

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DEL
TEMPLO HISTÓRICO SANTA MARÍA MAGDALENA DEL
DISTRITO DE TARAY, PROVINCIA CALCA,
DEPARTAMENTO CUSCO – 2024**

PRESENTADO POR:

Br. MIRIAM ARQUE ARQUE

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL**

ASESOR:

Mgt. Ing. MIJAÍL MONTESINOS ESCOBAR

CUSCO - PERÚ

2026



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor Mgt. Ing. MIJAIL MONTESINOS ESCOBAR
..... quien aplica el software de detección de similitud al
trabajo de investigación/tesis titulada: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD
SÍSMICA DEL TEMPLO HISTÓRICO SANTA MARÍA MAGDALENA
DEL DISTRITO DE TARAY, PROVINCIA CALCA, DEPARTAMENTO
CUSCO - 2024

Presentado por: Br. MIRIAM ARQUE ARQUE DNI N° 73860561;
presentado por: DNI N°:
Para optar el título Profesional/Grado Académico de INGENIERO CIVIL

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el
Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de**
Similitud en la UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 04%.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	☒
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	☐
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	☐

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto**
las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 15 de JUNIO de 2026

Firma

Post firma Mgt. Ing. MIJAIL MONTESINOS ESCOBAR

Nro. de DNI 44 88 5194

ORCID del Asesor 0000-0001-8965-5000

Se adjunta:

- Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
- Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: oid: 27259:600231443

MIRIAM ARQUE

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DEL TEMPLO HISTÓRICO SANTA MARÍA MAGADALENA DEL DISTRITO DE ...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:600231443

Fecha de entrega

15 jun 2026, 10:12 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

15 jun 2026, 10:16 a.m. GMT-5

Nombre del archivo

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DEL TEMPLO HISTÓRICO SANTA MARÍA MAGADALE....pdf

Tamaño del archivo

3.0 MB

163 páginas

31.581 palabras

184.242 caracteres

4% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 15 palabras)

Fuentes principales

- 3%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 2%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

-  **Texto oculto**
14 caracteres sospechosos en N.º de páginas
El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

DEDICATORIA

A Dios, por ser guía y fortaleza en cada paso de mi vida, por el valor y la sabiduría necesarios para alcanzar esta meta; con mucha gratitud y humildad.

A mis padres, por su gran amor, su apoyo incondicional, por enseñarme el valor del esfuerzo y la dedicación, con profunda gratitud y amor, por su fortaleza y sacrificio, por ser pilares fundamentales en mi formación personal y profesional, todo lo que soy se lo debo a ellos.

A mis hermanos y familiares, por su compañía, ánimo y comprensión, que me motivaron a seguir adelante incluso en los momentos más desafiantes. A mi persona, por la fortaleza, perseverancia, disciplina y constancia que me permitieron alcanzar este logro tan significativo en mi vida.

Miriam Arque Arque

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por la vida y por permitirme llegar a este punto, por ser guía en este camino de la vida.

A mis padres y familiares, quienes de cerca siempre estuvieron motivándome, con su apoyo y confianza absoluta.

A mi alma mater Universidad Nacional de San Antonio Abad especialmente a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil por su vocación de formación académica, quienes con dedicación y compromiso contribuyen de manera invaluable a nuestra formación profesional.

A mi asesor de tesis Mgt. Ing. Mijaíl Montesinos Escobar, por el apoyo y orientación en la ejecución del presente trabajo de investigación, su compromiso y experiencia guiaron a la conclusión de este trabajo de investigación.

A mis compañeros de la facultad por compartir esta bonita etapa en nuestra vida, la universidad.

Miriam Arque Arque

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo determinar la capacidad sísmica del templo histórico Santa María Magdalena, ubicado en el distrito de Taray, provincia de Calca y región de Cusco; con el propósito de evaluar la fuerza cortante basal máxima que puede resistir la estructura ante eventos sísmicos, así como su nivel de carga, deformación y las zonas críticas asociadas a posibles mecanismos de falla. La presente investigación tiene enfoque cuantitativo, es de tipo aplicada y con un diseño no experimental de alcance descriptivo, basado en la medición y análisis de las características estructurales del templo sin manipulación de variables.

Para la caracterización dinámica de la estructura se realizaron ensayos de vibración ambiental mediante la metodología de Análisis Modal Operacional (OMA), técnica no destructiva adecuada para edificaciones patrimoniales. Asimismo, se implementó un modelo numérico calibrado a partir de los resultados experimentales, el cual fue empleado en el análisis no lineal tipo pushover de la estructura.

Los resultados muestran que la menor capacidad resistente de la estructura analizada en las direcciones X y Y, está dada en la dirección Y negativo, alcanzando una fuerza cortante basal máxima de 21 MN, con un desplazamiento asociado de 11 mm y una capacidad sísmica equivalente a un factor de carga de 0.31g. Además, se identificó el mecanismo de falla fuera de plano del volteo de fachada principal: Esta investigación constituye una base técnica para futuras intervenciones de reforzamiento y conservación por parte de la entidad responsable.

Palabras clave: Análisis Estático no Lineal Pushover, Capacidad sísmica, Análisis Modal Operacional (OMA), Calibración de Modelo Numérico.

ABSTRACT

The objective of this research was to determine the seismic capacity of the historic church of Santa María Magdalena, located in the district of Taray, Calca Province, Cusco Region, with the purpose of evaluating the maximum base shear force that the structure can withstand under seismic events, as well as its load-bearing capacity, deformation response, and critical zones associated with potential failure mechanisms. This study adopted a quantitative approach and was conducted as an applied research with a non-experimental and descriptive design, based on the measurement and analysis of the church's structural characteristics without manipulation of variables.

For the dynamic characterization of the structure, ambient vibration tests were carried out using the Operational Modal Analysis (OMA) methodology, a non-destructive technique suitable for heritage buildings. In addition, a calibrated numerical model was developed based on the experimental results and subsequently employed to perform a nonlinear pushover analysis of the structure.

The results indicate that the lowest structural resistance capacity of the building in the X and Y directions occurs along the Y direction, reaching a maximum base shear force of 21 MN, with an associated displacement of 11 mm and a seismic capacity equivalent to a load factor of 0.31g. Moreover, the out-of-plane failure mechanism associated with the overturning of the main facade was identified. This research provides a technical basis for future strengthening and conservation interventions to be performed by the responsible authority.

Keywords: Nonlinear Static Analysis Pushover, Seismic Capacity, Operational Modal Analysis (OMA), Numerical Model Calibration.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	iv
ABSTRACT.....	v
ÍNDICE GENERAL	vi
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
CAPÍTULO I:	14
INTRODUCCIÓN	14
1.1 Planteamiento del problema.....	14
1.2 Formulación del problema de investigación	17
1.2.1 Problema general.....	17
1.2.2 Problemas Específicos	17
1.3 Objetivos de la Investigación.....	17
1.3.1 Objetivo General	17
1.3.2 Objetivos Específicos.....	17
1.4 Justificación de la Investigación	18
1.5. Alcance y limitaciones de la investigación	19
1.5.1. Alcance	19
1.5.2. Limitaciones.....	20
1.6. Hipótesis de la Investigación	20
1.6.1. Hipótesis General.....	20
1.6.2. Hipótesis Específica.....	20
1.7. Variables	20
1.7.1. Identificación de variables	20
1.7.2. Indicadores	20
1.7.3. Operacionalización de variables	21
CAPÍTULO II:	22
MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL	22
2.1. Antecedentes de la investigación	22
2.1.1. Antecedente regional.....	22
2.1.2. Antecedentes nacionales	22
2.1.3. Antecedentes internacionales	24
2.2. Marco teórico	27
2.2.1. Estructuras de adobe	27

2.2.2. Dinámica de estructuras	28
2.2.3. Número de grados de libertad	29
2.2.4. Sistema con un grado de libertad	29
2.2.5. Análisis modal	35
2.2.5.1. Propiedades dinámicas	35
2.2.5.2. Análisis Modal Experimental (EMA)	36
2.2.5.3. Análisis Modal Operacional (OMA).....	37
2.2.5.4. Equipos de medición.....	41
2.2.5.5. Métodos de Análisis Modal Operacional	44
2.2.5.6. Métodos no Paramétricos en el Dominio de la Frecuencia.....	44
2.2.5.7. Métodos Paramétricos en el Dominio del Tiempo.....	48
2.2.5.8. Método de elementos finitos (FEM)	49
2.2.5.9. Criterio de Correlación Modal (MAC)	51
2.2.5.10. Calibración de modelos numéricos	52
2.2.6. Análisis estructural.....	52
2.2.6.1. Análisis dinámico.....	53
2.2.6.2. Análisis estático	53
2.2.6.3. Análisis lineal elástico	53
2.2.6.4. Análisis no lineal.....	54
2.2.6.5. Solución de no linealidad.....	55
2.2.6.6. Análisis estático no lineal - Pushover	57
2.2.6.7. Capacidad sísmica.....	58
2.2.6.8. Curva de capacidad	58
CAPÍTULO III:.....	60
METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN.....	60
3.1. Enfoque de la investigación	60
3.2. Tipo de investigación.....	60
3.3. Diseño de investigación	61
3.4. Nivel de investigación.....	61
3.5. Procedimiento de la investigación	62
CAPÍTULO IV:	65
CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO DEL TEMPLO DE SANTA MARÍA MAGDALENA MEDIANTE OMA	65
4.1. Características geométricas del templo.....	65
4.1.1. Templo Santa María Magdalena	65
4.1.2. Levantamiento geométrico del templo.....	76
4.2. Propiedades mecánicas de los materiales.....	79
4.2.1. Albañilería de adobe	79

