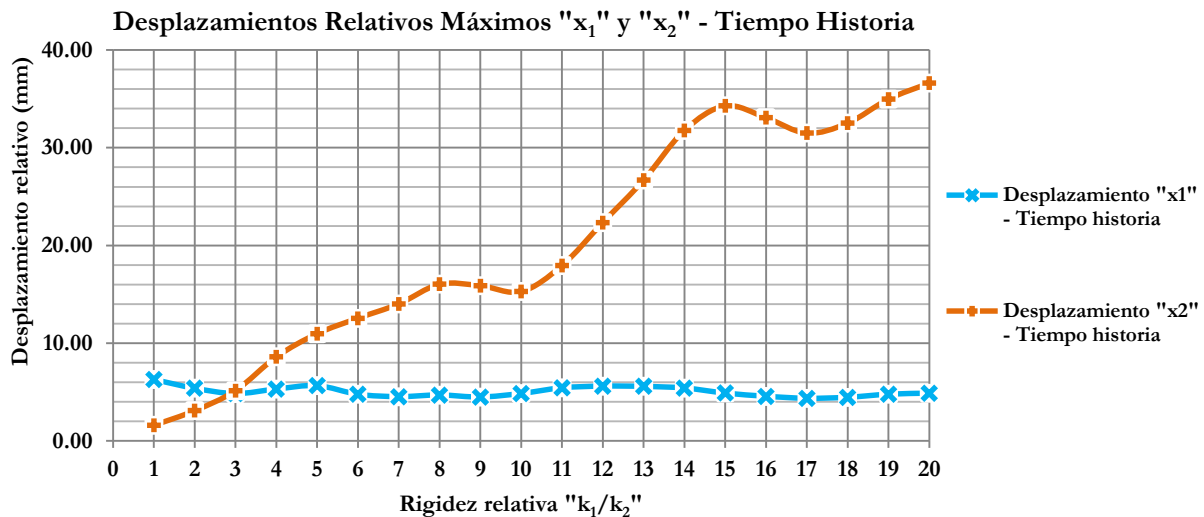


Figura 4.15. Desplazamientos Relativos Máximos “ x_1 ” y “ x_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

Este incremento de desplazamiento “ x_2 ” se da porque incrementando la relación de rigideces se disminuye la rigidez del segundo piso “ k_2 ”; por lo tanto, este piso se vuelve más flexible y permite una mayor deformación. En sistemas con rigideces relativas “ k_1/k_2 ” altas, los desplazamientos del primer piso son menores que los de los niveles superiores.

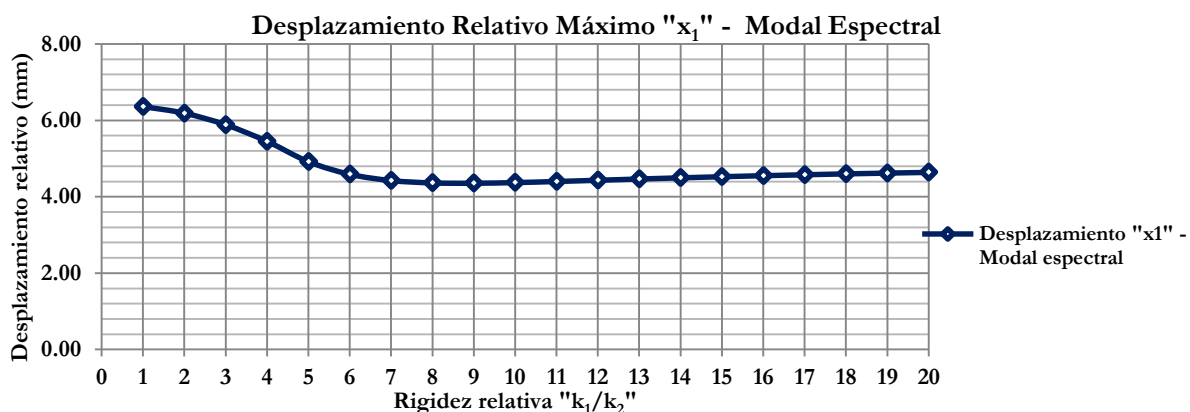
4.5.1.2. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral brinda la respuesta dinámica máxima a partir del espectro. Se obtienen los desplazamientos relativos de cada modo y se realiza una superposición de estas respuestas. En este caso se empleó la superposición sugerida por la norma E.030 (Ecuación 3.57). Los valores de desplazamientos relativos máximos obtenidos con distintos valores de “ k_1/k_2 ” se colocan en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Desplazamientos Relativos del Piso 1 y Piso 2 (modal espectral)

k_1/k_2	x_1 Max (mm)	x_2 Max (mm)	k_1/k_2	x_1 Max (mm)	x_2 Max (mm)
1	6.36	1.70	11	4.40	14.42
2	6.19	4.08	12	4.43	14.43
3	5.89	6.95	13	4.47	14.40
4	5.45	9.68	14	4.50	14.35
5	4.92	11.52	15	4.53	14.28
6	4.59	12.74	16	4.55	14.20
7	4.43	13.50	17	4.58	14.12
8	4.36	13.95	18	4.60	14.03
9	4.36	14.21	19	4.62	13.94
10	4.37	14.35	20	4.64	13.85

En la Figura 4.16 se grafican los desplazamientos relativos del primer grado de libertad (piso 1) obtenidos con distintos valores de rigidez relativa. Como se observa en este gráfico, los resultados con valores bajos de " k_1/k_2 " son los valores máximos; y a partir del valor de rigidez relativa de 6, el valor de " x_1 " disminuye para luego tener un pequeño aumento.

**Figura 4.16.** Desplazamiento Relativo Máximo " x_1 " para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

Por otra parte, al graficar los desplazamientos relativos del segundo grado de libertad (piso 2) mostrados en la Tabla 4.5 se obtiene la Figura 4.17. A diferencia de los desplazamientos relativos " x_1 ", este gráfico muestra un incremento de valores al aumentar los valores de rigidez relativa hasta llegar a un valor cercano a 14.30 mm a partir del valor de rigidez relativa de 7.

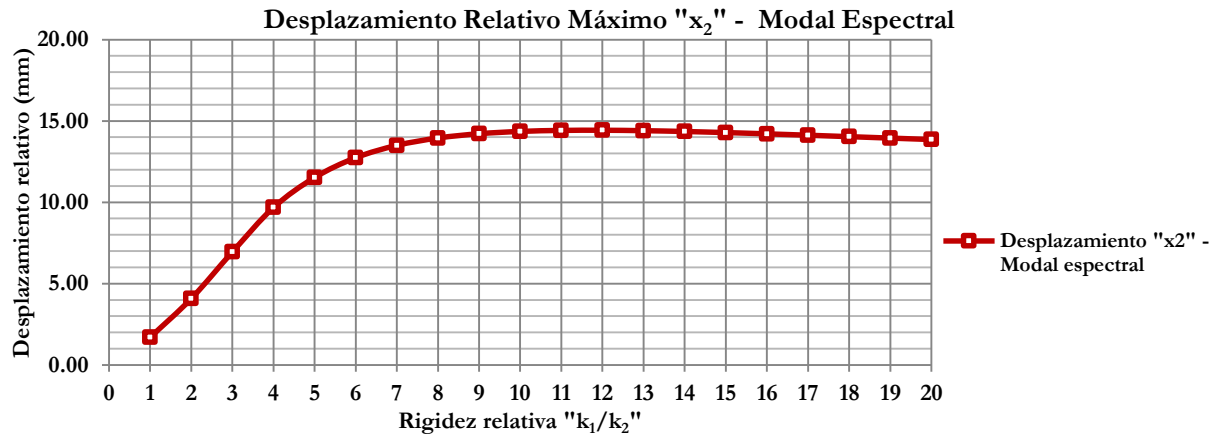


Figura 4.17. Desplazamiento Relativo Máximo " x_2 " para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

Al superponer estos dos gráficos se obtiene la Figura 4.18 que muestra que con valores bajos de rigidez relativa el desplazamiento del primer piso es mayor que del segundo. El desplazamiento " x_2 " se vuelven mayor que el desplazamiento " x_1 " a partir del valor de " k_1/k_2 " de 3. Por otra parte, se observa que ambos desplazamientos no presentan variaciones considerables con valores de rigideces relativos altos.

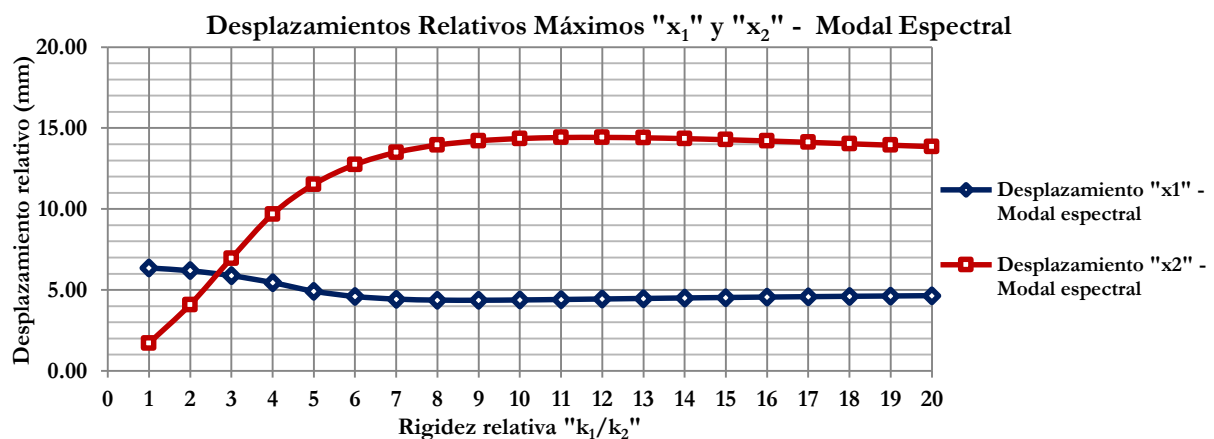


Figura 4.18. Desplazamientos Relativos Máximos " x_1 " y " x_2 " para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

4.5.1.3. Comparación de resultados

Finalmente, si se superpone los resultados de desplazamientos relativos obtenidos por el análisis tiempo-historia y el análisis modal espectral, se obtiene la Figura 4.19. En esta figura se observa que los valores de desplazamiento relativo " x_1 " coinciden prácticamente en todos los casos y solo varían entre el rango de 11 y 13 de " k_1/k_2 ". Por otro lado, no se observa lo mismo con los desplazamientos relativos " x_2 ". En este caso, los desplazamientos son muy

cercanos hasta alcanzar un valor de rigidez relativa de 10; dado que, a partir de este número, los resultados obtenidos con el análisis tiempo historia continúan aumentando mientras que los obtenidos con el análisis modal espectral no varían considerablemente.

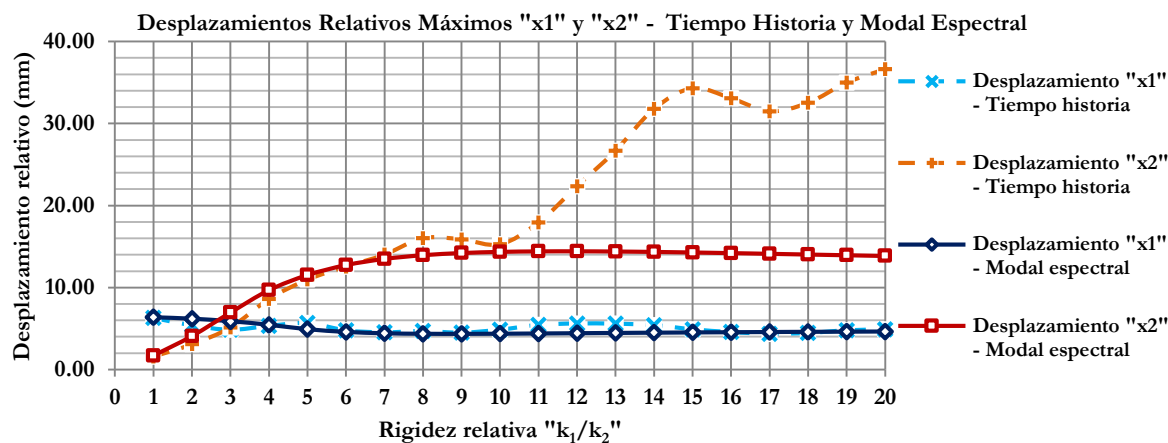


Figura 4.19. Desplazamientos Relativos Máximos (Comparación tiempo-historia y modal espectral)

Los desplazamientos “x2” difieren entre ambos análisis por los procedimientos que emplean cada uno de los métodos. El análisis tiempo-historia obtiene los resultados a partir de obtener toda la historia de desplazamiento y elegir el valor máximo de todos estos resultados; mientras que, el análisis tiempo historia depende directamente del espectro empleado (Ecuación 3.47). Con valores de rigidez altos, el modo 2 es muy importante en la respuesta y los periodos de este modo se encuentran entre 0.6 y 1.42 segundos (Figura 4.6). Por lo tanto, la respuesta dinámica del modo 2 se mantiene en el rango constante del espectro de respuesta (Figura 4.7) y por ende el desplazamiento relativo “x2” obtenido con el análisis modal espectral presentará poca variación en casos de rigidez relativa altas.

4.5.2. Fuerzas de inercia

La segunda respuesta dinámica que se obtiene en ambos análisis son las fuerzas de inercia de los dos grados de libertad de la estructura. Las fuerzas de inercia son equivalencias del movimiento del terreno y son valores representativos de la solicitud sísmica que actúa en cada grado de libertad. Se calcularon estos parámetros a fin de observar su variación con respecto a la rigidez relativa de ambos pisos.

4.5.2.1. Análisis tiempo-historia

El análisis tiempo-historia brinda la respuesta de fuerzas en el tiempo y por el gran número de datos se suele considerar el valor máximo como el valor representativo de la respuesta dinámica. Los valores de fuerza de inercia máximos de cada grado de libertad obtenidos con distintos valores de “ k_1/k_2 ” se colocan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Fuerzas de Inercia del Piso 1 y Piso 2 (tiempo-historia)

k_1/k_2	F ₁ Max (kN)	F ₂ Max (kN)	k_1/k_2	F ₁ Max (kN)	F ₂ Max (kN)
1	53.6	17.7	11	51.9	18.1
2	43.3	17.2	12	52.9	20.7
3	37.0	19.1	13	53.0	22.8
4	46.8	23.9	14	52.5	25.2
5	45.8	24.4	15	51.0	25.4
6	41.7	23.3	16	49.8	23.0
7	43.9	22.3	17	49.5	20.6
8	46.4	22.3	18	49.5	20.1
9	46.9	19.6	19	49.1	20.5
10	48.7	17.0	20	48.7	20.4

En la Figura 4.20 se muestra la representación gráfica de las fuerzas de inercia del primer grado de libertad (piso 1) obtenidos con distintos valores de rigidez relativa. Como se observa en este gráfico, no se presenta una tendencia constante porque presenta subidas y bajadas de valores. Sin embargo, se identifica que en el rango de “ k_1/k_2 ” entre 2 y 9 presenta una disminución y luego aumenta hasta mantenerse en aproximadamente constante de 50 kN a partir de valores de rigidez relativa mayores a 9.