4.2.2. Modelos numéricos de albañilería de adobe (micro y macro modelos).....	81
4.2.3. Modelos constitutivos	83
4.2.4. Criterio de fractura Smeared Crack Model	84
4.2.5. Propiedades mecánicas de los materiales a utilizar en el modelo numérico del templo	87
4.3. Propiedades dinámicas de vibración del templo	94
4.3.1. Ensayo de vibración ambiental	96
4.3.2. Procesamiento de señales de vibración ambiental e identificación modal.....	99
4.3.3. Caracterización del efecto de sitio mediante la técnica H/V en la zona del templo.....	102
4.4. Implementación de modelo numérico de la estructura	109
4.4.1. Estructura techo del templo.....	109
4.4.2. Importación del modelo CAD en el programa de análisis estructural	114
4.4.3. Llaves e interface de la estructura del templo	115
4.4.4. Asignación de propiedades mecánicas, soportes y cargas	116
4.4.5. Discretización del modelo (Mesh)	117
4.5. Calibración del modelo numérico	118
4.5.1. Análisis de sensibilidad.....	118
4.5.2. Calibración del modelo numérico	123
CAPÍTULO V:.....	128
DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	128
5.1. Capacidad sísmica mediante análisis estático no lineal	128
5.1.1. Análisis estático no lineal en la estructura del templo	128
5.1.2. Curva de capacidad de la estructura y capacidad sísmica	133
5.1.3. Daños identificados en la estructura del templo	138
CAPÍTULO VI:	140
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	140
6.1. Resultados de caracterización dinámica	140
6.2. Resultados de la calibración del modelo numérico.....	141
6.3. Resultados de la determinación de la capacidad sísmica	142
CAPÍTULO VII:	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	144
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	146
ANEXOS	155
A) Matriz de consistencia	155
B) Formato de registro de puntos de medición y sensores utilizados	156
C) Espectro de respuesta de la estructura a vibraciones naturales	157
D) Autorización de Arzobispado del Cusco	158
E) Ficha técnica de acelerómetros	159

SENSOR SN 6457	159
SENSOR SN 6108	160
SENSOR SN 6112	161
SENSOR SN 38626	162
SENSOR SN 38627	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Operacionalización de variables</i>	21
Tabla 2. <i>Propiedades mecánicas de albañilería de adobe experimental</i>	88
Tabla 3. <i>Propiedades mecánicas de albañilería de adobe numérico</i>	90
Tabla 4. <i>Valores referenciales de parámetros mecánicos para albañilería según NTC (2008)</i>	93
Tabla 5. <i>Propiedades elásticas de albañilería de adobe, piedra, ladrillo y madera</i>	93
Tabla 6. <i>Características de sensores utilizados en los ensayos</i>	94
Tabla 7. <i>Periodo fundamental del suelo en sección longitudinal del templo</i>	107
Tabla 8. <i>Metrado de cargas del techo nave y presbiterio sobre par</i>	110
Tabla 9. <i>Metrado de cargas del techo nave y presbiterio par y nudillo</i>	110
Tabla 10. <i>Metrado de cargas del techo para sacristía, contra sacristía y baptisterio par y nudillo</i> .	111
Tabla 11. <i>Modelos combinados para rigidez cortante de la interface</i>	119
Tabla 12. <i>Valores de las frecuencias de modelos con variación de rigidez en interfaces</i>	120
Tabla 13. <i>Combinación de valores de rigidez normal del elemento de interface</i>	120
Tabla 14. <i>Valores de frecuencias de modelos en elementos de interface con rigidez normal óptimo</i>	120
Tabla 15. <i>Identificación de sensibilidad de propiedades mecánicas de materiales</i>	121
Tabla 16. <i>Frecuencias numéricas del proceso de calibración</i>	123
Tabla 17. <i>Valores de FMAC de la calibración del modelo numérico por elemento tirante</i>	125
Tabla 18. <i>Valores de las propiedades de los materiales del modelo numérico calibrado</i>	125
Tabla 19. <i>Frecuencias experimentales y numéricas finales</i>	126
Tabla 20. <i>Propiedades elásticas e inelásticas de los materiales utilizados en el análisis pushover</i>	132
Tabla 21. <i>Resultados de la caracterización dinámica de la estructura del templo</i>	140
Tabla 22. <i>Resultados de la capacidad sísmica de la estructura del templo</i>	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Daños en el Templo de Misca por el sismo de Paruro-Cusco-Perú 2014</i>	15
Figura 2. <i>Daños en la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas por sismo</i>	16
Figura 3. <i>Sistema de un grado de libertad</i>	29
Figura 4. <i>Fuerzas actuantes sobre el sistema en un instante de tiempo</i>	30
Figura 5. <i>Vibración libre de sistema subamortiguado, críticamente amortiguado y sobreamortiguado</i>	34
Figura 6. <i>Esquema de la aplicación de OMA</i>	38
Figura 7. <i>Acelerómetro Piezoeléctrico Wilcoxon</i>	43
Figura 8. <i>Sistema de adquisición de datos o señales</i>	44
Figura 9. <i>Representación de los picos de densidad espectral</i>	46
Figura 10. <i>Representación de valores singulares de la matriz de densidad espectral</i>	47
Figura 11. <i>Interfaz del software ARTEMIS</i>	49
Figura 12. <i>Proceso del método pushover</i>	58
Figura 13. <i>Curva de capacidad</i>	59
Figura 14. <i>Flujograma para el desarrollo de la investigación</i>	64
Figura 15. <i>Vista satelital de la ubicación geográfica del templo respecto a la ciudad del Cusco</i>	66
Figura 16. <i>Ubicación geográfica del templo Santa María Magdalena</i>	67
Figura 17. <i>Pintura mural del templo Santa María Magdalena de Taray</i>	68
Figura 18. <i>Fachada principal del templo Santa María Magdalena de Taray</i>	69
Figura 19. <i>Llaves de madera eucalipto colocado en los muros del templo</i>	70
Figura 20. <i>Estado deteriorado del templo el Instituto de Cultura Cusco</i>	71
Figura 21. <i>Estado colapsado del muro exterior con Baptisterio</i>	72
Figura 22. <i>Plano de áreas de intervención realizadas por cada año</i>	74
Figura 23. <i>Planta del templo antes y después de la intervención</i>	75
Figura 24. <i>Vista isométrica del modelo 3D del templo Santa María Magdalena</i>	76
Figura 25. <i>Vista frontal y lateral del templo Santa María Magdalena</i>	77

Figura 26. <i>Vista en corte y sección estructural del templo Santa María Magdalena</i>	78
Figura 27. <i>Ensayo de compresión simple de albañilería de adobe</i>	80
Figura 28. <i>Ensayo de compresión diagonal de albañilería de adobe</i>	81
Figura 29. <i>Diagramas para el modelado en albañilería</i>	82
Figura 30. <i>Curva de compresión parabólica para modelo de albañilería</i>	83
Figura 31. <i>Modelo de tensión exponencial</i>	84
Figura 32. <i>Diagrama de carga vs desplazamiento de modelo experimental y numérico calibrado</i> ...	87
Figura 33. <i>Representación gráfica de valores de $E(\text{MPa})$ experimentales para albañilería de adobe</i>	89
Figura 34. <i>Representación gráfica de valores de $E(\text{MPa})$ numéricos para albañilería de adobe</i>	92
Figura 35. <i>Equipos utilizados para la campaña experimental</i>	95
Figura 36. <i>Modos de vibración del modelo numérico preliminar del templo</i>	96
Figura 37. <i>Ubicación de acelerómetros para medición de vibración ambiental</i>	97
Figura 38. <i>Colocado de sensores referenciales en la campaña experimental</i>	98
Figura 39. <i>Colocado de sensores móviles en la torre campanario</i>	98
Figura 40. <i>Registro de aceleraciones en cada una de las configuraciones</i>	99
Figura 41. <i>Geometría del templo y ubicación de sensores en la estructura</i>	99
Figura 42. <i>Gráfica de valores singulares de la matriz de espectro de densidad de potencia</i>	101
Figura 43. <i>Modos experimentales identificados de la estructura del templo</i>	102
Figura 44. <i>Relación espectral horizontal/vertical (H/V)</i>	103
Figura 45. <i>Ubicación de puntos registrados</i>	104
Figura 46. <i>Equipos utilizados para el ensayo de Nakamura</i>	105
Figura 47. <i>Colocado y conexión de velocímetros</i>	105
Figura 48. <i>Registro de señales de vibración ambiental</i>	106
Figura 49. <i>Gráfico de relación H/V resultante del método de Nakamura</i>	107
Figura 50. <i>Resumen gráfico de los espectros H/V de los puntos medidos</i>	108
Figura 51. <i>Sistema sobre par y par nudillo</i>	109
Figura 52. <i>Sistema de techo par nudillo</i>	110

Figura 53. <i>Modelado y asignación de cargas para techo de la nave y presbiterio</i>	111
Figura 54. <i>Reacciones de techo en la nave y presbiterio</i>	112
Figura 55. <i>Modelado y asignación de cargas para sacristía, contra sacristía y baptisterio</i>	112
Figura 56. <i>Reacciones de techo en la sacristía</i>	113
Figura 57. <i>Reacciones de techo en la contra sacristía y el baptisterio</i>	113
Figura 58. <i>Cargas de techo en torre y reacciones de techo en la torre</i>	114
Figura 59. <i>Geometría importada de AutoCAD a DIANA</i>	115
Figura 60. <i>Interface estructural entre muros y llaves de madera en la estructura</i>	115
Figura 61. <i>Materiales conformantes de la estructura del templo</i>	116
Figura 62. <i>Asignación de soporte en la base de la estructura</i>	117
Figura 63. <i>Asignación de cargas de techo en la estructura</i>	117
Figura 64. <i>Mallado de los elementos del modelo</i>	118
Figura 65. <i>Sensibilidad en propiedades mecánicas de material</i>	122
Figura 66. <i>Ubicación y numeración de los tirantes para optimización</i>	124
Figura 67. <i>FMAC del modelo optimizado</i>	126
Figura 68. <i>Comparación entre respuesta dinámica experimental y numérico</i>	127
Figura 69. <i>Curva esfuerzo deformación en compresión</i>	130
Figura 70. <i>Curva esfuerzo deformación en tracción</i>	131
Figura 71. <i>Direcciones de aplicación de carga lateral en el modelo numérico del templo</i>	133
Figura 72. <i>Curva de capacidad de factor de carga para la dirección X</i>	134
Figura 73. <i>Curva de capacidad de fuerza cortante para la dirección X</i>	135
Figura 74. <i>Patrón de agrietamiento en la dirección X</i>	136
Figura 75. <i>Curva de capacidad de factor de carga para la dirección Y</i>	136
Figura 76. <i>Curva de capacidad de fuerza cortante para la dirección Y</i>	137
Figura 77. <i>Patrón de daño de agrietamiento en la dirección Y</i>	138
Figura 78. <i>Fisuras identificadas correspondiente a un mecanismo de falla por volteo de fachada</i> .	139

CAPÍTULO I:

INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

Se desconoce la capacidad sísmica y las características dinámicas de la estructura en estudio como base técnica para la restauración, posible reforzamiento y mejora de condiciones resistentes frente a sismos. En general la conservación de estructuras históricas es un desafío fundamental en la ingeniería estructural, especialmente cuando se trata de estructuras de albañilería de adobe. Estas construcciones, que han resistido el paso del tiempo, son parte integral del patrimonio cultural, en el Perú se han declarado patrimonio cultural de la nación templos ubicados en los diferentes departamentos, así como en el Cusco la Iglesia de San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, Iglesia de Huaró, Iglesia de San Blas, Iglesia de Santa Ana y entre otros mencionados por el Instituto Nacional de Cultura (2000), para su valoración y protección. Estos templos en mención son de albañilería de adobe que debido a su fragilidad estructural están expuestos a riesgos significativos, particularmente durante eventos sísmicos.

Las estructuras de albañilería de adobe se caracterizan por su baja ductilidad y alta vulnerabilidad a los movimientos sísmicos. La naturaleza del adobe, material tradicionalmente utilizado en la construcción de edificios históricos, lo convierte en un material altamente susceptible a la fisuración y colapso bajo cargas sísmicas. Este tipo de albañilería, por su limitada capacidad de absorción de energía y su comportamiento frágil, presenta graves riesgos durante sismos.

Recientemente, se observó los daños estructurales significativos a monumentos históricos durante eventos sísmicos. Un claro ejemplo de ello es el Templo de Misca en Paruro, que, tras una reciente intervención de restauración, se vio afectado por un sismo de 5.1 *ML* (Magnitud Local, escala de magnitud de Richter) el 27 de setiembre del 2014, la estructura de albañilería de adobe, a pesar de los esfuerzos de restauración, no logró resistir las fuerzas

sísmicas lo que pone en evidencia las limitaciones de las técnicas de intervención actuales para garantizar la estabilidad sísmica de las estructuras históricas, por tanto, este evento resalta la vulnerabilidad de las construcciones tradicionales de adobe en regiones sísmicas y destaca la necesidad de conocer las características dinámicas y capacidad sísmica de las estructuras para implementar medidas de reforzamiento y estabilización de estructuras de este tipo.

Figura 1.

Daños en el Templo de Misca por el sismo de Paruro-Cusco-Perú 2014



Nota. a. Daños de agrietamiento en fachada (falla por corte diagonal en el plano del muro) y torre (falla por separación de elementos ortogonales, inicio de mecanismos de falla fuera del plano); b. desplome de elementos estructurales en el templo de Misca. Fuente ANDINA-Agencia Peruana de Noticias [imagen].

Un caso adicional y reciente que subraya la importancia en este tema es la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, en Cusco, que sufrió daños estructurales; se identificaron grietas en los arcos de la torre campanario, desprendimiento de adobes y fisuras en las uniones de muros y cabeceras debido al sismo de 4.4 ML del 30 de abril de 2024 registrado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP). Este evento revela la necesidad urgente de conocer y mejorar la capacidad sísmica de las estructuras históricas de albañilería de adobe, pues, a pesar

de su valor cultural y patrimonial, estas construcciones siguen siendo vulnerables a los efectos devastadores de los sismos.

Figura 2.

Daños en la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas por sismo



Nota. Daños presentes debido al sismo en Andahuaylillas, 30 de abril del 2024. Fuente, <https://www.gob.pe/institucion/cultura>

El problema que se plantea en este estudio es que, a pesar de la importancia histórica y cultural de estas estructuras, aún no existe un conocimiento suficientemente detallado sobre la respuesta sísmica y capacidad resistente de la estructura. Las metodologías para evaluar la resistencia sísmica de estructuras de albañilería de adobe siguen siendo limitadas, y las intervenciones de restauración no siempre incorporan un análisis adecuado de la resistencia sísmica de la estructura.

Por lo tanto, es crucial determinar la capacidad sísmica de las estructuras históricas de albañilería de adobe a través de métodos avanzados de análisis no lineal y métodos

experimentales como el Análisis Modal Operacional (OMA). Este enfoque permite no solo evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras, sino también calibrar modelos numéricos que simulen de manera precisa la respuesta sísmica de las edificaciones históricas.

1.2 Formulación del problema de investigación

1.2.1 Problema general

PG: ¿Cuál es la capacidad sísmica del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco?

1.2.2 Problemas Específicos

PE 1: ¿Es factible la calibración del modelo numérico mediante Análisis Modal Operacional del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco?

PE 2: ¿Es factible determinar la capacidad sísmica mediante el Análisis Estático no Lineal Pushover del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco?

1.3 Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo General

OG: Determinar la capacidad sísmica del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.

1.3.2 Objetivos Específicos

OE 1: Realizar la calibración del modelo numérico mediante Análisis Modal Operacional del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.

OE 2: Determinar la capacidad sísmica mediante el Análisis Estático no Lineal Pushover del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.

1.4 Justificación de la Investigación

Esta investigación es importante debido a que permitirá conocer la capacidad sísmica resistente y las características dinámicas de la estructura del templo para la adecuada toma de decisiones en futuras intervenciones de restauración y reforzamiento del templo de Santa María Magdalena de Taray. En Cusco, las intervenciones en templos históricos se enfocan principalmente en aspectos arquitectónicos, sin evaluar adecuadamente el comportamiento estructural y la respuesta sismorresistente de las edificaciones patrimoniales; según lo revisado en los expedientes de intervención.

La actividad económica predominante en la región de Cusco es el turismo, debido a la gran diversidad de atractivos turísticos, históricos y culturales que posee, siendo parte de ellos los templos coloniales, cuyo valor patrimonial intrínseco radica en sus características arquitectónicas coloniales, las cuales resguardan un importante legado histórico, cultural y artístico, atrayendo turistas nacionales e internacionales, permitiendo realizar un movimiento económico; es así la importancia de la conservación de los templos históricos presentes en la región de Cusco y del Perú. Según Aguilar et al. (2016) estas edificaciones no solo representan un patrimonio cultural importante, sino que también tienen un impacto significativo en la economía local, al atraer turistas y generar ingresos para las comunidades.

El templo histórico de Santa María Magdalena de Taray, tiene un valor significativo al formar parte del patrimonio histórico del distrito de Taray, fue declarado como Patrimonio Cultural de la Nación bajo Resolución Directoral Nro. 1492-INC, el 04 de noviembre del 2005. Dados los eventos sísmicos en la ciudad del Cusco como el terremoto de 1650 en la ciudad del

Cusco con intensidad de VIII MMI (Modified Mercalli Intensity), en mayo de 1950 un terremoto de 6.8 en escala Richter en la ciudad del Cusco destruyó tres mil viviendas y estructuras coloniales de intensidad VII MMI, el sismo de abril de 1986 de magnitud 5.2 ML e intensidad de VIII MMI a 20 Km al noroeste de la ciudad del Cusco (Alva, 2019); es importante conservar el patrimonio arquitectónico y cultural del templo de Taray, es así que en la presente investigación se realiza ensayos no invasivos de análisis modal operacional donde la única fuente de vibración es el ruido del medio ambiente, tránsito vehicular, el cual permite cuantificar el comportamiento de la estructura, dado mediante las características dinámicas y la capacidad resistente de la estructura determinado mediante un análisis pushover.