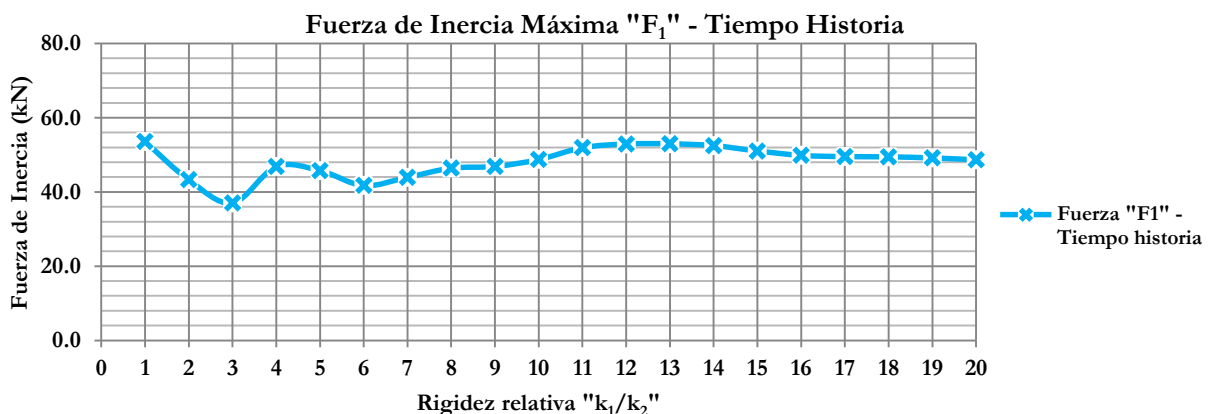


Figura 4.20. Fuerza de Inercia Máxima “F₁” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

Por otra parte, al graficar las fuerzas del segundo grado de libertad (piso 2) mostrados en la Tabla 4.6 se obtiene la Figura 4.21. A diferencia de las fuerzas “ F_1 ”, este gráfico muestra un incremento de valores en el rango de “ k_1/k_2 ” entre 2 y 8; luego, disminuye y aumenta sin una tendencia constante.

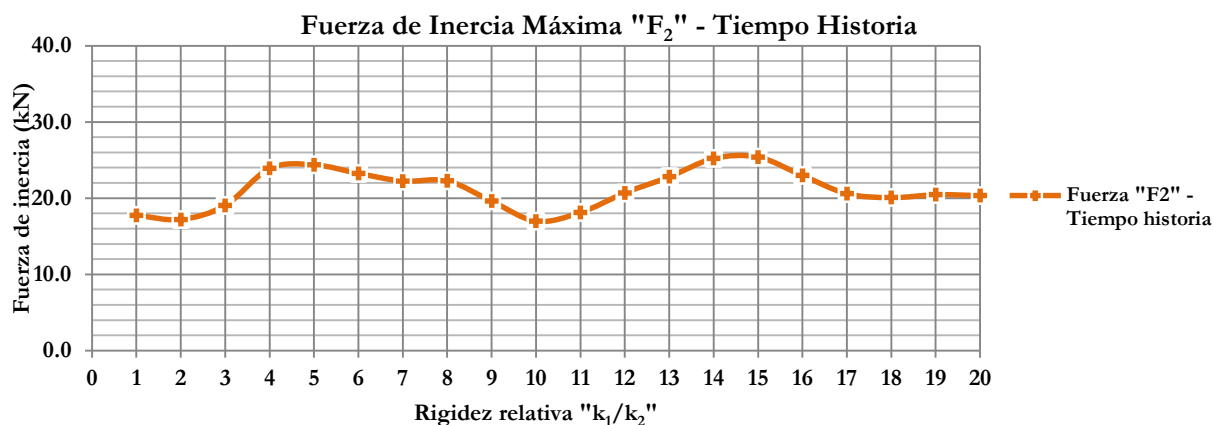


Figura 4.21. Fuerza de Inercia Máxima “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

Al superponer estos dos gráficos se obtiene la Figura 4.22 que muestra que las fuerzas de inercia del primer piso “ F_1 ” son mayores en todos los casos. Por otro lado, se observa que en el rango de rigidez relativa entre 2 y 9 las fuerzas “ F_1 ” disminuyen alcanzando su valor mínimo y luego aumentan hasta mantener un valor casi constante; mientras que las fuerzas “ F_2 ” en este rango alcanzan su valor mayor y luego disminuye.

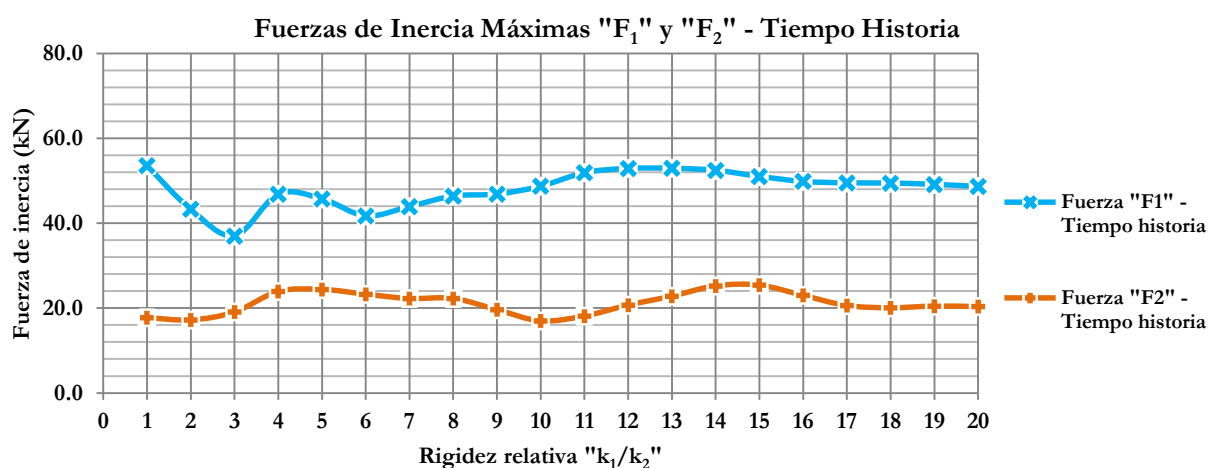


Figura 4.22. Fuerzas de Inercia Máximas “ F_1 ” y “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

Las fuerzas “ F_1 ” son mayores que las “ F_2 ” porque se encuentran directamente relacionadas con la masa y el primer piso cuenta con muros gruesos de adobe que son más

pesados que los del segundo. Por otro lado, las fuerzas “ F_1 ” son menores con valores de rigidez relativa distintos de 1 porque la rigidez del primer piso se mantiene constante y dado que los desplazamientos son menores, entonces las fuerzas de inercia también serán menores.

4.5.2.2. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral brinda la respuesta dinámica máxima a partir del espectro. Se obtienen las fuerzas de inercia de cada modo y se realiza una superposición de estas respuestas. Los valores de fuerzas de inercia máximos obtenidos con distintos valores de “ k_1/k_2 ” se colocan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Fuerzas de Inercia del Piso 1 y Piso 2 (modal espectral)

k_1/k_2	F_1 Max (kN)	F_2 Max (kN)	k_1/k_2	F_1 Max (kN)	F_2 Max (kN)
1	53.4	18.9	11	47.9	16.0
2	49.9	22.7	12	48.8	14.6
3	46.3	25.7	13	49.5	13.4
4	43.5	26.9	14	50.1	12.3
5	42.2	25.6	15	50.6	11.4
6	42.9	23.6	16	51.1	10.6
7	44.2	21.4	17	51.4	9.9
8	45.6	19.4	18	51.7	9.2
9	46.9	17.6	19	52.0	8.7
10	47.9	16.0	20	52.3	8.2

En la Figura 4.23 se grafican fuerzas de inercia del primer grado de libertad (piso 1) obtenidos con distintos valores de rigidez relativa. Como se observa en este gráfico, los resultados disminuyen hasta llegar a un valor mínimo cuando “ k_1/k_2 ” es igual a 5 y luego aumenta.

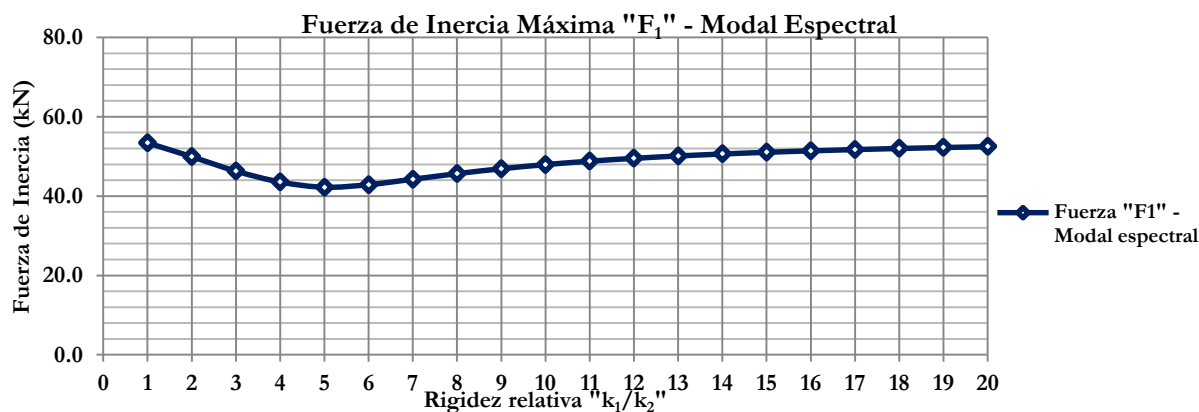


Figura 4.23. Fuerza de Inercia Máxima “ F_1 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

Por otra parte, al graficar las fuerzas de inercia del segundo grado de libertad (piso 2) mostrados en la Tabla 4.7 se obtiene la Figura 4.24. A diferencia de las fuerzas “ x_1 ”, este gráfico muestra un incremento de valores hasta llegar a un valor máximo cuando “ k_1/k_2 ” es igual a 4 y luego disminuye claramente.

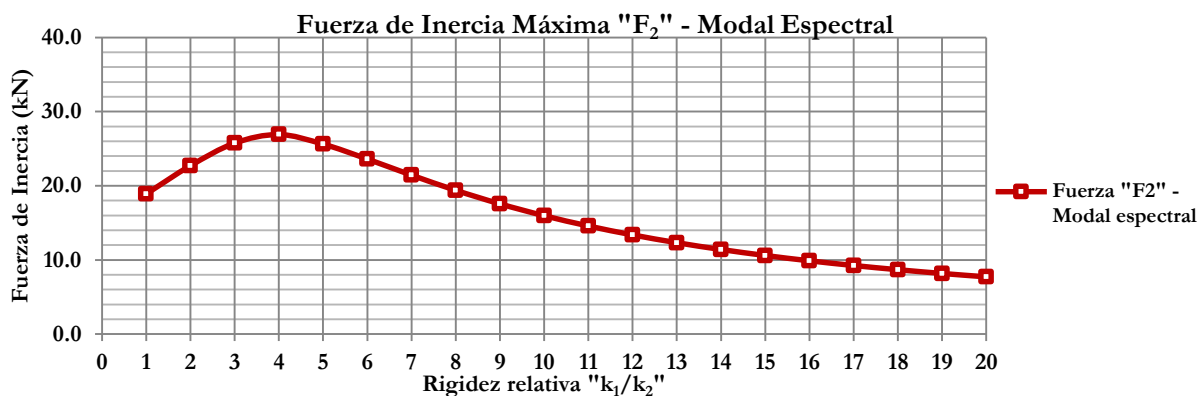


Figura 4.24. Fuerza de Inercia Máxima “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

Al superponer estos dos gráficos se obtiene la Figura 4.25 que muestra tendencias opuestas entre ambas fuerzas de inercia. La fuerza “ x_1 ” disminuye hasta llegar a un valor mínimo y luego aumenta; mientras que, la fuerza “ x_2 ” aumenta y llega a un valor máximo y disminuye cuando aumenta la relación de rigideces “ k_1/k_2 ”.

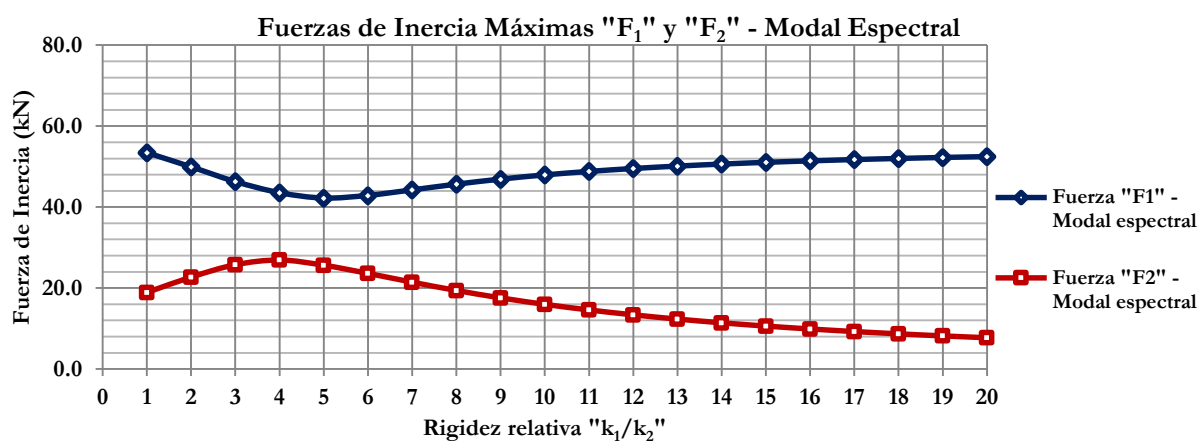


Figura 4.25. Fuerzas de Inercia Máximas “ F_1 ” y “ F_2 ” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

4.5.2.3. Comparación de resultados

Finalmente, si se superpone los resultados de fuerza de inercia obtenidos por el análisis tiempo-historia y el análisis modal espectral, se obtiene la Figura 4.26. En esta figura se observa que no coinciden exactamente en todos los resultados. Sin embargo, se identifica que mantiene

la misma tendencia de llegar a valores máximos y mínimos. Los valores coinciden mejor en el rango de rigidez relativa entre 4 y 10. Como se mencionó, los resultados difieren por los procedimientos que emplean cada uno de los métodos empleados.

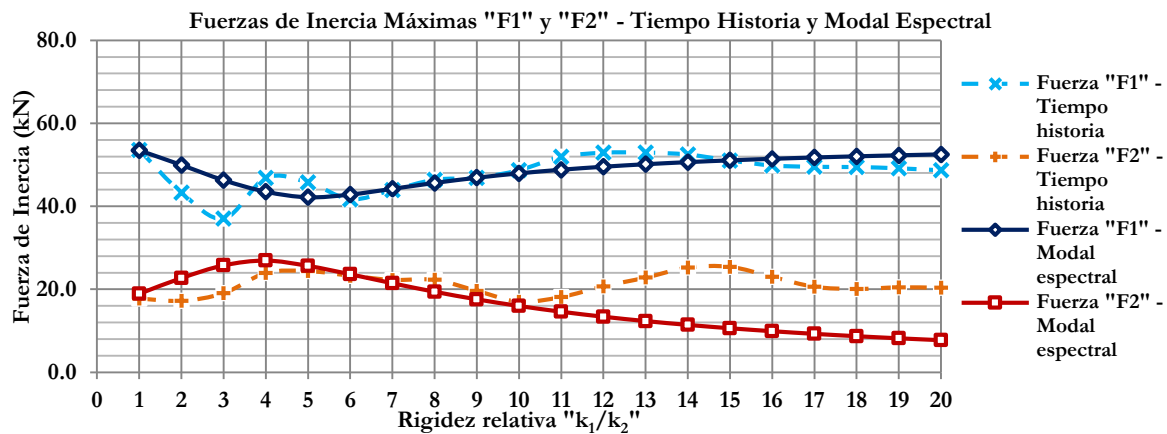


Figura 4.26. Fuerzas de Inercia Máximas "F₁" y "F₂" (Comparación tiempo-historia y modal espectral)

4.5.3. Cortante basal

Por último, se obtuvieron las cortantes basales por medio de ambos análisis. En este tipo de estructuras, la base es considerada la zona más crítica por ser donde se acumula la mayor cantidad de esfuerzos. Por lo tanto, este parámetro es un valor representativo comportamiento sísmico de la estructura en conjunto. De igual manera, se calculó su variación con respecto a distintos valores de rigidez relativa.