1.5. Alcance y limitaciones de la investigación

1.5.1. Alcance

- La presente investigación se realizó en el templo histórico Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco. Cuyo objetivo principal es la estimación de la capacidad sísmica mediante un análisis estático no lineal, y la calibración del modelo numérico con la identificación de las propiedades dinámicas del mismo mediante la metodología del Análisis Modal Operacional (OMA).
- Se realizó una búsqueda de literatura para considerar las propiedades mecánicas de los materiales.
- Se realizó el levantamiento geométrico, la campaña experimental de vibraciones ambientales en la estructura del templo mediante el Análisis Modal Operacional (OMA).
- Se analizó el efecto de sitio utilizando el cociente espectral H/V para determinar la frecuencia predominante del suelo mediante la técnica de Nakamura, para conocer el periodo de resonancia suelo-estructura.

1.5.2. Limitaciones

- No se realizaron ensayos destructivos ni de laboratorio para la caracterización mecánica de los materiales.
- Acceso limitado del templo, con permiso temporal por parte del Arzobispado del Cusco.

1.6. Hipótesis de la Investigación

1.6.1. Hipótesis General

HG: Es posible determinar la capacidad sísmica del templo histórico Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.

1.6.2. Hipótesis Específica

HE1: El modelo numérico de la estructura del templo histórico Santa María Magdalena puede ser calibrado mediante la metodología del Análisis Modal Operacional (OMA).

HE2: La capacidad sísmica del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray puede determinarse mediante un análisis estático no lineal Pushover.

1.7. Variables

1.7.1. Identificación de variables

Variable 1: Capacidad sísmica

Variable 2: Modelo numérico calibrado

Unidad de análisis: Templo Santa María Magdalena de Taray

1.7.2. Indicadores

- | | |
|--------------------------|--------------------------------------|
| - Fuerza cortante basal | - Factor de carga |
| - Desplazamiento lateral | - Criterio de correlación modal FMAC |

1.7.3. Operacionalización de variables

Tabla 1.

Operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Herramientas
Variable 1: Capacidad sísmica	Es la capacidad resistente de la estructura frente a las acciones del sismo, se expresa en función de deformaciones y la resistencia de sus componentes individuales (Bonett , 2003). Capacidad del sistema estructural que indica el nivel de carga y la deformación en los que se produce la falla. (Lourenço & Pereira, 2020)	Mediante el análisis no lineal se obtiene la curva de capacidad en un punto de control de la estructura.	Curva de la capacidad	Fuerza cortante basal de Factor de carga Desplazamiento lateral	Análisis estático no lineal
Variable 2: Modelo numérico calibrado	Es una representación numérica y computacional precisa de una estructura obtenida mediante un ajuste de parámetros para minimizar las diferencias entre resultados experimentales y resultados de un modelo de elementos finitos (Vélez , Gómez , & Thomson , 2009)	Mediante la identificación de propiedades dinámicas de la estructura a través de ensayo de vibración ambiental. Optimizado mediante propiedades mecánicas del material y condiciones de contorno de la estructura.	Frecuencia natural de Modos de vibración Amortiguamiento	Criterio de correlación modal FMAC	Vibración natural, metodología análisis modal operacional OMA Modelo numérico

CAPÍTULO II:

MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedente regional

Mamani (2016) en su tesis: **“Estudio comparativo del comportamiento estructural lineal y no lineal del monumento histórico “templo de Miska”, para verificar los daños ocurridos por el sismo de Paruro (Cusco) en setiembre de 2014”** desarrolló como uno de sus objetivos de investigación la verificación del comportamiento no lineal del templo de Miska mediante método de elementos finitos (FEM) para contrastar con los daños ocurridos por el sismo del 27 de setiembre del 2014 en Paruro. Los resultados del análisis no lineal tienen relación con los daños ocurridos por el sismo una correlación con los daños ocurridos en fachada principal, muro epístola y evangelio dado por fisuramiento, y plantea propuestas de reforzamiento.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Noel (2017), presentó la tesis: **“Integración de Ingeniería Inversa y Modelamiento Numérico para la Evaluación Sísmica de Construcciones Históricas de Adobe”** cuyo objetivo central fue la propuesta de un método para el análisis sísmico de estructuras históricas con el desarrollo de modelos precisos para el análisis sísmico y modelos representativos del comportamiento no lineal de la albañilería, la investigación se desarrolló utilizando metodologías y técnicas avanzadas no intrusivas de ingeniería inversa con el uso de escáner láser terrestre (TLS), fotogrametría para la caracterización geométrica y modelo 3D de la estructura de la Iglesia de San Juan Bautista de Huaro ubicada en Cusco, Perú; para la caracterización dinámica de la estructura mediante ensayos de identificación modal consecuentemente la calibración del modelo numérico construido, para la evaluación sísmica de capacidad lateral mediante el análisis estático no lineal.

Las 5 formas modales de vibración de la estructura identificadas por la experimentación de vibración ambiental fueron de frecuencia 1.98 Hz, 2.16 Hz, 2.56 Hz, 3.18 Hz y 3.60 Hz; teniendo los parámetros dinámicos se realizó la calibración con un análisis paramétrico, tomando las propiedades mecánicas de los materiales y conexión entre elementos estructurales, se realizó diferentes casos de modelos considerando elementos estructurales perfectamente conectados, obteniéndose que el modelo M2 en el que no consideró viga de madera en el nivel del coro y sin el coro obtuvo una correlación en los resultados y valores de MAC. La evaluación sísmica se desarrolló con enfoque basado en desplazamiento utilizando metodología no lineal simplificada N2 y análisis de desempeño estructural con nivel de daño probable a escenarios sísmicos distintos. Se identificó elementos estructurales críticos que indican el comportamiento global y nivel de daño en un evento sísmico.

Briceño (2016) en su investigación: **“Diagnóstico estructural y análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas”**, cuyo objetivo general fue la evaluación sísmica de construcciones patrimoniales de adobe con la aplicación de termografía infrarroja pasiva y análisis estático no lineal con elementos finitos bidimensionales, se enfoca en la respuesta sísmica del arco triunfal de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, en el que realiza una campaña de diagnóstico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas mediante una inspección termográfica para los materiales componentes de la estructura. Se realizó ensayos experimentales de identificación modal en la torre del campanario y la calibración del modelo de elementos finitos con el objetivo de estimar las características dinámicas donde las frecuencias fueron de 3.07 Hz, 3.21 Hz y 4.47 Hz.

La investigadora realizó el análisis estático no lineal, usó modelo de materiales de “Total Strain Crack Model” el cual brinda una buena estabilidad en el control de la fisuración del material; se vio el efecto de los distintos elementos estructurales sobre la capacidad del arco bajo cargas horizontales simulando acciones sísmicas utilizando los programas

ABAQUS/CAE Explicit y DIANA e identificó los factores de carga que llevan al colapso la estructura y los patrones de daño. Los modelos que considerados fueron a) Arco, cuya capacidad máxima determinada fue de 0.12g con un desplazamiento de 0.022m en la esquina superior izquierda en ABAQUS/CAE y en DIANA 0.09g de capacidad con un patrón de agrietamiento parecido que en ABAQUS/CAE, b) Arco con tímpano incluyendo muros laterales, con capacidad de carga 0.56g en ABAQUS/CAE y 0.45g en DIANA observando que la presencia de paredes laterales aportan un mejor comportamiento del arco triunfal mejorando su estabilidad y c) Arco con tímpano, muros laterales y ventanas llegó a una capacidad de 0.43g en ABAQUS/CAE obteniendo buena correlación con el determinado en DIANA, concluyendo que los resultados del análisis sísmico respecto a la capacidad lateral del arco triunfal y el patrón de agrietamiento se afecta en gran medida por la geometría del modelo numérico.

2.1.3. Antecedentes internacionales

Cuadros (2020) en su tesis **“Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú”** presentó la evaluación no lineal de la estructura de la iglesia San Juan Bautista de Huaytará frente a las acciones sísmicas; realizó una investigación histórica de las fases de construcción de la iglesia, obtención de modelo geométrico 3D mediante técnicas de fotogrametría, caracterización mecánica de los materiales componentes del templo con ensayos de laboratorio, y la evaluación del comportamiento estructural usando un modelo 3D de elementos finitos analizado en principio a cargas gravitacionales y de empuje lateral con el método pushover para observar los efectos del sismo en la estructura y la identificación de daño estructural existente e identificar los elementos vulnerables.

Los resultados del análisis pushover para las torres y nave de la iglesia en las direcciones principales X y Y con sus respectivas curvas de capacidad en las direcciones con menor capacidad fueron: para la nave en las direcciones +X y +Y tienen baja capacidad de 0.091g y 0.092g, con falla en nave volteo fuera del plano, para la torre norte una capacidad en

-Y y +Y de 0.042g y 0.038 g con falla de volteo encontrada entre la albañilería de roca y adobe, para la torre sur la capacidad en la dirección crítica de -Y de 0.042g con tipo de falla por agrietamiento horizontal en la interface de albañilería de roca y adobe. Se validó el modelo con la correspondencia de patrones de daño obtenidos del modelo numérico y el mapeo de daños registrado en la visita al sitio histórico.

Karanikoloudis & Lourenço (2018) desarrolló su investigación **“Structural assessment and seismic vulnerability of earthen historic structures. Application of sophisticated numerical and simple analytical models”**. [Evaluación estructural y vulnerabilidad sísmica de estructuras históricas de tierra. Aplicación de modelos numéricos sofisticados y analíticos sencillos], con el objetivo de una evaluación estructural y determinación de la seguridad sísmica, en condiciones actuales de la iglesia de Kuñotambo, estructura de adobe del siglo XVII ubicada en la región del Cusco, el estudio incluyó ensayos sísmicos y mapeo de daños, ensayos de vibración ambiental para la identificación del comportamiento modal de la estructura. Se llevó a cabo la evaluación de la vulnerabilidad sísmica con la necesidad de implementar medidas de reforzamiento, se utilizó el análisis estático no lineal y análisis paramétricos tipo pushover bajo un enfoque integral de inspección in situ, ensayos experimentales, modelación numérica y análisis estructural para reproducir daños existentes, ver el patrón de comportamiento inelástico de la estructura y ver la necesidad de implementar medidas de reforzamiento.

Los modos identificados mediante experimentación están dados por el movimiento del cuerpo de la estructura con valores de frecuencia de 1.59 Hz, 2.15 Hz y 2.68 Hz. En la evaluación de la capacidad de la estructura de soportar su propio peso, capacidad lateral bajo carga sísmica y la correspondencia con el patrón de daño existente. Los resultados que muestran la capacidad lateral mínima en dirección +XX de 0.22g en un primer modelo y 30% mayor en un segundo modelo con desplazamiento máximo de 25 cm antes del colapso con

mecanismo de daño de grietas de separación en esquinas, fachada y espesor del muro, en dirección -XX con mecanismo de falla de vuelco fuera del plano de fachada con 0.28g y 0.34g de capacidad lateral para un primer y segundo modelo, en dirección +YY una capacidad de 0.19g y 0.22g y finalmente en dirección -YY una capacidad de 0.16g y 0.25g.

Pachón (2014) desarrolló tesis doctoral: **“Evaluación Estructural de Edificaciones Históricas mediante Análisis Modal Operacional (OMA)”**, en la que desarrollo la aplicación del OMA para evaluar la seguridad estructural en estructuras históricas de fábrica, con el objetivo de extender la metodología fundamental para el diseño y el control de proyectos de rehabilitación en esta clase de edificaciones así como para la calibración de modelos numéricos de cálculo estructural.

Para la generación de modelos numéricos de cálculo estructural la técnica para la identificación de los parámetros modales mediante pruebas dinámicas no destructivas como el OMA, realizó la caracterización dinámica de cada una de las estructuras mencionadas, luego se realizó el ajuste del modelo de elementos finitos considerando los parámetros de actualización como módulo de elasticidad. Los datos obtenidos in situ se procesaron con el software ARTeMIS, con técnicas de identificación modal en el dominio de la frecuencia y dominio del tiempo.

Para el Teatro Romano de Cádiz se vio el comportamiento estructural del conjunto mediante un modelo calibrado de elementos finitos llevando un análisis numérico modal para estimar las frecuencias naturales de la estructura que fueron ajustados a las frecuencias de la experimentación con OMA de 4.86 Hz, 6.92 Hz y 8.30 Hz que su parámetro de calibración fue el módulo de elasticidad de fábrica y se tiene las frecuencias naturales del modelo numérico actualizado de 4.88 Hz, 6.88 Hz y 8.38 Hz con una buena correlación de MAC de 0.99, 0.96 y 0.88 respectivamente. En el Monasterio de San Jerónimo se obtuvo 6 modos globales de

vibración con frecuencias experimentales de 2.01 Hz, 3.04 Hz, 3.57 Hz, 4.34 Hz, 4.71 Hz y 6.35 Hz con valores de correlación MAC mayor a 0.85, y 4 modos locales de vibración con frecuencias de 2.33 Hz, 3.35 Hz, 5.08 Hz y 7.17 Hz con valores MAC mayor a 0.85 optimizando mediante el módulo de elasticidad para cada componente (galería) de la estructura y realizó una calibración del modelo numérico de elementos finitos de la estructura. En la Iglesia de Santiago se identificaron 6 modos de vibración de frecuencias 0.46 Hz, 3.29 Hz, 3.51 Hz, 4.44 Hz, 5.15 Hz y 6.08 Hz con valores de MAC por encima de 0.80 para los 4 primeros modos y para los dos modos restantes valores de MAC de 0.77 y 0.75. En la Capilla de la Jura las frecuencias naturales de experimentación al finalizar los trabajos de intervención fueron de 3.24 Hz, 4.77 Hz, 7.20 Hz, 9.01 Hz y 10.4 Hz con valores de MAC por encima de 0.80 aceptable para utilizar en los modelos numéricos y en la Capilla del Palacio de Würzburg se identificaron 5 modos de vibración de frecuencias 2.77 Hz, 3.30 Hz, 4.46 Hz, 5.25 Hz y 6.48 Hz. La calibración del modelo de elementos finitos se realizó mediante la actualización del módulo de elasticidad, considerando los cuatro primeros modos de vibración, los cuales resultaron suficientes para representar el comportamiento dinámico de la estructura. Como resultado, se obtuvieron frecuencias de 2.79 Hz, 3.29 Hz, 4.43 Hz y 5.15 Hz, con valores del criterio MAC superiores a 0.88 y cercanos a la unidad, lo que indica una adecuada correlación entre el modelo numérico y los resultados experimentales.

2.2. Marco teórico

2.2.1. Estructuras de adobe

A lo largo de la historia y en diversas partes del mundo, la tierra ha sido uno de los materiales de construcción más fundamentales y ampliamente empleados. En la actualidad, su uso sigue siendo prevalente, especialmente en regiones de bajos recursos, donde su accesibilidad y costo reducido lo convierten en una alternativa óptima para la edificación de viviendas. (Tarque et al., 2022).

Albañilería de adobe

La albañilería de adobe como cualquier otra albañilería se construye utilizando unidades de adobe y mortero de barro fresco mezclada con fibras vegetales (paja) para la unión entre las unidades de adobe. Puesto que el mortero y el adobe están elaboradas con el mismo material se puede considerar a la albañilería, como material uniforme y homogéneo, en específico cuando se trata de estructuras de gran tamaño (Fages et al., 2022).

En la mayoría de los casos se tiene estructuras con albañilería de adobe no reforzada los cuales son bastante susceptibles a daños sísmicos. La capacidad sísmica resistente de una estructura de adobe depende de las características mecánicas propias del bloque, la distribución de elementos de la estructura, la ubicación y la calidad constructiva Dowling, 2004 citado por Tarque (2011).

Albañilería de piedra

La albañilería de piedra como sistema constructivo está basado en la colocación de piedras regulares o irregulares unidas con mortero, mayormente utilizados en los cimientos y sobrecimientos, arcos, contrafuertes; utilizado debido a su durabilidad, resistencia y disponibilidad del material. Podemos clasificar como albañilería en seco que es sin mortero y la albañilería con mortero (cemento, cal o barro).

2.2.2. Dinámica de estructuras

La dinámica de estructuras como parte de la ingeniería estructural analiza el comportamiento de las estructuras ante cargas dinámicas como son los vientos, sismos, terremotos, impactos los cuales son variables con el tiempo, y cuyas vibraciones se traducen en las formas modales de la estructura; por otra parte, cuando las cargas son invariables con el tiempo se realiza análisis estático debido a que los esfuerzos son producidos por el peso propio de la estructura (Chopra A. , 2014).

2.2.3. Número de grados de libertad

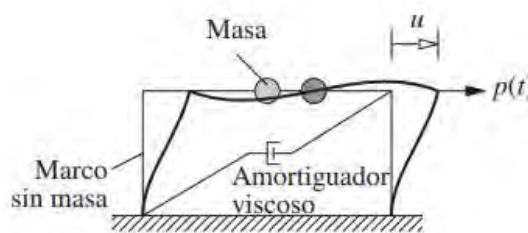
Según Chopra (2014), en el análisis dinámico, los grados de libertad representan los desplazamientos independientes requeridos para describir completamente la posición deformada de las masas; además, una mayor cantidad de grados de libertad permite definir con mayor precisión las propiedades de rigidez de la estructura.