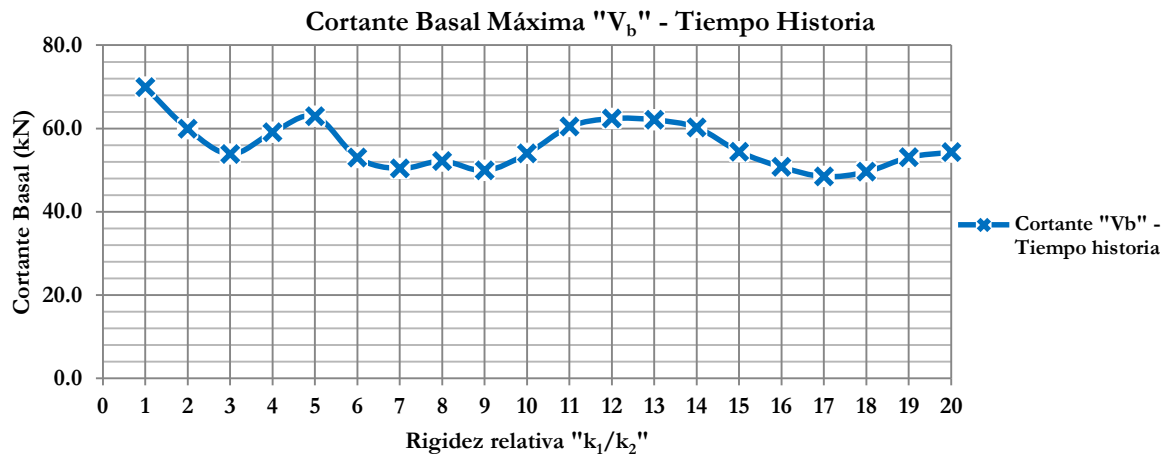
4.5.3.1. Análisis tiempo-historia

El análisis tiempo-historia brinda la respuesta de fuerzas en el tiempo que acumuladas brindan la cortante basal (Ecuación 3.42). Dado al gran número de datos se suele considerar el valor máximo como el valor representativo de la respuesta dinámica. Los valores de cortante basal máximo obtenidos con distintos valores de "k₁/k₂" se colocan en la Tabla 4.8.

En la Figura 4.27 se muestra la representación gráfica de las cortantes basales de la Tabla 4.8. Como se observa en este gráfico, no se presenta una tendencia constante porque presenta subidas y bajadas de valores. Sin embargo, se identifica que en el rango de "k₁/k₂" entre 6 y 10 presentan valores menores que los cercanos a la rigidez relativa de 1.

Tabla 4.8. Cortante Basal Máxima (tiempo-historia)

k_1/k_2	$V_{\text{basal Max}}$ (kN)	k_1/k_2	$V_{\text{basal Max}}$ (kN)
1	69.9	11	60.5
2	59.9	12	62.4
3	53.9	13	62.1
4	59.1	14	60.2
5	62.9	15	54.4
6	53.0	16	50.8
7	50.4	17	48.5
8	52.2	18	49.6
9	49.9	19	53.1
10	54.0	20	54.3

**Figura 4.27.** Cortante Basal Máxima " V_b " para cada relación k_1/k_2 (tiempo-historia)

Los resultados de la cortante basal por el análisis tiempo historia dependen directamente de los valores de fuerza de inercia como muestra la Ecuación 3.42. Por este motivo, el gráfico no presenta una tendencia constante tal como sucede con las fuerzas inerciales obtenidas por este análisis (Figura 4.22)

4.5.3.2. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral brinda la respuesta dinámica máxima a partir del espectro. Se obtienen cortantes basales de cada modo (Ecuación 3.53) y se realiza una superposición de estas respuestas. Los valores de cortante basal máximo obtenidos con distintos valores de " k_1/k_2 " se colocan en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9. Cortante Basal Máxima (modal espectral)

k_1/k_2	$V_{\text{basal Max}}$ (kN)	k_1/k_2	$V_{\text{basal Max}}$ (kN)
1	70.7	11	48.9
2	68.8	12	49.3
3	65.4	13	49.7
4	60.6	14	50.0
5	54.7	15	50.3
6	51.0	16	50.6
7	49.2	17	50.9
8	48.5	18	51.1
9	48.4	19	51.4
10	48.6	20	51.6

En la Figura 4.28 se muestra la representación gráfica de las cortantes basales de la Tabla 4.9. A diferencia del gráfico anterior, en este gráfico se observa una tendencia suavizada de la disminución de cortante basal a medida que aumenta la rigidez relativa y se mantiene cercano a 50 kN con valores de rigidez relativa mayores o iguales a 6. En este gráfico si se observa una disminución de cerca del 30% del valor de cortante basal de 70.7 kN con una rigidez relativa de 1 y el valor aproximadamente constante de 50 kN con rigideces relativas mayores a 6.

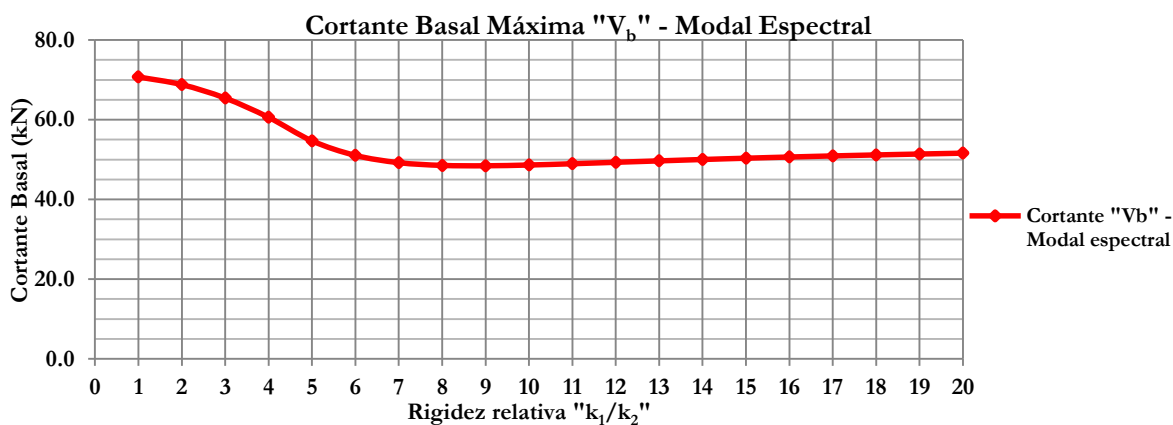


Figura 4.28. Cortante Basal Máxima “V_b” para cada relación k_1/k_2 (modal espectral)

4.5.3.3. Comparación de resultados

Finalmente, al superponer los resultados de cortante basal obtenidos por el análisis tiempo-historia y el análisis modal espectral, se obtiene la Figura 4.29.

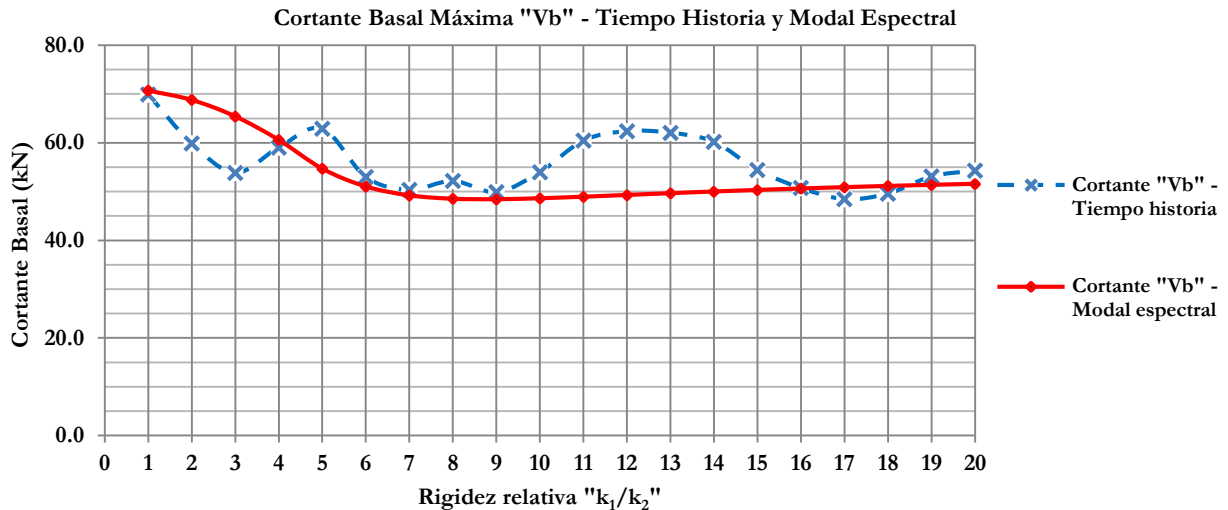


Figura 4.29. Cortante Basal Máxima "V_b" (Comparación tiempo-historia y modal espectral)

En esta figura se observa que no coinciden exactamente en todos los resultados. Sin embargo, en ambos se observa que con valores de rigidez relativa mayores a 1 se obtienen valores de cortantes basales menores. Asimismo, los valores obtenidos entre 6 y 9 aproximadamente coinciden en ambos gráficos. Como se mencionó, los resultados difieren por los procedimientos que emplean cada uno de los métodos empleados; puesto que el análisis modal espectral emplea un espectro suavizado que no cuenta con los picos máximos y mínimos del espectro de respuesta de la señal sísmica (Figura 4.4).

CAPÍTULO 5. ENSAYO DE DOS MÓDULOS DE DOS PISOS DE ADOBE Y QUINCHA

5.1. Introducción

En el año 2006, la Pontificia Universidad Católica del Perú junto al Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) desarrollaron el “Proyecto Adobe-Quincha” (Contrato N°0209-2006) elaborado en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas - PUCP. El proyecto se encontró bajo la dirección y responsabilidad de SENCICO, del asesor técnico PUCP Ing. Luis Zegarra Ciquero, del ingeniero del laboratorio de estructuras PUCP Ing. Wilson Silva Berrios y de la asistente técnico Ing. Tatiana Sánchez Guerra.

El proyecto consistió en la construcción y el posterior ensayo dinámico de dos módulos de dos pisos con muros de adobe en el primer piso y paneles de quincha en el segundo. Ambos módulos fueron construidos con los mismos materiales y la misma geometría, pero se diferenciaron por la adición de un refuerzo externo. El primer módulo M1-SR fue construido de manera tradicional con características similares a las de las construcciones tradicionales del centro de Lima; mientras que, al segundo módulo se le añadió refuerzos en la zona de conexión entre el primer piso y el segundo piso. Los ensayos tuvieron el objetivo de comparar el comportamiento sísmico de las estructuras tradicionales con el sistema adobe-quincha y buscar un método de refuerzo que mejore su desempeño sísmico.

Este ensayo fue documentado por video y elaboraron un informe de los resultados obtenidos en este ensayo (Laboratorio de Estructuras PUCP, 2006; Silva, W., Zegarra, L. & Sánchez, T., 2006). Se empleó esta información para comparar los resultados numéricos con los resultados obtenidos en el ensayo

5.2. Descripción del ensayo

Se elaboraron dos módulos conformados por adobe y quincha: el módulo M1-SR, y el módulo M2-CR (Figura 5.1). El primer módulo represento las características de una construcción tradicional del centro de Lima. Por otro lado, el segundo módulo presentí las mismas características y materiales, pero con la diferencia que se le realizó un reforzamiento.



Figura 5.1. Módulo M1 – tradicional y Módulo M2 – con refuerzo (respectivamente)
(Tomado de Silva et al., 2006)

El primer piso contó con muros de adobe y el segundo por paneles de quincha (Figura 5.2). Estos muros se elaboraron de modo que simulen la estructura tradicional de las construcciones tradicionales del centro de Lima. Se ensayó cada módulo para registrar el comportamiento dinámico de la estructura frente a una señal sísmica. Luego, se comparó los resultados de los dos módulos para encontrar el efecto que produce la adición del refuerzo sobre el desempeño sísmico.

Se realizaron los ensayos en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP y se empleó la mesa vibradora a partir de una señal definida. La señal sísmica empleada durante los ensayos fue la del sismo de Ocoña-Arequipa de junio del 2001. Esta señal fue registrada en una estación cercana a Ocoña ($f=6.2$ Hz) correspondiente al suelo del lugar (Silva et al., 2006).



Figura 5.2. Construcción de mampostería de adobe y paneles de quincha (respectivamente)
(Tomado de Silva et al., 2006)

Para cada uno de los módulos se realizaron cinco fases de ensayo dinámico y seis ensayos de vibración libre. Las fases se realizaron con la misma señal sísmica, pero escaladas de diferente manera. Mientras que todos los ensayos de vibración libre se realizaron con la misma aceleración y desplazamiento inicial (Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Fases de los ensayos dinámicos

Fase de Ensayo	Característica de la Fase	A_0 (g)	D_0 (mm)
Fase 1	Muy frecuente o leve	0.10	1.5
Fase 2	Frecuente o leve	0.30	4.5
Fase 3	Poco frecuente o moderado	0.60	9.0
Fase 4	Intermedio entre moderado y severo	0.80	12.0
Fase 5	Raro o severo	1.00	15.0
Vibración Libre	Todos los ensayos de vibración libre	0.05	1.5

(Adaptado de Silva et al., 2006)

Por otro lado, para registrar la información de cada uno de los ensayos se emplearon nueve sensores de desplazamiento conocidos como LVDT's y 15 acelerómetros. Con estos instrumentos se registraron los desplazamientos y aceleraciones cada 0.005 segundos durante todas las señales. La ubicación de los LVDT's y los acelerómetros se muestra en la Figura 5.3.