2.2.4. Sistema con un grado de libertad

En este sistema se idealiza una masa concentrada “ m ”, un marco sin masa que dota de rigidez “ k ” al sistema simplificado y un amortiguador viscoso “ c ” encargada de la disipación de la energía de vibración del sistema (Chopra A. , 2014). En la dinámica de estructuras estos sistemas se representan con modelos de estructuras simples que también caracterizan el comportamiento de estructuras más complejas, las cuales se traducen en una masa concentrada que vibra tras ser aplicado una fuerza lateral horizontal “ $p(t)$ ” en la parte superior que realiza su desplazamiento “ u ” en una sola dirección, sujeta a un marco sin masa que le da la rigidez a la estructura y el elemento de amortiguación que simula la disipación de energía. A partir de este sistema simple podemos entender las propiedades dinámicas como la frecuencia natural de vibración, amortiguación; la respuesta a las cargas dinámicas (Chopra A. , 2014). A continuación se muestra el sistema simple idealizado para un grado de libertad.

Figura 3.

Sistema de un grado de libertad



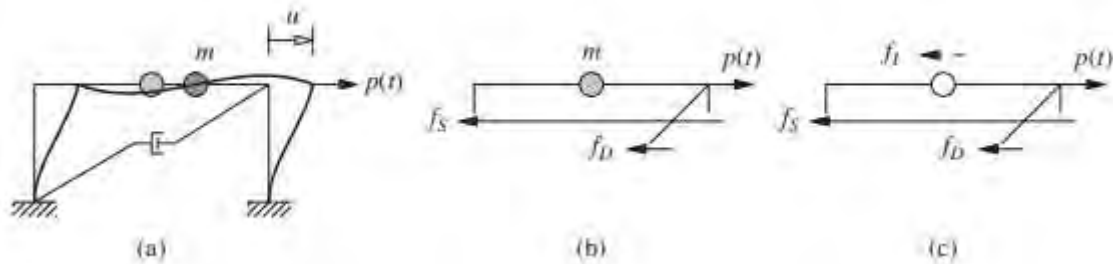
Nota. Se muestra el sistema de 1GDL con una fuerza lateral aplicada. Fuente: (Chopra A. , 2014)

2.2.4.1. Ecuación de movimiento bajo una fuerza externa

Dado el sistema en la figura 4 las fuerzas actuantes en un instante de tiempo fuerza dinámica externa aplicada $p(t)$, fuerza elástica (f_S) o fuerza restauradora, fuerza de amortiguamiento (f_D) y fuerza de inercia (f_I) que representa la masa, y estos en función de los parámetros de rigidez “k”, amortiguamiento “c” y masa “m” respectivamente, considerando la fuerza externa en dirección del eje x positiva, el desplazamiento $u(t)$, la velocidad $\dot{u}(t)$ y la aceleración $\ddot{u}(t)$ igualmente son positivas en dirección del eje x, las fuerzas de restauración y amortiguamiento actúan en sentido contrario porque son fuerzas que se oponen a la deformación y la velocidad correspondientemente (Chopra A. , 2014).

Figura 4.

Fuerzas actuantes sobre el sistema en un instante de tiempo



Nota. a. Marco idealizado bajo fuerza dinámica $p(t)$, b. Fuerza actuante sobre una masa en un instante de tiempo y c. Diagrama de cuerpo libre en el instante t .

Esta ecuación derivada de la segunda ley de movimiento de Newton por el principio de equilibrio dinámico dada por la fuerza resultante:

$$p - f_S - f_D = m\ddot{u} \quad \dots \text{Ecuación 1}$$

$$m\ddot{u} + f_D + f_S = p(t) \quad \dots \text{Ecuación 2}$$

En donde:

$$f_D = c\dot{u} \quad \dots \text{Ecuación 3}$$

$$f_s = ku \quad \dots \text{Ecuación 4}$$

Remplazando en la ecuación 2 se tiene la ecuación derivada de la segunda ley de movimiento de Newton por el principio de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k u = p(t) \quad \dots \text{Ecuación 5}$$

Esta ecuación de movimiento regula la deformación de la estructura idealizada como elástica lineal el cual también se puede extender a sistemas inelásticos.

2.2.4.2. Métodos de solución de la ecuación de movimiento

En Chopra (2014) se muestran formas para resolver la ecuación fundamental de movimiento para sistemas de 1GDL, las cuales se evalúan de acuerdo a las consideraciones iniciales y estas son por vibración libre cuando no hay la aplicación de fuerza externa y vibración forzada cuando se aplica una fuerza externa encargada de la vibración de la estructura.

2.2.4.3. Vibración libre

Se considera que la estructura se deja vibrar libremente sin la aplicación de una fuerza externa, en el que la estructura se desplaza de su posición inicial de equilibrio estático (Chopra A. , 2014)

2.2.4.4. Vibración libre no amortiguado

Dada las condiciones sin excitación dinámica externa $p(t)=0$, sistema sin amortiguamiento $c=0$; este tipo de vibración nos muestra la respuesta natural de la estructura y nos ayuda a determinar los parámetros de frecuencia natural de vibración y su amplitud de movimiento (Chopra A. , 2014). Se tiene la ecuación diferencial reducida en:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad \dots \text{Ecuación 6}$$

Se inicia la vibración cuando el tiempo es igual a cero " $t = 0$ ", con un desplazamiento $u = u(0)$ y velocidad $\dot{u} = \dot{u}(0)$, cuya solución a la ecuación diferencial es la siguiente:

$$u(t) = u(0) \cos(\omega_n t) + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad \dots \text{Ecuación 7}$$

Expresado también como:

$$u(t) = A \sin(\omega_n t + \phi) \quad \dots \text{Ecuación 8}$$

Reemplazando en la Ecuación 6 tenemos:

$$(k - m \omega_n^2) A \sin(\omega_n t + \phi) = 0 \quad \dots \text{Ecuación 9}$$

Donde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}; A = \sqrt{\frac{\dot{u}_o^2}{\omega_n^2} + u_o^2}; \phi = \tan^{-1} \left(\frac{u_o \omega_n}{\dot{u}_o} \right) \quad \dots \text{Ecuación 10}$$

Donde A es la amplitud, ω_n es la frecuencia circular natural de vibración y la fase ϕ .

2.2.4.5. Vibración libre amortiguado

La vibración libre amortiguada se refiere al movimiento oscilatorio de un sistema que, a diferencia de la vibración libre no amortiguada, experimenta una fuerza de amortiguamiento que disipa la energía del sistema, lo que provoca que las oscilaciones se atenúen con el tiempo hasta que el sistema se detenga. El amortiguamiento se debe generalmente a la fricción interna o externa del sistema, y su propósito es reducir la amplitud de las oscilaciones.

Vibración libre viscosamente amortiguada

Sea $p(t) = 0$ de la ecuación 5, tenemos la ecuación diferencial que regula la vibración libre en sistemas con un grado de libertad que incluyen amortiguamiento.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k u = 0 \quad \dots \text{Ecuación 11}$$

Se divide entre la masa m tenemos:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad \dots \text{Ecuación 12}$$

Donde $\omega_n = \sqrt{k/m}$, ya definido con anterioridad y:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad \dots \text{Ecuación 13}$$

De donde tenemos:

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad \dots \text{Ecuación 14}$$

c_{cr} es el amortiguamiento crítico porque es un valor más pequeño de c que inhibe por completo la oscilación.

ξ corresponde a la razón de amortiguamiento crítico de medida adimensional que depende de su masa y rigidez del sistema.

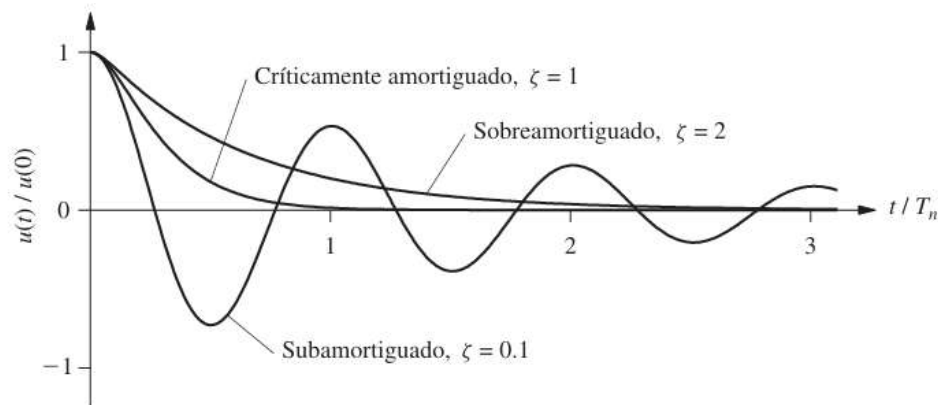
La constante de amortiguamiento c es la cantidad de energía que se pierde durante un ciclo de vibración libre o en un ciclo de vibración armónica forzada (Chopra A. , 2014).

La figura 4 muestra la gráfica del movimiento $u(t)$ debido al desplazamiento inicial $u(0)$ para tres valores ξ donde:

- $c < c_{cr}$ o $\xi < 1$, el sistema oscila entre su posición de equilibrio, con su amplitud que se reduce progresivamente.
- $c = c_{cr}$ o $\xi = 1$, el sistema vuelve a su posición de equilibrio sin oscilar.
- $c > c_{cr}$ o $\xi > 1$, el sistema vuelve a su posición de equilibrio a un ritmo más lento sin oscilar.