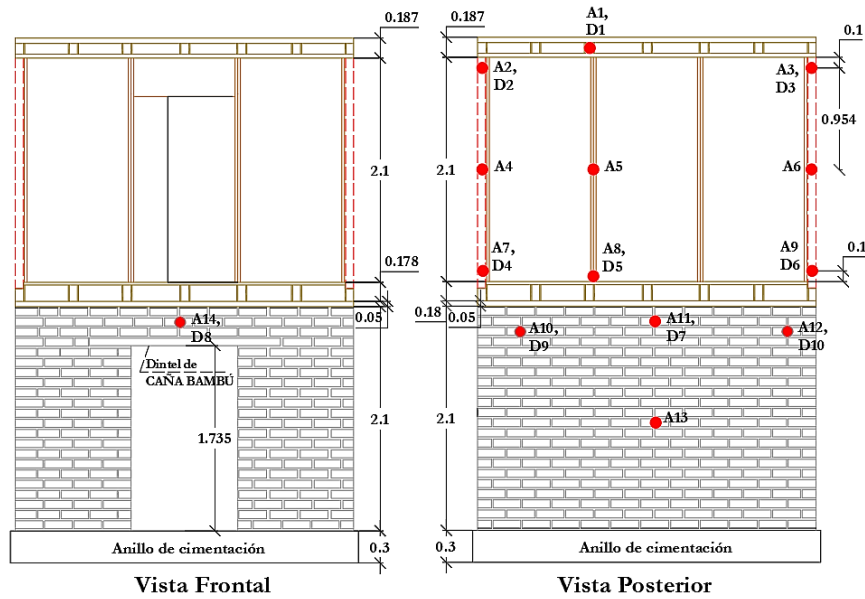


Figura 5.3. Ubicación de LVDT's y acelerómetros de los ensayos
(Adaptado de Sánchez, 2006)

5.2.1. Memoria descriptiva

Los dos módulos contaron con las mismas características geométricas y las mismas propiedades mecánicas en sus materiales. Ambos módulos contaron con puertas frontales en los dos pisos y con ventanas en los lados laterales. El lado posterior de los módulos era completamente continuo, sin ningún vano (Figura 5.5).

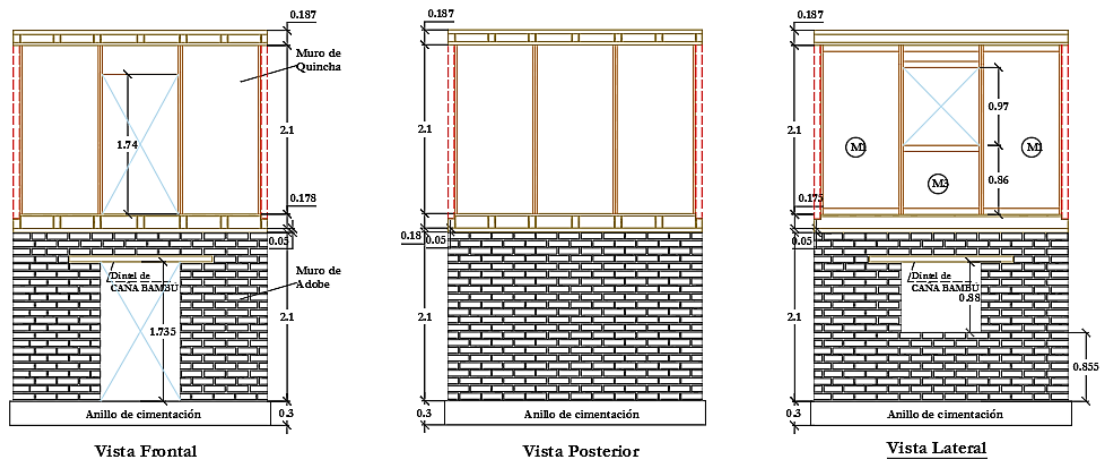


Figura 5.4. Secciones de los módulos de adobe y quincha
(Adaptado de Sánchez, 2006)

Además, presentaron una forma rectangular prismática con base cuadrada de 3.17 m sin recubrimiento. La altura de los muros de adobe y los muros de quincha fue de 2.10 m. El espesor de los muros de adobe del primer piso fue de 0.20 m, mientras que los de quincha del

segundo piso fue de 0.075 m. Las dimensiones de las secciones de ambos módulos se muestran en la Figura 5.4 (Silva et al., 2006).

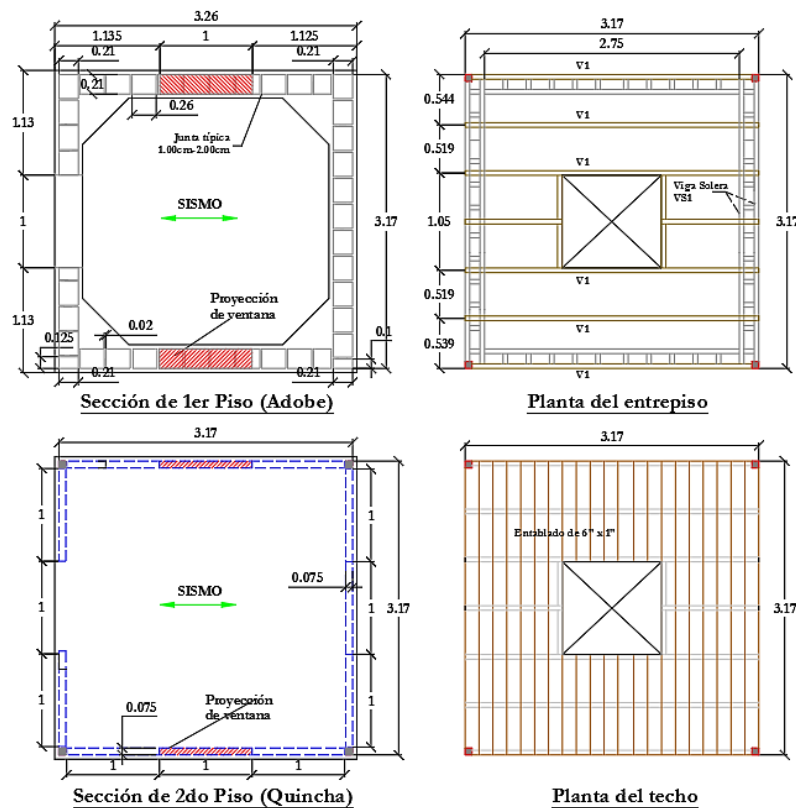


Figura 5.5. Secciones de los módulos de adobe y quincha
(Adaptado de Sánchez, 2006)

Asimismo, los muros de adobe contaron con un reforzamiento interno. Se le colocó un refuerzo natural compuesto por dos tiras de cañas partidas ubicadas cada cuatro hiladas de adobe. En las esquinas se amarraron los encuentros de caña con alambre N° 16. El reforzamiento se realizó solo horizontalmente (Figura 5.6) (Silva et al., 2006).



Figura 5.6. Refuerzo horizontal interno de caña partida
(Tomado de Sánchez, 2006)

Por otro lado, la diferencia que presentó el Módulo M1 y el Módulo M2 fue el reforzamiento que se le colocó a este último en la viga solera que une ambos pisos. Se le colocaron sujetadores de alambre entre el dintel y la viga solera. Además, se emplearon dos ángulos metálicos de 90° (platinas de 1.0m de largo con 2” de ancho y 1/8” de espesor) en dos esquinas y se encontraban empernados a la base de madera que conectaba el primer y segundo piso (Figura 5.7) (Silva et al., 2006).



Figura 5.7. Refuerzo externo con ángulos metálicos en el Módulo M2
(Tomado de Sánchez, 2006)

5.2.2. Fenómenos observados en los ensayos

En el módulo M1-SR, los muros de adobe que eran paralelos a la dirección del movimiento sísmico se vieron afectados por fisuras y agrietamientos. Los muros de quincha paralelos también presentaron fisuras, pero más finas y en menor cantidad. Las vigas de madera del entrepiso se deslizaron ligeramente y la parte superior de los muros de adobe se separaron por las fisuras como muestra la Figura 5.8 (Silva et al., 2006).



Figura 5.8. Fisuras en los muros de adobe del Módulo M1-SR, luego de la fase 5
(Tomado de Sánchez, 2006)

Por otra parte, los muros del Módulo M2-CR se comportaron de manera semejante al Módulo M1-SR pero con fisuras más finas. Las mayores fisuras se generaron a partir de las esquinas de los vanos. Sin embargo, se salieron elementos de la zona de encuentro entre ambos pisos y se deterioraron notablemente las esquinas de los muros de adobe, luego de la fase 5 (Figura 5.9) (Silva et al., 2006).



Figura 5.9. Deterioro en las esquinas del Módulo M2-CR, luego de la fase 5 (Tomado de Sánchez, 2006)

Asimismo, los fenómenos más relevantes identificados en cada fase para el Módulo M1 y Módulo M2 se presentan en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Fenómenos de los ensayos dinámicos

Fases	Módulo M1-SR	Módulo M2-CR
Fase 1	Comportamiento elástico sin fisuras.	Comportamiento elástico sin fisuras.
Fase 2	Aparición de fisuras finas (diagonales y escalonadas) a partir de los vanos de ventanas, en ambos pisos.	Aparición de fisuras finas (diagonales y escalonadas) a partir de los vanos de ventanas, en ambos pisos.
Fase 3	Se pronuncian las fisuras del primer piso, generadas en la Fase 2.	Se pronuncian las fisuras del primer piso, generadas en la Fase 2. (fisuras mas delgadas)
Fase 4	Agrietamiento de la parte superior de los muros de adobe. Fisuras en la parte inferior. Separación de los muros por las grietas	Pronunciamiento de las fisuras de la Fase 3 (superior e inferior de los muros). Agrietamiento del muro sobre el dintel de la puerta del piso 1. Grietas en las esquinas. Se cae uno de los elementos de la zona de encuentro.
Fase 5	Se pronuncia la separación de muros (hasta 10 mm) y se generan nuevas fisuras alrededor del muro. Sin embargo, la estructura se mantiene estable y sin señal de colapso.	No se generan muchas fisuras nuevas, pero se agrietan las fisuras existentes hasta que se caiga una pequeña parte del vano de la ventana. Sin embargo, la estructura se mantiene estable y sin señal de colapso.

(Adaptado de Silva et al, 2006; Laboratorio de Estructuras PUCP, 2006)

De acuerdo a lo que señala Silva, Zegarra y Sánchez (2006), los dos módulos presentaron un mejor comportamiento dinámico de lo que se esperaba en un inicio. La viga solera sobre los muros de adobe retenía los elementos fisurados y no permitían que se desplacen. Además, llegaron a la conclusión que deberían de reforzar los muros del primer piso para mejorar su resistencia y rigidez. De esta manera, se beneficiaría la capacidad resistente de todo el conjunto porque reforzaría la zona más crítica; ya que, el segundo piso de quincha presenta un adecuado comportamiento de disipación de energía aplicada.

5.3. Datos registrados de los ensayos

Como se explicó anteriormente, se colocaron LVDT's y acelerómetros para registrar los desplazamiento y aceleraciones durante todos los ensayos. De estos datos se pueden separar dos tipos de información: los datos de los ensayos de vibración libre y los datos de los ensayos dinámicos.

5.3.1. Ensayos de vibración libre

Se realizaron seis ensayos de vibración libre. El primero "VL0" se realizó antes de todos los ensayos con la estructura totalmente nueva; mientras q los siguientes ensayos se realizaron después de cada fase dinámica. Todos los ensayos de vibración libre se realizaron con un desplazamiento inicial de 1.5 mm y una aceleración inicial de 0.05g. A partir de estos datos, se puede calcular el amortiguamiento y los periodos antes y después de cada fase. Estos resultados se obtienen a partir de dos registros: los desplazamientos de los LVDT's y las aceleraciones de los acelerómetros.

5.3.1.1. Desplazamientos registrados

Los desplazamientos de los ensayos de vibración libre se emplearon para obtener el amortiguamiento de cada una de las fases. Para esto, se deben obtener los desplazamientos relativos de cada uno de los pisos. El desplazamiento relativo del primer piso se obtuvo a partir

del registro D0 de la mesa vibratoria y el desplazamiento D7; mientras que, el desplazamiento relativo del segundo piso se obtuvo con los registros D5 y D1 (Figura 5.3).

5.3.1.2. Aceleraciones registradas

Las aceleraciones de los ensayos de vibración libre se emplearon para obtener el periodo de cada una de las fases; luego, con estos valores se calculan las rigideces de ambos pisos. Para esto, se deben obtener las aceleraciones relativas de cada uno de los pisos. La aceleración relativa del primer piso se obtuvo a partir del registro A0 de la mesa vibratoria y la aceleración A11; mientras que, la aceleración relativa del segundo piso se obtuvo con los registros A8 y A1 (Figura 5.3).

5.3.2. Ensayos dinámicos

Se realizaron cinco ensayos dinámicos tal como se señala en la Tabla 5.1. A partir de estos datos, se puede calcular los desplazamientos de cada piso y las fuerzas basales durante todo el ensayo. Estos resultados se obtienen a partir de dos registros: los desplazamientos de los LVDT's, las aceleraciones de los acelerómetros y las fuerzas aplicadas en la base.

5.3.2.1. Desplazamientos registrados

Los desplazamientos de los ensayos dinámicos se emplearon para obtener el desplazamiento relativo de cada una de las fases. El desplazamiento relativo del primer piso se obtuvo a partir del registro D0 de la mesa vibratoria y el desplazamiento D7; mientras que, el desplazamiento relativo del segundo piso se obtuvo con los registros D5 y D1 (Figura 5.3).

5.3.2.2. Aceleraciones registradas y Fuerza aplicada en la base

Las aceleraciones de los ensayos dinámicos y los registros de fuerza aplicada en la base se emplearon para obtener la cortante basal durante todos los ensayos. Esta cortante se obtuvo a partir del registro A0 de la plataforma vibratoria y la fuerza F_a aplicada en la base. Además, se necesita conocer la masa de la plataforma y del anillo de concreto base para poder aplicar la Ecuación 5.1.

$$V_{b(t)} = Fa_{(t)} - (M_p + M_a) \times A_{0(t)} \quad (5.1)$$

Donde

$V_{b(t)}$	= Cortante basal	M_p	= Masa de la plataforma
$Fa_{(t)}$	= Fuerza aplicada	M_a	= Masa del anillo de concreto
$A_{0(t)}$	= Aceleración de la base		

5.4. Procesamiento de resultados

Con el registro de desplazamientos, aceleraciones y fuerza aplicada de los ensayos de vibración libre y ensayos dinámicos se calcularon los parámetros dinámicos y los resultados dinámicos de cada uno de los módulos. Los parámetros dinámicos permiten conocer las propiedades mecánicas con la que cuenta la estructura antes y después de cada ensayo. Por otro lado, los resultados dinámicos permiten obtener valores de desplazamiento y fuerza que soporto la estructura en el tiempo. Luego, se obtiene el valor máximo de todo el registro de datos para cada ensayo.

5.4.1. Parámetros dinámicos

Los parámetros que se calcularon a partir de los datos de los ensayos de vibración libre fueron el amortiguamiento, el periodo de vibración y la rigidez generalizada.

5.4.1.1. Amortiguamiento

El primer parámetro calculado fue el amortiguamiento y se calculó con los desplazamientos relativos de cada uno de los pisos durante los ensayos de vibración libre. Con estos datos en el tiempo, se empleó la Ecuación 3.9 para calcular el amortiguamiento a partir de la disminución periódica de desplazamiento en cada piso.

Los valores de amortiguamiento del Módulo M1 se muestran en la Tabla 5.3 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.10.

Como se observa en la Figura 5.10, el amortiguamiento inicial que presenta el primer piso es mayor que del segundo piso. Sin embargo, a medida que continúan los ensayos, va disminuyendo “ ξ 1” y aumenta “ ξ 2”. Luego del ensayo 4, el amortiguamiento del segundo piso se vuelve mayor al del primero.

Tabla 5.3. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

VL	Amortiguación ξ (%)	
	ξ 1 (Piso 1) - M1	ξ 2 (Piso 2) - M1
VL0	45.2%	7.4%
VL1	40.1%	11.0%
VL2	35.2%	24.8%
VL3	34.5%	29.8%
VL4	25.7%	29.4%
VL5	30.8%	34.4%

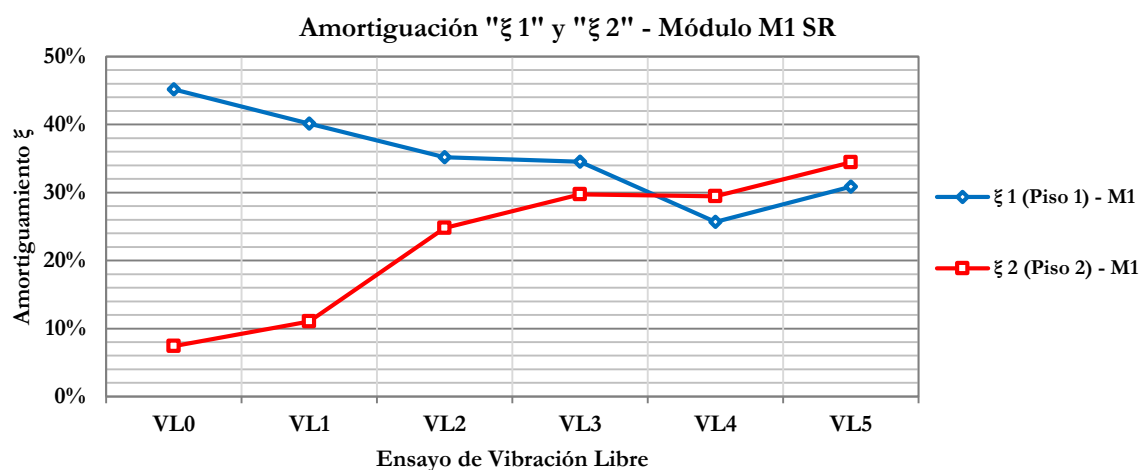


Figura 5.10. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

Los valores de amortiguamiento del Módulo M2 se muestran en la Tabla 5.4 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.11.

Tabla 5.4. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

VL	Amortiguación ξ (%)	
	ξ 1 (Piso 1) - M2	ξ 2 (Piso 2) - M2
VL0	37.0%	6.8%
VL1	36.1%	11.2%
VL2	41.8%	28.2%
VL3	23.4%	26.9%
VL4	23.3%	29.3%
VL5	23.7%	40.1%

Como se observa en la Figura 5.11, de la misma manera que en el Módulo M1, el amortiguamiento inicial que presenta el primer piso es mayor que del segundo piso y a medida que continúan los ensayos, va disminuyendo " ξ 1" y aumenta " ξ 2". Sin embargo, luego del ensayo 2, se presenta un aumento de " ξ 1" que no se presencié en el primer módulo. Además,

el amortiguamiento del primer piso se vuelve menor que del segundo piso después del segundo ensayo y prácticamente se mantiene constante hasta el final.

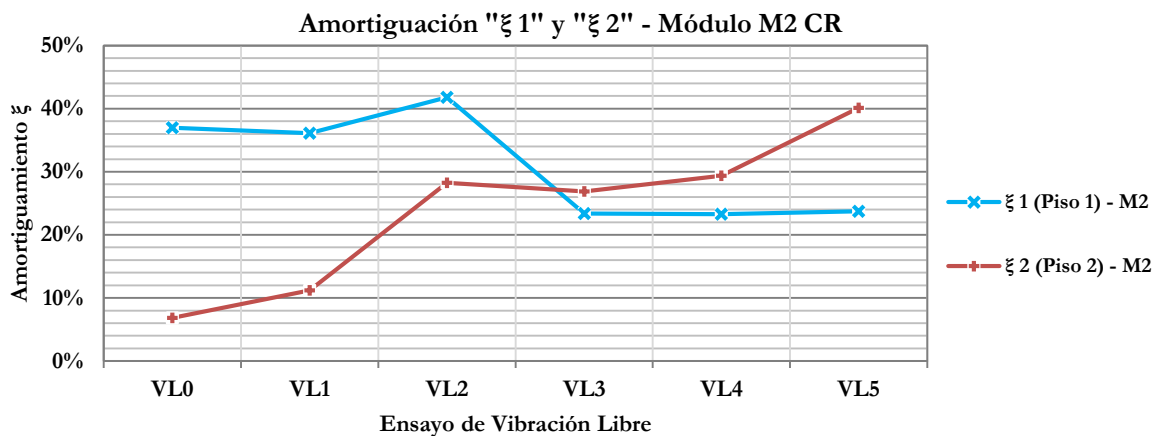


Figura 5.11. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

Finalmente, si se superpone los amortiguamientos obtenidos en ambos módulos, se obtiene la Figura 5.10. En esta figura, se observa que no coinciden exactamente en todos los resultados. Los amortiguamientos que coinciden mejor son los de la quincha; por lo que, el segundo piso se comportó de manera muy similar en ambos módulos. Sin embargo, se identifica que mantiene la misma tendencia de que el amortiguamiento inicial del primer piso es mayor que del segundo y a medida que se realizan los ensayos dinámicos se invierte esta situación.

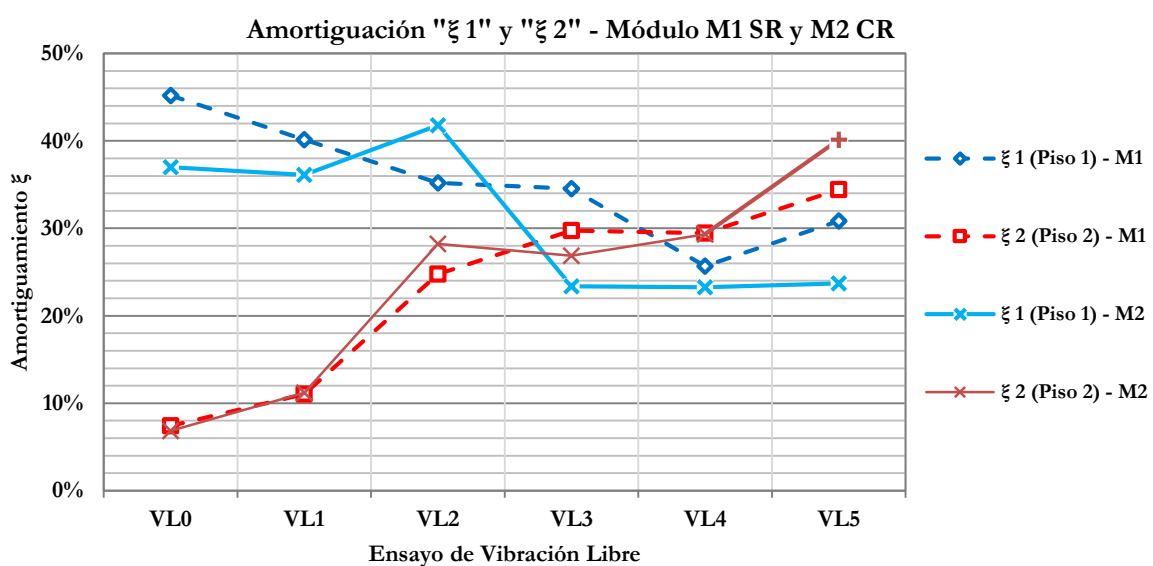


Figura 5.12. Amortiguamiento del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)

5.4.1.2. Periodo de vibración

El segundo parámetro calculado fue el periodo de vibración y se calculó con las aceleraciones relativas de cada uno de los pisos durante los ensayos de vibración libre. A estas aceleraciones se les empleó la transformada rápida de Fourier “FFT”, para obtener el periodo con mayor frecuencia durante todo el ensayo dinámico (Aguadelo, 2014).

Los valores de periodo de vibración del Módulo M1 se muestran en la Tabla 5.5 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.13.

Tabla 5.5. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

VL	Periodos de Vibración (s)	
	T1 (Piso 1) - M1	T2 (Piso 2) - M1
VL0	0.095	0.159
VL1	0.097	0.169
VL2	0.115	0.118
VL3	0.120	0.120
VL4	0.123	0.123
VL5	0.154	0.154

Como se observa en la Figura 5.13, el periodo de vibración inicial del primer piso es menor que del segundo piso. Sin embargo, a medida que continúan los ensayos, va disminuyendo “T2” y aumenta “T1”. Luego del ensayo 2, los periodos de ambos pisos se vuelven prácticamente iguales.

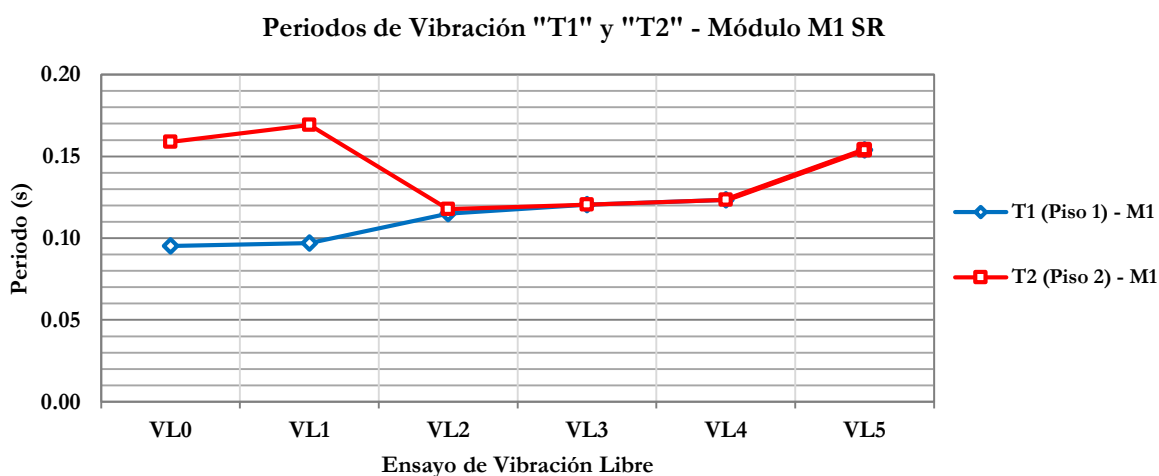


Figura 5.13. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

Los valores de periodos de vibración del Módulo M2 se muestran en la Tabla 5.6 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.14.

Tabla 5.6. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

VL	Periodos de Vibración (s)	
	T1 (Piso 1) - M2	T2 (Piso 2) - M2
VL0	0.118	0.159
VL1	0.118	0.169
VL2	0.120	0.115
VL3	0.120	0.126
VL4	0.123	0.126
VL5	0.154	0.154

Como se observa en la Figura 5.14, de la misma manera que en el módulo M1, el periodo de vibración inicial del primer piso es mayor que del segundo piso y a medida que continúan los ensayos se vuelven prácticamente iguales. Sin embargo, los valores de periodo del primer piso no varían mucho hasta luego del ensayo 5.

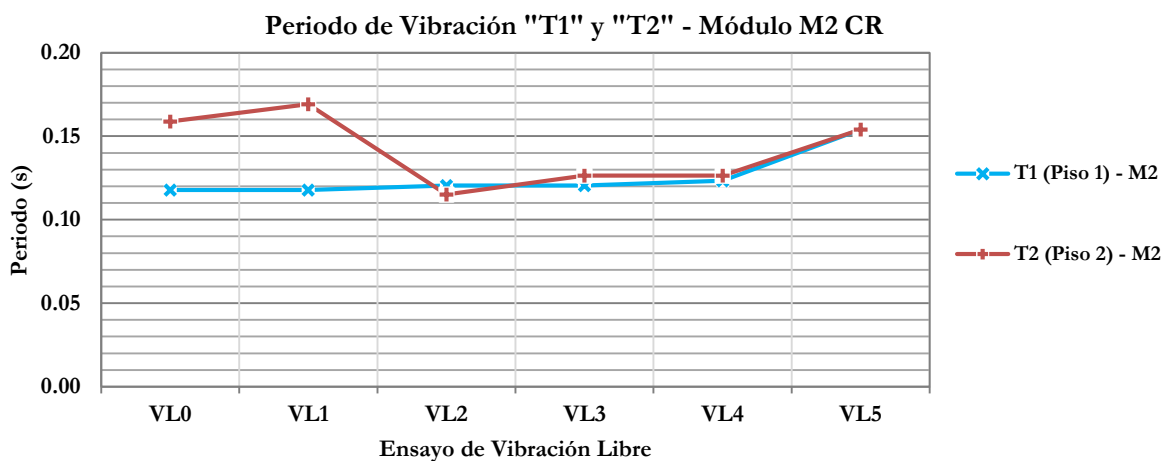


Figura 5.14. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

Finalmente, si se superpone los periodos de vibración obtenidos en ambos módulos, se obtiene la Figura 5.15. En esta figura, se observa que no coinciden exactamente los periodos de vibración del primer piso, pero los del segundo piso si son prácticamente iguales. Por lo tanto, se reafirma lo señalado anteriormente que el segundo piso se comporta de manera muy

similar en ambos módulos. Y luego del ensayo 4 los periodos de ambos pisos de los dos módulos se igualan.

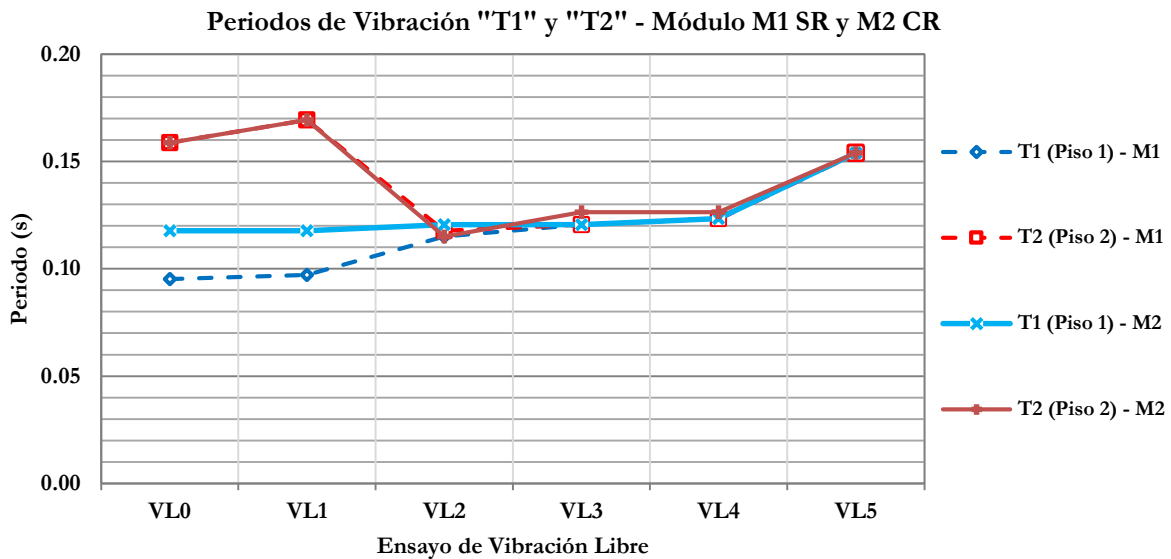


Figura 5.15. Periodos de Vibración del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)

5.4.1.3. Rigidez generalizada

El último parámetro calculado fue la rigidez generalizada y se calculó con los periodos de vibración de cada uno de los pisos. El periodo de vibración “T” se encuentra directamente relacionado con la masa y la rigidez de una estructura. En estructuras de más de dos grados de libertad con elementos que presentan masa por metro lineal, se emplea la masa generalizada de la Ecuación 3.30. Para aplicar esta fórmula se requiere de una ecuación de forma y la que se empleo fue la forma correspondiente a una carga triangular sobre un elemento vertical (Ecuación 5.2). Por lo tanto, una vez definida la masa generalizada “M*”, se calcula la rigidez generalizada por medio de la Ecuación 5.3.

$$\phi_{(x)} = \frac{1}{11} \left(\frac{x}{H}\right)^2 \left[20 - 10 \left(\frac{x}{H}\right) + \left(\frac{x}{H}\right)^3\right] \quad (5.2)$$

$$K^* = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 M^* \quad (5.3)$$

Los valores de rigidez generalizada del Módulo M1 de cada ensayo de vibración libre se muestran en la Tabla 5.7 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.16.