Figura 5.

Vibración libre de sistema subamortiguado, críticamente amortiguado y sobreamortiguado



Nota. Fuente (Chopra A. , 2014)

Casi todas las estructuras de interés como son los edificios, puentes, presas, centrales nucleares, estructuras marítimas, etc. corresponden a la categoría de sistemas subamortiguados con fracción de amortiguamiento $\xi < 0.1$. (Chopra A. , 2014)

La solución de la ecuación diferencial de movimiento (ecuación 14) para estos sistemas subamortiguados bajo las condiciones iniciales de vibración libre está dado por:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[u(0)\cos\omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \sin\omega_D t \right] \quad \dots \text{Ecuación 15}$$

donde ω_D , es la frecuencia natural de vibración amortiguada que tiene la siguiente relación

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad \dots \text{Ecuación 16}$$

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad \dots \text{Ecuación 17}$$

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \right]^2} \quad \dots \text{Ecuación 18}$$

2.2.5. Análisis modal

El análisis modal se utiliza para entender y evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras, nos ayuda a determinar las características dinámicas propias de un sistema como son las frecuencias naturales, modos de vibración y el coeficiente de amortiguamiento modal, es fundamental para el desarrollo de modelos matemáticos que caracterizan el comportamiento dinámico de la estructura dado por modelos modales con sus respectivos parámetros modales. (Pachón, 2014).

Todas las estructuras se caracterizan por la frecuencia natural y sus modos de vibración, estas son propias de cada estructura que dependen fundamentalmente de la masa y la rigidez. En el análisis modal, el comportamiento de deformación de una estructura se representa mediante la combinación de diferentes formas básicas de vibración, donde cada modo posee características propias asociadas a su frecuencia natural y nivel de amortiguamiento. El objeto en si es la representación de un modelo modal del comportamiento dinámico de la estructura; para determinar los parámetros modales primero se realiza la adquisición de datos y luego el análisis de la estructura (Frechilla, 2017).

2.2.5.1. Propiedades dinámicas

Frecuencia Natural

Es la frecuencia de un sistema a la cual vibra libremente luego de una perturbación sin que haya actuado ninguna fuerza externa dinámica y despreciando el amortiguamiento, la frecuencia es propia del sistema que depende de su masa y rigidez. Mide la rapidez con la que el sistema oscila debido a su propia rigidez y masa (Chopra A. , 2014).

Modos de vibración

En un sistema estructural corresponden a los patrones específicos de movimiento, cuando el sistema es perturbado oscila en respuesta a dicha perturbación, cada modo está

asociado a una frecuencia natural en particular que representa en sí una forma específica de deformación y desplazamiento de las partes del sistema de la estructura durante el movimiento (Chopra A. , 2014). Los modos de vibración son propios de cada sistema de estructura.

Amortiguamiento

La propiedad que describe la capacidad del sistema de estructura de disipar la energía de vibración después de estar sujeta a una fuerza externa se le conoce como amortiguamiento. El amortiguamiento hace que en el sistema reduzca las oscilaciones es decir disminuye la amplitud de las oscilaciones, es importante porque en la estructura hace que los desplazamientos excesivos se reduzcan con el tiempo.

Las fuentes para este proceso de disipación de energía en el sistema se pueden dar por la elasticidad imperfecta, fricción interna de materiales de la estructura, fricción entre elementos de la estructura y sus uniones, apoyos, efectos aerodinámicos e hidrodinámicos del ambiente, características no lineales de la estructura, fundación y subestructura, daño interno del material, etc. descrito en Viviescas et al. (2017).

Para caracterizar el comportamiento dinámico de las estructuras de forma experimental se puede realizar mediante dos tipos de ensayos, mediante ensayo bajo una excitación artificial controlada y mediante un ensayo que mide la respuesta de la estructura bajo la excitación ambiental, cuyos ensayos basados en análisis modal son aplicados para determinar las propiedades dinámicas de frecuencias naturales, modos de vibración y factores de amortiguamiento de una estructura.

2.2.5.2. Análisis Modal Experimental (EMA)

El análisis modal experimental se realiza bajo pruebas de vibración forzada utilizando martillo o máquinas de impacto, vibradores electromecánicos con los cuales se provoca vibraciones que tras su procesamiento nos ayudan a determinar las propiedades dinámicas

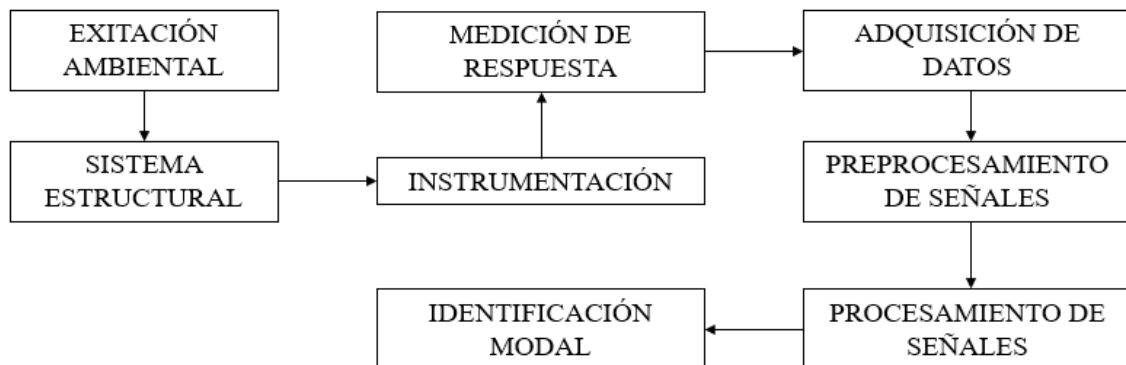
propias de la estructura. Su aplicación supone utilizar dispositivos específicos con un elevado costo, por la movilización de las máquinas pesadas y la interrupción de uso o funcionamiento normal de la estructura (Pachón, 2014). Tras la excitación de la estructura se realiza la medición de la respuesta y se registra la vibración inducida para el procesamiento de datos y posterior identificación modal.

2.2.5.3. Análisis Modal Operacional (OMA)

El análisis modal operacional OMA (Operational Modal Analysis) es una metodología para la identificación de los parámetros dinámicos mediante ensayos de vibración ambiental. El OMA basado en la medición de la respuesta de la estructura bajo excitación ambiental es usado para la caracterización modal de la estructura en condiciones de operación, se utiliza en estructuras grandes que son difíciles de someter a una excitación artificial, el procedimiento del ensayo es rápido y requiere de instalar los equipos de medición que son los sensores de alta precisión los que captaran las señales y se realizan in situ cuya respuesta refleja las condiciones reales de operación de la estructura, de la misma forma al no aplicarle cargas artificiales evitamos el riesgo de posibles daños en la estructura (Frechilla, 2017).

Las técnicas de ensayo y análisis en el Análisis Modal Operacional (OMA), pueden emplearse para contrastar los resultados obtenidos a través del modelado y análisis estructural mediante el método de elementos finitos en grandes estructuras de ingeniería civil. Esto es especialmente relevante debido a la alta complejidad de estas estructuras, lo que dificulta la realización de un análisis dinámico preciso de manera manual (Brincker & Ventura, 2015).

El esquema de aplicación del OMA en base a Brincker & Ventura (2015) y el proceso de identificación modal para la caracterización dinámica de la estructura mediante sus propiedades de frecuencia natural, forma modal y amortiguamiento se muestra en la Figura 6.

Figura 6.*Esquema de la aplicación de OMA*

Nota. Elaborado en base a (Brincker & Ventura, 2015).

Planteamiento matemático y lógico que sigue OMA

El análisis modal operacional (OMA) como una metodología de identificación de propiedades dinámicas de la estructura, parte de la respuesta medida de la vibración de la estructura debido a la excitación ambiental. El proceso que lleva la metodología a partir de la medición de vibraciones hasta obtener las propiedades dinámicas de la estructura es la siguiente:

Medición de la respuesta de la estructura a vibraciones ambientales: Se realiza la instrumentación de la estructura con el colocado de sensores en la estructura y la medición de la respuesta estructural ante vibraciones naturales.

Registro de la respuesta de la estructura $x(t)$

Registro de la respuesta de la estructura en el tiempo por los sensores. Las señales representan aceleraciones, velocidades o desplazamientos, y contienen toda la información dinámica del sistema.

Las señales medidas como respuesta de la estructura están dadas por el vector de respuesta:

$$x(t) = \begin{bmatrix} x_1(t) \\ \dots \\ x_n(t) \end{bmatrix}_{cr} \quad \dots \text{Ecuación 19}$$

Se plantea $f(t) \approx \text{ruido blanco estacionario}$ (excitación desconocida)

El comportamiento de la estructura esta dado por la ecuación de movimiento se describe por la ecuación de movimiento:

$$M \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) = f(t) \quad \dots \text{Ecuación 20}$$

Donde M: matriz de masa, C: matriz de amortiguamiento y K: matriz de rigidez, el vector respuesta $x(t)$. contiene la información modal.