Tabla 5.7. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

VL	Rigidez generalizada K* (N/m)	
	K*1 (Piso 1) - M1	K*2 (Piso 2) - M1
VL0	22.6E+6	2.4E+6
VL1	21.8E+6	2.1E+6
VL2	15.5E+6	4.4E+6
VL3	14.2E+6	4.2E+6
VL4	13.5E+6	4.0E+6
VL5	8.7E+6	2.6E+6

Como se observa en la Figura 5.16, la rigidez generalizada inicial del primer piso es menor que del segundo piso. Sin embargo, a medida que continúan los ensayos, va disminuyendo “K*1” y aumenta “K*2”. La rigidez del primer piso disminuyo notablemente después de la fase 2 y la fase 5. Mientras que la rigidez del segundo piso aumenta ligeramente.

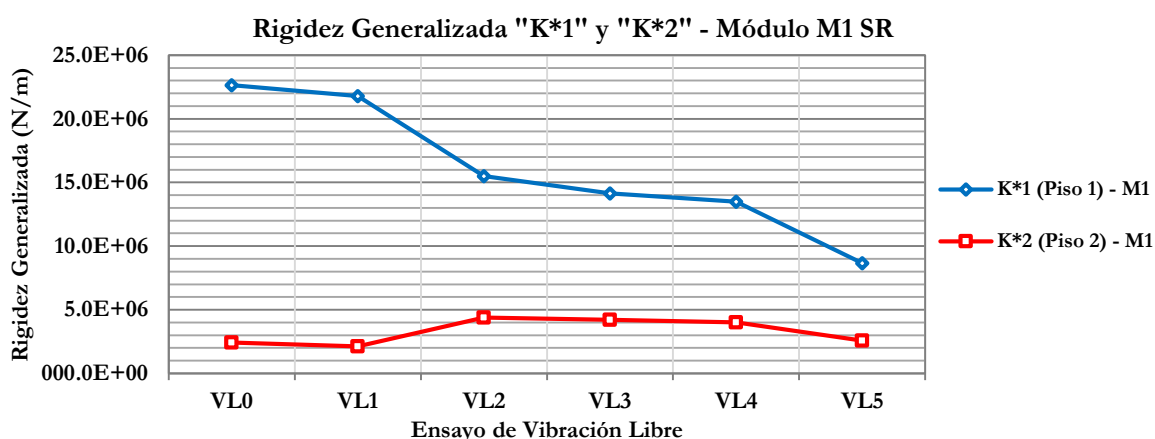


Figura 5.16. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

Los valores de rigidez generalizada del Módulo M2 se muestran en la Tabla 5.8 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.17.

Tabla 5.8. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

VL	Rigidez generalizada K* (N/m)	
	K*1 (Piso 1) - M2	K*2 (Piso 2) - M2
VL0	14.8E+6	2.4E+6
VL1	14.8E+6	2.1E+6
VL2	14.2E+6	4.6E+6
VL3	14.2E+6	3.8E+6
VL4	13.5E+6	3.8E+6
VL5	8.7E+6	2.6E+6

Como se observa en la Figura 5.17, de la misma manera que en el módulo M1, La rigidez generalizada “K*1” disminuye y “K*2” a medida que se realizaban los ensayos dinámicos. Sin embargo, los valores de rigidez generalizada del primer piso no varían mucho hasta luego del ensayo 5.

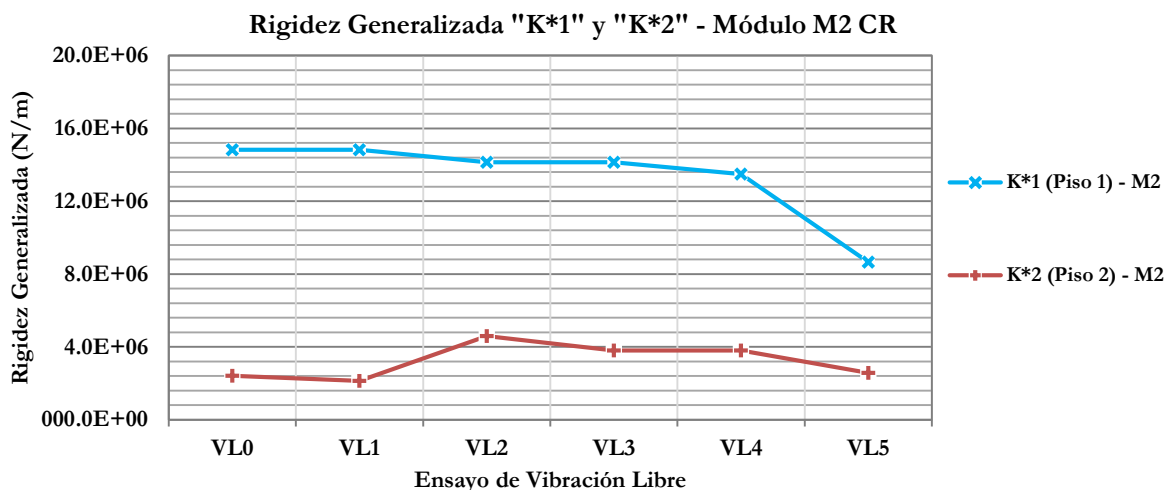


Figura 5.17. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

Finalmente, si se superpone las rigideces generalizadas obtenidos en ambos módulos, se obtiene la Figura 5.18. En esta figura, se observa la misma tendencia que los periodos de la Figura 5.15; puesto que, estas dos son directamente dependientes. Las rigideces de los segundos pisos de ambos módulos son prácticamente iguales; mientras que los del primer piso difieren notablemente en las primeras etapas, hasta igualarse luego de la fase dinámica 3.

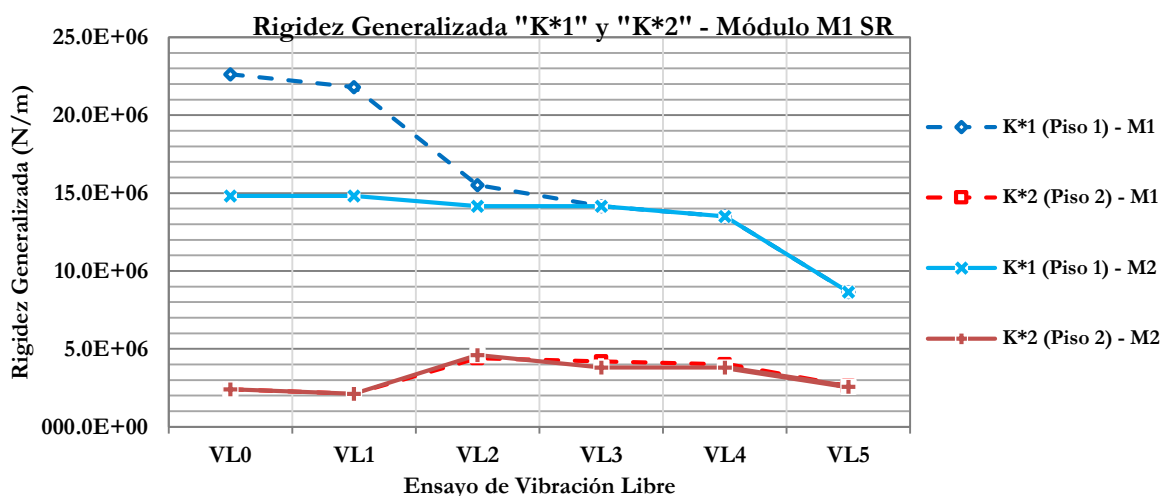


Figura 5.18. Rigidez Generalizada del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)

Por otro lado, la rigidez relativa ha sido empleado como parámetro en el análisis de sensibilidad del comportamiento dinámico de las estructuras adobe-quincha. Por lo tanto, con las rigideces de cada piso se calcularán la relación de rigideces que presenta cada módulo. Las rigideces relativas del Módulo M1 y Módulo M2 se muestran en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9. Rigidez Relativa (Módulo M1 y M2)

VL	K*1/K*2	
	K*1/K*2 - M1 SR	K*1/K*2 - M2 CR
VL0	9.4	6.1
VL1	10.3	7.0
VL2	3.5	3.1
VL3	3.4	3.7
VL4	3.4	3.5
VL5	3.4	3.4

La rigidez relativa del Módulo M1 de la Tabla 5.9 se representa en la Figura 5.19. En este gráfico se muestra que la rigidez relativa inicial del Módulo M1 aumenta ligeramente después de la primera fase dinámica. Sin embargo, luego de la segunda fase disminuye drásticamente y se mantiene constante hasta el final del ensayo.

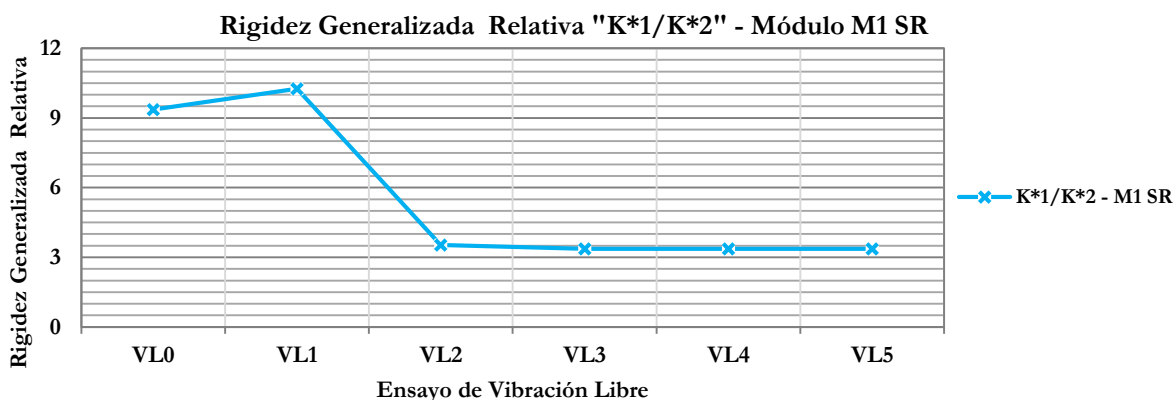


Figura 5.19. Rigidez Relativa (Módulo M1)

La rigidez relativa del Módulo M2 de la Tabla 5.9 se representa en la Figura 5.20. En este gráfico se muestra la misma tendencia de la Figura 5.19. Se muestra un aumento de rigidez relativa luego de la primera fase y una disminución después de la segunda fase.

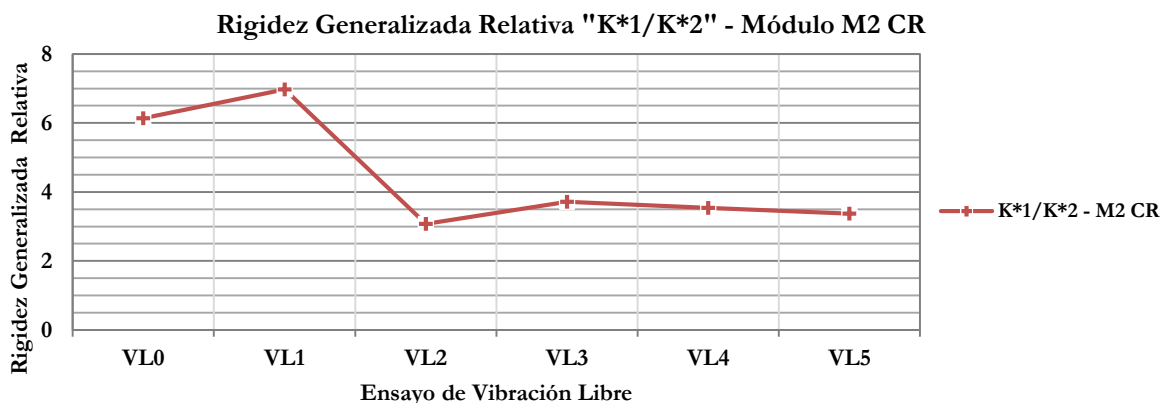


Figura 5.20. Rigidez Relativa (Módulo M2)

Finalmente, si se superpone las rigideces relativas de ambos módulos, se obtiene la Figura 5.21. En esta figura, se observa que la rigidez relativa inicial del Módulo M1 es mayor que la del Módulo M2. Sin embargo, luego de la Fase 2 del ensayo dinámico esta relación de rigideces se iguala en ambos módulos.

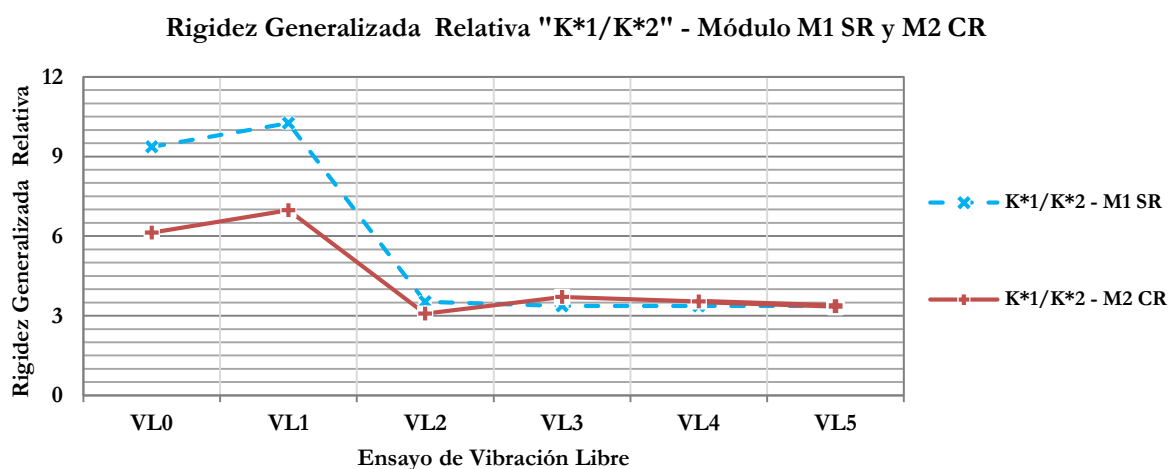


Figura 5.21. Rigidez Relativa (Módulo M1 y M2)

De acuerdo a estos resultados, se puede identificar que la Rigidez Relativa de las estructuras de adobe-quincha se encuentra entre 6 y 10 mientras no reciba alguna solicitud dinámica. Una vez que la estructura recibe demandas sísmicas esta relación disminuye y se encuentra entre 3 y 4.

5.4.2. Resultados dinámicos de los ensayos

Los resultados dinámicos que se calcularon a partir de los datos de los ensayos de ensayos dinámicos fueron el desplazamiento relativo y la cortante basal.

5.4.2.1. Desplazamiento relativo

El primer resultado dinámico calculado fue el desplazamiento relativo y se calculó con los desplazamientos en cada uno de los ensayos dinámicos. Se calculó el desplazamiento relativo del primer piso de adobe y del segundo piso de quincha.

Los valores de desplazamiento relativo del Módulo M1 se muestran en la Tabla 5.10 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.21.

Tabla 5.10. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

FASE	Desplazamiento Relativo "x" (mm)	
	x1 (Piso 1) - M1	x2 (Piso 2) - M1
Fase 1	0.37	2.75
Fase 2	3.73	15.32
Fase 3	13.25	34.08
Fase 4	17.90	39.42
Fase 5	23.09	47.87

Como se observa en la Figura 5.22, el desplazamiento relativo de cada uno de los pisos aumenta a medida que avanzan las fases, puesto que cada fase cuenta con mayor intensidad. En la primera fase, la diferencia entre ambos pisos es pequeña; sin embargo, luego de la fase 2, el desplazamiento relativo del segundo piso se vuelve claramente mayor.

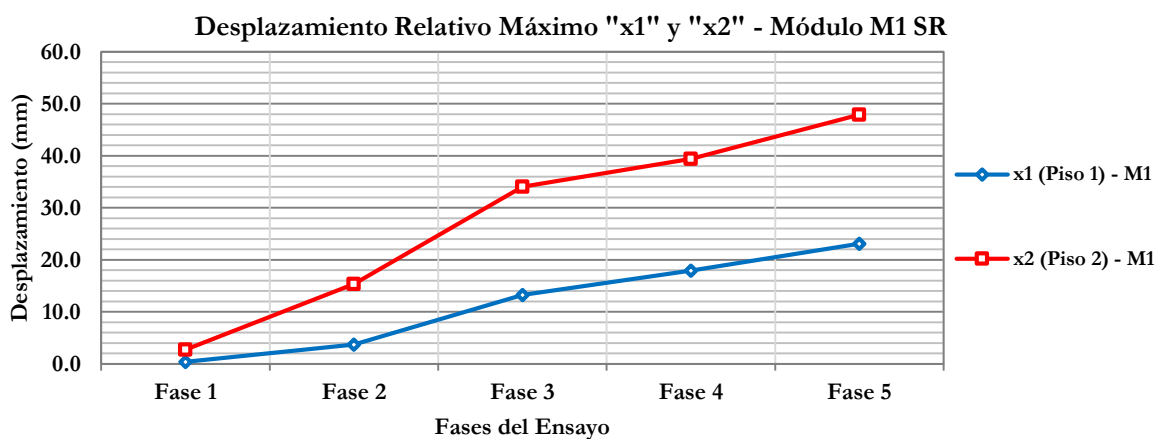


Figura 5.22. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1)

Los valores de desplazamiento relativo del Módulo M2 se muestran en la Tabla 5.11 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.23.

Tabla 5.11. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

FASE	Desplazamiento Relativo "x" (mm)	
	x1 (Piso 1) – M2	x2 (Piso 2) – M2
Fase 1	0.31	3.17
Fase 2	2.05	13.06
Fase 3	12.33	38.83
Fase 4	17.28	35.32
Fase 5	27.87	33.18

Como se observa en la Figura 5.23, de la misma manera que en el Módulo M1, el desplazamiento relativo de los dos pisos en la primera fase es pequeña y aumenta notablemente en las siguientes fases. Sin embargo, a diferencia del Módulo M1, en la fase 3 el desplazamiento relativo del segundo piso es mucho mayor y en la fase 5 el desplazamiento relativo del segundo y primer piso es muy cercano.

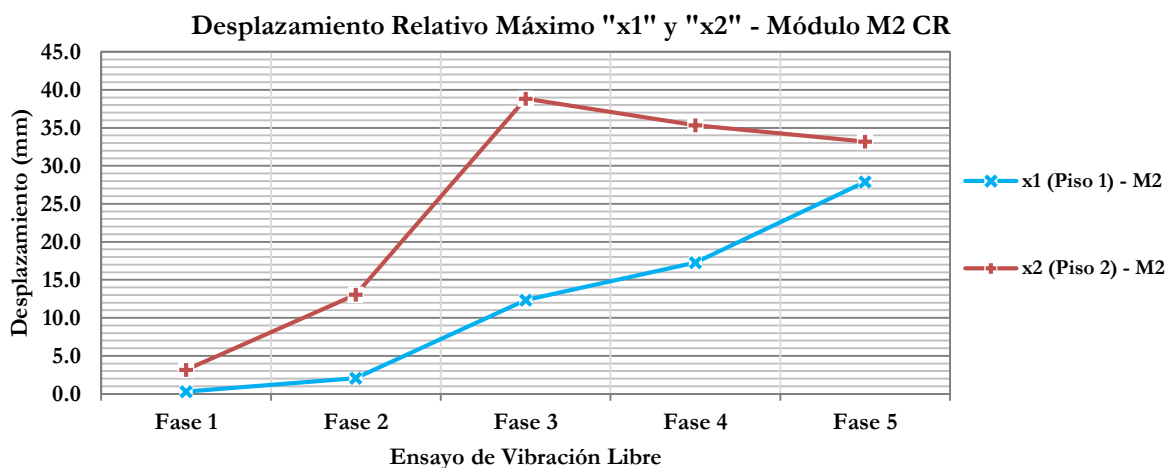


Figura 5.23. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M2)

Finalmente, si se superpone los desplazamientos relativos obtenidos en ambos módulos, se obtiene la Figura 5.24. En esta figura, se observa que los resultados coinciden prácticamente en las dos primeras fases. El desplazamiento relativo del segundo piso del Módulo M1 es mayor que del Módulo M2 en la Fase 4 y 5 y en la fase 3 sucede lo contrario. En la fase 5, el Módulo

2 presenta mayor desplazamiento relativo que en el Módulo 1. Durante las demás fases el desplazamiento es similar en el primer piso.

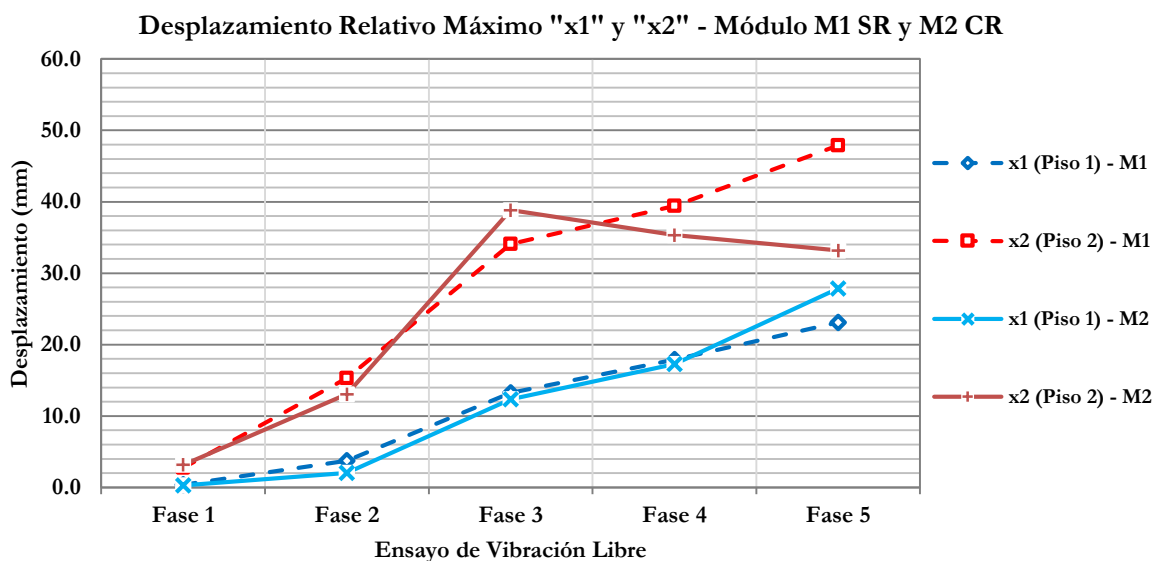


Figura 5.24. Desplazamiento Relativo del Piso 1 y Piso 2 (Módulo M1 y M2)

5.4.2.2. Cortante basal

El segundo parámetro calculado fue la cortante basal y se calculó con las aceleraciones, la masa de la plataforma, la masa del anillo de concreto y la fuerza que aplica la mesa vibratoria (Ecuación 5.1).

Los valores de cortante basal del Módulo M1 se muestran en la Tabla 5.12 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.25.

Tabla 5.12. Cortante Basal (Módulo M1)

FASE	Cortante Basal "Vb" (kN)
	Vb - M1 SR
Fase 1 (0.1g)	14.3
Fase 2 (0.3g)	55.6
Fase 3 (0.6g)	74.4
Fase 4 (0.8g)	86.2
Fase 5 (1.0g)	127.0

Como se observa en la Figura 5.25, la cortante basal del Módulo M1 aumenta a medida que avanzan las fases, puesto que cada fase cuenta con mayor intensidad de sismo.

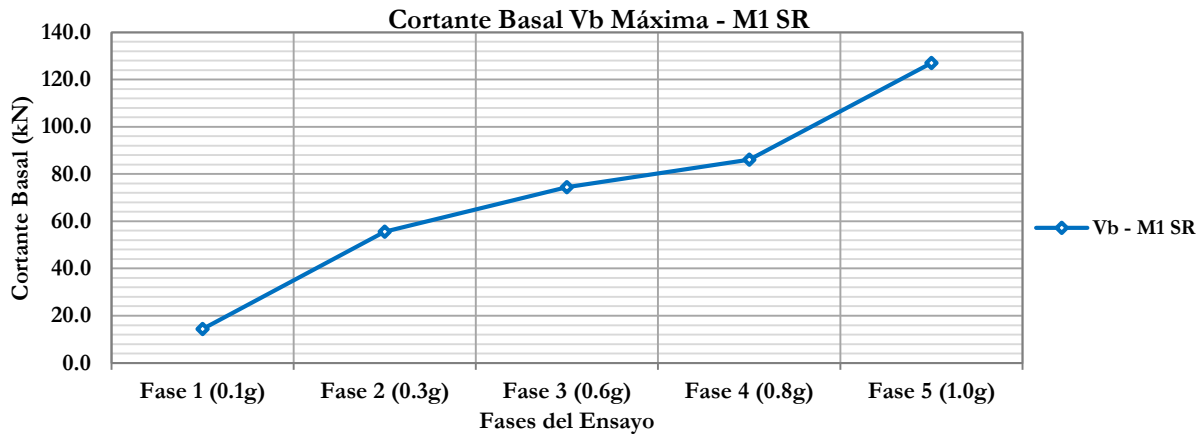


Figura 5.25. Cortante Basal (Módulo M1)

Los valores de cortante basal del Módulo M2 se muestran en la Tabla 5.13 y se encuentran representados gráficamente en la Figura 5.23.

Tabla 5.13. Cortante Basal (Módulo M2)

FASE	Cortante Basal "Vb" (kN)
	Vb - M2 CR
Fase 1 (0.1g)	13.5
Fase 2 (0.3g)	53.8
Fase 3 (0.6g)	84.4
Fase 4 (0.8g)	102.7
Fase 5 (1.0g)	126.8

Como se observa en la Figura 5.26, de la misma manera que en el módulo M1, la cortante basal aumenta a medida que aumentan las fases. Sin embargo, los resultados del Módulo M2 grafican una tendencia más lineal que el primero

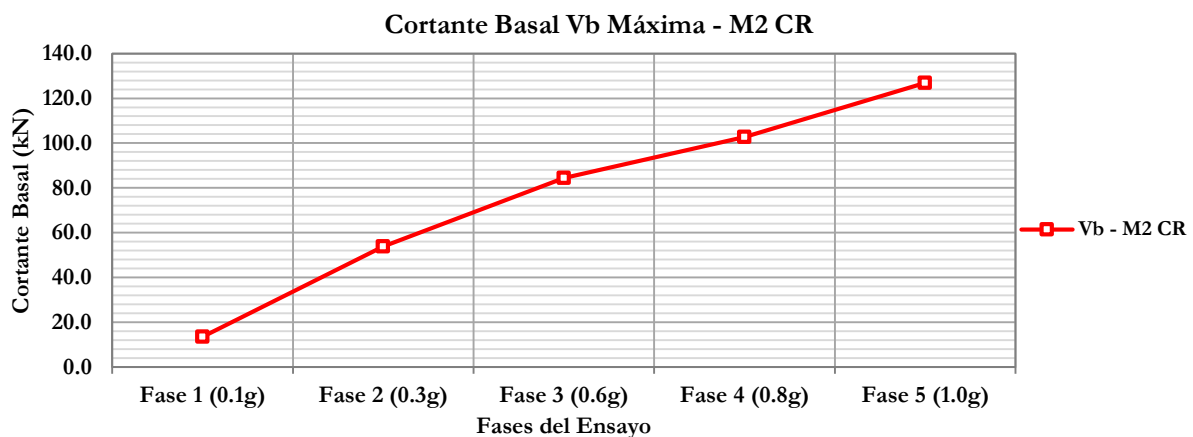


Figura 5.26. Cortante Basal (Módulo M2)

Finalmente, si se superpone las cortantes basales obtenidas en ambos módulos, se obtiene la Figura 5.24. En esta figura, se observa que la cortante basal de ambos módulos es muy similar en la fase 1,2 y 5; mientras que, en la fase 3 y 4 la cortante basal del segundo módulo fue mayor.

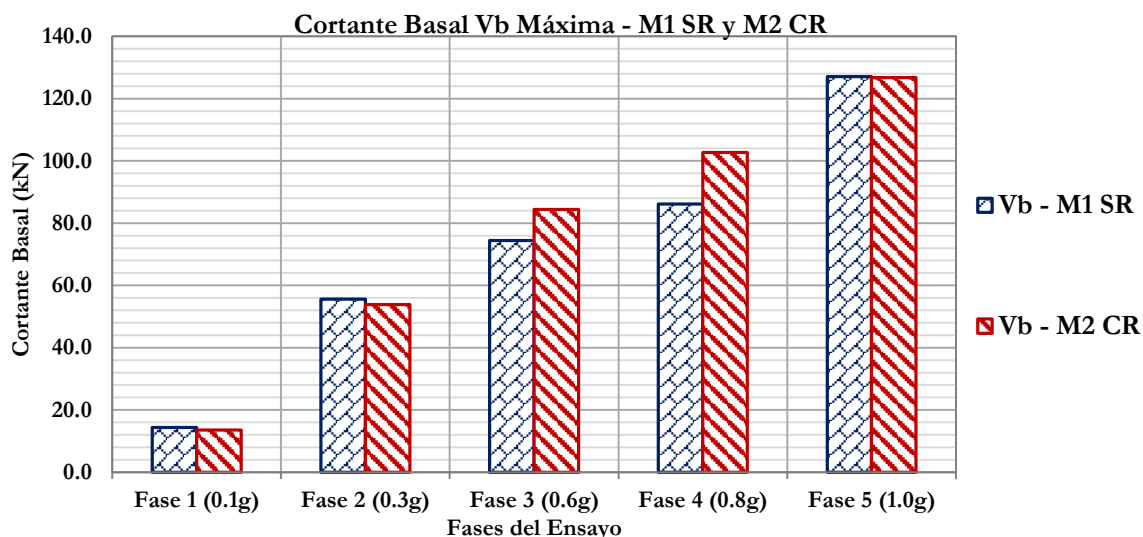


Figura 5.27. Cortante Basal (Módulo M1 y M2)

Por lo tanto, ambos módulos soportan en su base la misma cortante máxima en las dos primeras fases. Sin embargo, a medida que aumentan las fases la cortante que debe soportar el Módulo M2 es mayor; a pesar de, que ambos Módulos soportan el mismo movimiento sísmico, y ambos poseen las mismas características geométricas y de materiales. En la fase 5, vuelven a presentar cortantes basales similares.

En conclusión, la diferencia entre ambos módulos es el refuerzo colocado en la viga solera de unión entre ambos pisos. El Módulo M1 presenta mayor desplazamiento relativo en las dos últimas fases y un desplazamiento relativo menor del primer piso en la última fase. Además, la cortante basal que soporta el segundo módulo es mayor en la fase 3 y 4. Por lo tanto, el refuerzo colocado beneficia al comportamiento del segundo piso de quincha; sin embargo, los muros de adobe se perjudican porque aumenta su desplazamiento relativo y la cortante basal que deben soportar. Este refuerzo aumenta la rigidez de la quincha; por lo que, disminuye la rigidez relativa y aumenta la cortante basal que debe soportar la estructura.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO

6.1. Introducción

En el Capítulo 4, se elaboró un análisis de sensibilidad de la rigidez relativa entre los dos pisos del sistema adobe-quincha. A partir de este análisis numérico, se encontró una relación entre la relación de rigideces de ambos pisos con los desplazamientos relativos y la cortante basal de la estructura mixta. En el Capítulo 5, se obtuvieron los parámetros y resultados de dos módulos ensayados dinámicamente en el Laboratorio de Estructuras PUCP. Se empleó el informe del ensayo y el video del laboratorio, a fin de obtener información cuantitativa y cualitativa de los ensayos dinámicos.

Los dos módulos ensayados dinámicamente se diferencian por el refuerzo externo colocado en la viga solera del primer piso del Módulo M2. Este elemento modificó la rigidez relativa " k_1/k_2 ". Se comparan los desplazamientos relativos y las cortantes basales de ambos módulos; luego, las diferencias entre ambos módulos se contrastan con las tendencias obtenidas en el análisis de sensibilidad.

De esta manera, la relación entre la rigidez relativa " k_1/k_2 " con el comportamiento dinámico obtenido en el análisis de sensibilidad es constatada con los resultados de los módulos de adobe-quincha ensayados dinámicamente.

6.2. Rigidez relativa " k_1/k_2 "

De acuerdo al análisis de sensibilidad, se obtuvo que los resultados que presentan los menores desplazamientos en el primer piso y menores cortantes basales son los obtenidos con rigideces relativas entre 6 y 9. Además, a partir de valores de " k_1/k_2 " mayores a 4 el valor de cortante basal de la estructura disminuye notablemente (Figura 4.29).

Los resultados obtenidos de los ensayos muestran que la rigidez relativa inicial en el Módulo M1 es de 9.4 y del Módulo M2 es 6.1 (Figura 5.21); por lo tanto, son valores cercanos

al rango de 6 y 9 obtenido en el análisis de sensibilidad. El Módulo M2 presenta una menor rigidez relativa inicial porque el refuerzo colocado aumenta la rigidez del segundo piso de quinchas y disminuye la relación “ k_1/k_2 ”, pero como su rigidez relativa se mantiene cerca del rango de 6 y 9 sigue presentando resultados dinámicos adecuados. Luego de la fase dos, los valores de rigidez relativa disminuyen a 3.5; sin embargo, se mantienen cercanos a 4 que, según el análisis de sensibilidad, es donde se comienzan a presentar menores cortantes basales. El Módulo M1 y el Módulo M2 se comportan adecuadamente frente a la sollicitación dinámica en todas las fases.

6.3. Desplazamientos relativos

De acuerdo al análisis de sensibilidad, el desplazamiento relativo del segundo piso aumenta y el del primer piso disminuye a medida que la rigidez relativa entre ambos pisos es mayor (Figura 4.19). Con relaciones de rigidez “ k_1/k_2 ” cercanas a 1 el desplazamiento relativo del primer nivel es mayor que del segundo, pero esta situación se invierte cuando aumenta esta relación.

Los resultados de los ensayos dinámicos muestran que en todas las fases el desplazamiento relativo del segundo piso es mayor que el desplazamiento relativo del primero (Figura 5.24). Los desplazamientos relativos de los dos módulos son muy similares en las tres primeras fases del ensayo dinámico, pero el desplazamiento relativo del segundo piso del Módulo M2 difiere en la fase cuatro y cinco. En el Módulo M1, los desplazamientos relativos de los dos pisos aumentan con cada fase dinámica; sin embargo, en el Módulo M2, los desplazamientos relativos del segundo piso solo aumentan hasta la fase tres y luego disminuyen en las dos últimas fases. En la fase cuatro y cinco, el desplazamiento relativo del segundo piso del Módulo M2 es menor que el del Módulo M1; mientras que, el desplazamiento relativo del primer piso de M2 es mayor que el de M1. Además, la rigidez relativa “ k_1/k_2 ” del Módulo M2 es menor que la del Módulo M1. Por lo tanto, sucede lo que señala el análisis de sensibilidad

que con mayores relaciones de rigidez " k_1/k_2 " el desplazamiento relativo del segundo nivel aumenta mientras el del primer nivel disminuye.

6.4. Cortante basal

El análisis modal espectral y tiempo-historia muestran que la rigidez relativa es un factor importante en el valor de cortante basal máximo que soporta la estructura (Figura 4.29). Bajas relaciones de rigidez " k_1/k_2 " brindan mayores valores de cortante basal y estos valores decrecen cuando la relación aumenta.

Los resultados experimentales mantienen esta misma tendencia en los valores de cortante basal en la fase tres y cuatro, con escalas 0.6g y 0.8g respectivamente. El refuerzo del Módulo M2 incrementa la rigidez " k_2 " del segundo piso y esto ocasiona mayores valores de cortante basal en este módulo (Figura 5.27). La diferencia de cortante basal no es tan apreciable para bajos valores de aceleración como sucede en las primeras fases. Sin embargo, la diferencia de cortante basal se vuelve muy notoria en las fases que tienen aceleraciones mayores a 0.4g que es la aceleración con la que se realizó el análisis de sensibilidad.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

El sistema estructural adobe-quincha es antiguo y se implantó por el mal desempeño de las construcciones de más de dos pisos de adobe. La quincha era un material mucho más liviano y se comportó adecuadamente cuando se presentaron los sismos posteriores. Por esta razón, muchas de las construcciones existentes en el centro histórico de Lima presentan este sistema estructural adobe-quincha y se mantienen estables a pesar de los números movimientos sísmicos que han ocurrido en todo su tiempo de vida, independientemente del trabajo de conservación que se le haya dado.

A partir de los resultados del modelo simple de dos grados de libertad, se puede concluir que el segundo modo en desfase tiene una gran importancia en el comportamiento de estas estructuras que presentan distintos materiales y rigideces en sus pisos. Este desfase produce una disminución en los desplazamientos del primer piso; por lo tanto, los muros de adobe reciben menor sollicitación sísmica. Esto es lo recomendable pues los muros de adobe son muy frágiles a los desplazamientos y a los esfuerzos de tracción.

Los resultados del análisis tiempo-historia y del análisis espectral del modelo de dos grados de libertad muestran tendencias muy similares; es decir, cuando la relación de rigideces es cercana a uno, las fuerzas basales y las fuerzas internas de los muros de adobe son mayores. A medida que el segundo piso es menos rígido que el primer piso estos valores de fuerza disminuyen. De los gráficos obtenidos se aprecia que el beneficio del segundo piso de quincha se da principalmente cuando existe una relación de rigideces mayor a cuatro entre el primer piso " k_1 " y el segundo " k_2 ". Los valores de desplazamiento relativo del primer piso y cortante basal son menores cuando la rigidez relativa se encuentra entre seis y nueve.

El beneficio que brinda la diferencia de rigideces del sistema adobe quincha es que la estructura soporta menores cortantes basales y los desplazamientos relativos que presenta el

primer piso de adobe son menores. El segundo piso presenta mayores desplazamientos; sin embargo, la quincha está compuesto por madera que es un material flexible que puede soportar grandes desplazamientos sin colapsar

De los resultados de laboratorio, se puede observar que el adobe se comportó mejor de lo esperado. Puesto que, el sistema adobe-quincha no presenta colapso y los muros del segundo piso a pesar de presentar grandes desplazamientos relativos se mantienen sin fallar. Además, los resultados reafirman lo obtenido por el análisis de sensibilidad y muestra que estas estructuras mixtas cuentan con rigideces relativas cercanas al rango más óptimo para obtener menores valores de cortante basal.

7.2. Recomendaciones

Por lo antes expuesto, se recomienda realizar adecuados trabajos de conservación sobre estructuras de este tipo. Es decir, se recomienda rigidizar los muros de adobe con algún método de reforzamiento que permita aumentar la rigidez del primer piso frente a la del segundo piso; en lugar de, reforzar los muros de quincha con diagonales con concreto o placas de acero. Se debe contar con una diferencia de rigideces entre ambos pisos para que la adición de la quincha sea beneficiosa sobre el adobe.

Por otro lado, se sugieren estudiar estas construcciones más a fondo; puesto que, a pesar de ser un sistema estructural representativo del país, no ha sido muy desarrollado. No se da mucha importancia a las construcciones tradicionales, y últimamente, las construcciones de concreto armado han remplazado muchas de estas construcciones. Sin embargo, no hay que olvidar que este es un país con mucha tradición y cultura; por lo que, muchas de estas construcciones son parte de la historia peruana, y deben ser protegidas y conservadas.

REFERENCIAS

- Aguadelo, J. (2014, 23 de Junio). Cómo obtener las frecuencias fundamentales de una estructura con tu Smartphone. *Estructurando*. Recuperado de <http://estructurando.net/2014/06/23/como-obtener-las-frecuencias-fundamentales-de-una-estructura-con-tu-smartphone/>
- Blondet, M., Vargas, J., Tarque, N., & Iwaki, C. (2011). Construcción sismorresistente en tierra: la gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú. *Informes de la Construcción*, 63(523) 41-50. doi: 10.3989/ic.10.017
- Bossio, E. (2010). *Evaluación del comportamiento sísmico e influencia de la dirección del movimiento en módulos de adobe reforzado con geomalla*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería Lima, Perú.
- Cárdenas, L. (2008). *Análisis de vulnerabilidad estructural del Hotel Comercio*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Universidad Ricardo Palma, Facultad de ingeniería Lima, Perú.
- Chácará, C. (2013). *Evaluación estructural de construcciones históricas en la costa peruana utilizando tecnologías modernas: El caso del hotel "El Comercio"*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú.
- Chopra, A. (2012). *Dynamics of Structures* (pp. 65, 125-129, 174-180) (4th ed.). Berkeley, California: Pearson Education, Inc.
- Fernández, F. (1977) *Estudio sobre el sismo de 3 de octubre de 1974 en Lima metropolitana*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
Recuperado de: <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/3882>

- Fuentes, J. (2015). *Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e ingeniería, Lima, Perú.
- Gálvez, V. (2011). *Evaluación de desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú.
- Gutiérrez, L. & Manco, T. (2006). *Características sísmicas de las construcciones de tierra en el Perú: contribución a la Enciclopedia Mundial de Construcción de Vivienda*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú.
- Gutiérrez, L., Manco, T., Loaiza, C., & Blondet, M. (2003). *Características sísmicas de las construcciones de tierra en el Perú: contribución a la Enciclopedia Mundial de Construcción de Vivienda*. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos, Perú.
- Hurtado, J. (2000). *Introducción a la Dinámica de Estructuras* (pp. 47-51, 99-106) (1 ed.). Manizales, Colombia: Centro de publicaciones Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales.
- Laboratorio de Estructuras PUCP (2006) *Ensayos de simulación en dos módulos de adobe y quincha de dos pisos (M1-SR: tradicional y M2-CR: Mejorado)* [Resultados de laboratorio y Video de ensayo. Pontificia Universidad Católica del Perú], Lima, Perú.
- Montesino, M. (2016). *Caracterización mecánica de componentes estructurales en construcciones arqueológicas de tierra: El caso de Huaca de La Luna*. (Tesis de título de Magister de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado Lima, Perú.
- Paz, E. (2012). *Procedimiento de cálculo para la elaboración de espectros sísmicos para el diseño sismorresistente de estructuras*. (Trabajo de graduación de título de Ingeniero

- Civil). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala, Guatemala.
- Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo – PNUD (2008). *Manual para el desarrollo de viviendas sismorresistentes*. Lima, Perú.
- Reboredo, A. (1996). *El análisis dinámico de construcciones sismo resistente*. Mendoza, Argentina.
- Rivera, J. (2012). El adobe y otros materiales de sistemas constructivos en tierra cruda: caracterización con fines estructurales. *Apuntes*, 25(2), 164–181, Bogotá, Colombia.
- Rosales, G., Esteves, A., Maldonado, N., & Rotondaro, M. (s.f.). *Comportamiento mecánico de muros prefabricados de Quincha*. Instituto de Ciencias Humanas, Sociales y Ambientales (INCIHUSA) – Consejo nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas. Mendoza, Argentina.
- Rossi, A. & Sáenz, O. (2016). *Comportamiento estructural de un muro de quincha tradicional del Centro Histórico de Lima – Muros con Diagonal*. (Tesis de título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú.
- San Bartolomé, A., Quiun, D., & Silva, W. (2011). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería*, (pp. 318-321) (1ra ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Sánchez, T. (2006). *Fotos del ensayo y Planos de Ensayos de simulación sísmica* (A-01; E-01, 02, 03, 04; I-01). Tesis de maestría PUCP.
- Seismosoft (s.f.). *Seismomatch*. Recuperado de <http://www.seismosoft.com/seismomatch>. Pavia, Italia
- SENCICO (2006a). *Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma E.010 Madera*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.

- SENCICO (2006b). *Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma E.080 Adobe*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.
- SENCICO (2006c). *Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma E.020 Cargas*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.
- SENCICO (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.
- Silva, W., Zegarra, L. & Sánchez, T. (2006) *Ensayos de simulación en dos módulos de adobe y quincha de dos pisos (M1-SR: tradicional y M2-CR: Mejorado)*. Solicitado por SENCICO. Ejecutado por Laboratorio de Estructuras Antisísmicas. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Schilder, C. (2000). La herencia española: las bóvedas y cúpulas de quincha en El Perú. *Tercer Congreso Nacional de Historia de la construcción: 26 a 28 de octubre de 2000* (pp. 1019-1026). Universidad de Sevilla, España.
- Torrealva, D. & Vicente, E. (s.f). *Proyecto de reforzamiento sísmico: evaluación experimental del comportamiento sísmico de muros de quincha del centro histórico de Lima – Perú*. Lima, Perú
- Valdez, P. (2006). Estructuras abovedadas de Quincha en el virreinato del Perú. *Construir con tierra ayer y hoy: V Seminario Iberoamericano de Construcción con tierra; I Seminario Argentino de Arquitectura y Construcción con tierra, 14 al 17 de junio de 2006* (pp. 115-116), Mendoza, Argentina. Dialnet [on line].