Cálculo de la matriz de densidad espectral de potencia PSD

Se realiza la transformación de la señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia a través de la densidad espectral de potencia (PSD), donde se divide la señal en segmentos, se aplica ventanas y se promedia espectros.

Según Brincker & Ventura (2015) se tiene la respuesta de la estructura $x(t)$ se realiza la matriz de correlación cruzada dada por la siguiente ecuación, La matriz mide cómo se relacionan las señales medidas entre sí en el tiempo.

$$R(\tau) = E[x(t)x^T(t + \tau)] \quad \dots \text{Ecuación 21}$$

$E[\cdot]$: valor esperado y τ ; retardo temporal.

La correlación de la respuesta cumple la ecuación de vibración libre y ello permite identificar las propiedades dinámicas sin conocer la excitación, Brincker & Ventura (2015) demuestra que:

$$M \ddot{R}_x(\tau) + C \dot{R}_x(\tau) + K R_x(\tau) = 0 \quad \dots \text{Ecuación 22}$$

Se aplica la transformada de Fourier para transformar al dominio de la frecuencia y se tiene la siguiente matriz de densidad espectral de potencia PSD.

$$S_X(\omega) = F[R_X(\tau)] \quad \dots \text{Ecuación 23}$$

La relación espectral para la matriz está dada por:

$$S_X(\omega) = H(\omega) S_f(\omega) H^H(\omega) \quad \dots \text{Ecuación 24}$$

Donde $H(\omega)$ es la función de respuesta en el dominio de la frecuencia, $S_f(\omega)$ corresponde al espectro de fuerzas (PSD excitación).

Se toma la hipótesis en OMA de que la excitación es un ruido blanco entonces $S_f(\omega) = cte$ y la relación queda como:

$$S(\omega) = \alpha H(\omega) H^H(\omega) \quad \dots \text{Ecuación 25}$$

La respuesta del sistema se expresa como:

$$H(\omega) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_r \phi_r^T}{j\omega - \lambda_r} \quad \dots \text{Ecuación 26}$$

Sustituyendo en la ecuación en la matriz PSD se tiene la siguiente expresión modal:

$$S_X(\omega) = \sum_{r=1}^n \frac{\phi_r \phi_r^T}{(j\omega - \lambda_r)(-j\omega - \lambda_r)} \quad \dots \text{Ecuación 27}$$

Donde cada modo ϕ_r contribuye al PSD.

Luego se realiza la descomposición de la matriz espectral en valores singulares y vectores singulares donde cada valor singular representa la energía modal y el vector singular representa una forma modal y está dada por la siguiente expresión: $S_X(\omega) = U(\omega) F(\omega) U^T(\omega)$, donde F corresponde a frecuencias y los vectores U a los modos.

De manera precisa el análisis modal operacional tiene la base fundamental la ecuación de movimiento del sistema, la cual es transformada mediante la transformación de Fourier al dominio de la frecuencia y definir la función de la respuesta en frecuencia, que a partir de ello se establece la relación de densidad espectral de respuesta y la excitación, tomando como hipótesis que la excitación es ruido blanco la relación resulta proporcional entre densidad espectral de respuesta y el resultado de la función de respuesta en frecuencia. Y a través de la expansión modal de la función se tiene que la densidad espectral es la superposición de cada aporte modal y ello facilita la identificación de las frecuencias naturales y las formas modales a partir de los picos espectrales en la descomposición de valores singulares.

2.2.5.4. Equipos de medición

Pachón (2014) describe que el equipo de medición se encarga de captar y registrar los datos de la campaña experimental. En términos generales, el equipo compuesto por un conjunto de transductores, un acondicionador de señal, un convertidor analógico-digital (ADC) integrado en el hardware de adquisición de datos y un ordenador destinado al procesamiento de la información digital obtenida.

Transductores de vibración

Un transductor es un elemento fundamental dentro de un sistema de medición, diseñado para procesar tanto información como energía. En los ensayos de vibraciones, estos dispositivos son esenciales para registrar el movimiento y las fuerzas involucradas (Rodríguez, 2005).

Un transductor como un equipo que transforma un desplazamiento, velocidad, aceleraciones, deformaciones, etc. Que definen una respuesta estructural en una señal eléctrica proporcional. Y las mediciones de aceleraciones son adecuadas para los valores de frecuencias propias en estructuras arquitectónicas (Pachón, 2014).

Según Rodríguez (2005) con los transductores de vibración se puede medir la velocidad, desplazamiento, proximidad, y también la aceleración de sistemas cuando están sometidos a vibración, los transductores utilizados en el análisis de vibraciones, transforman la energía mecánica en energía eléctrica, lo que implica que producen una señal eléctrica que está relacionada con la vibración. Los transductores se utilizan individualmente o con el sistema de adquisición, los transductores pueden tener uno a tres ejes de medición, dispuestos de forma ortogonal.

Para seleccionar transductores de vibración se considera el rango de medición, el rango de frecuencia, la precisión, la sensibilidad y las condiciones ambientales los cuales son importantes para una buena medición.

Acelerómetros

El acelerómetro es un tipo de transductor que se utiliza para la medición de vibración, es el más utilizado debido a sus dimensiones reducidas, su alta sensibilidad y su amplio rango de frecuencias operativas. Su principal característica es la generación de una señal directamente proporcional a la aceleración experimentada por el dispositivo. Para lograr una alta sensibilidad, es necesario utilizar un acelerómetro de mayor tamaño y peso. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la sensibilidad no representa una limitación significativa debido al uso de preamplificadores de señal. Siendo la sensibilidad un aspecto fundamental a considerar, ya que se relaciona con el nivel mínimo de vibración que el dispositivo puede detectar (Rodríguez, 2005).

Rodríguez (2005) nos indica también, que el peso del acelerómetro puede convertirse en un factor relevante al aplicarse en estructuras u objetos ligeros, ya que el aumento de masa generado por el dispositivo puede modificar tanto los niveles de frecuencia como las frecuencias medidas. Como criterio general, se recomienda que la masa del acelerómetro no

exceda el diez por ciento de la masa de la sección vibrante de la estructura sobre la cual está instalado. Por otro lado, el rango dinámico de un acelerómetro se define como el intervalo de aceleraciones dentro del cual el dispositivo es capaz de proporcionar mediciones precisas y confiables.

Acelerómetro piezoeléctrico

El acelerómetro piezoeléctrico es de tamaño pequeño, su ventaja radica en la buena respuesta en frecuencia en un amplio rango de frecuencias, es razonablemente económico y de sencilla utilización. Su principio de funcionamiento se basa en el uso de materiales que presentan propiedades piezoeléctricas como los cristales piezoeléctricos donde las propiedades eléctricas cambian por el esfuerzo inducido, por ello, se utilizan materiales que generan una carga eléctrica al aplicarse un esfuerzo (Brincker & Ventura, 2015).

Figura 7.

Acelerómetro Piezoeléctrico Wilcoxon



Nota. Acelerómetro piezoeléctrico, de marca Wilcoxon Modelo 731-207, Fuente Propia.

Sistema de adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos (DAQ) tiene la función de recopilar señales de respuesta generadas durante un proceso de medición. En muchos casos, la información

proporcionada por un transductor no puede ser procesada directamente, por lo que es necesario realizar un acondicionamiento de la señal antes de su análisis. Este proceso implica diversas funciones, entre las que destacan la amplificación de la señal para mejorar la resolución y reducir el ruido, el aislamiento eléctrico entre el transductor y la computadora, la filtración de señales no deseadas y la excitación de transductores pasivos que requieren una fuente de alimentación externa (Pachón, 2014).

Figura 8.

Sistema de adquisición de datos o señales



Nota. Fuente (Aguilar, 2010)

2.2.5.5. Métodos de Análisis Modal Operacional

Losa (2015) menciona que existen muchos métodos de análisis modal operacional que son Selección de Picos Peak Picking (PP), Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) e Identificación de Subespacios Estocásticos (SSI).

Están agrupados en métodos paramétricos en el dominio del tiempo y métodos no paramétricos en el dominio de la frecuencia.

2.2.5.6. Métodos no Paramétricos en el Dominio de la Frecuencia

La identificación de las características dinámicas de un sistema a través del análisis en el dominio de la frecuencia requiere el uso de diversas herramientas matemáticas y estadísticas. Entre ellas, la Transformada de Fourier (FT) se emplea para descomponer una señal en sus

componentes de frecuencia, lo que facilita la evaluación de la respuesta dinámica del sistema. Su variante discreta (DFT) y su implementación optimizada (FFT) son ampliamente utilizadas en el procesamiento de señales. Asimismo, el Espectro de Densidad de Potencia (PSD, por sus siglas en inglés) permite representar la distribución de la potencia de una señal en el dominio de la frecuencia, lo cual resulta útil para caracterizar su variabilidad en distintos rangos de frecuencia (Inman, 2017).

Método de Selección de Picos (PP)

Es un método simple para identificar los parámetros modales de una estructura bajo vibración ambiental, su fundamento es que la función de respuesta en frecuencia presenta valores extremos en torno a las frecuencias naturales de la estructura. Las frecuencias se adquieren de la gráfica de la función densidad espectral promediada y normalizada (Ren y Zong, 2004 como se citó en Losa, 2015).

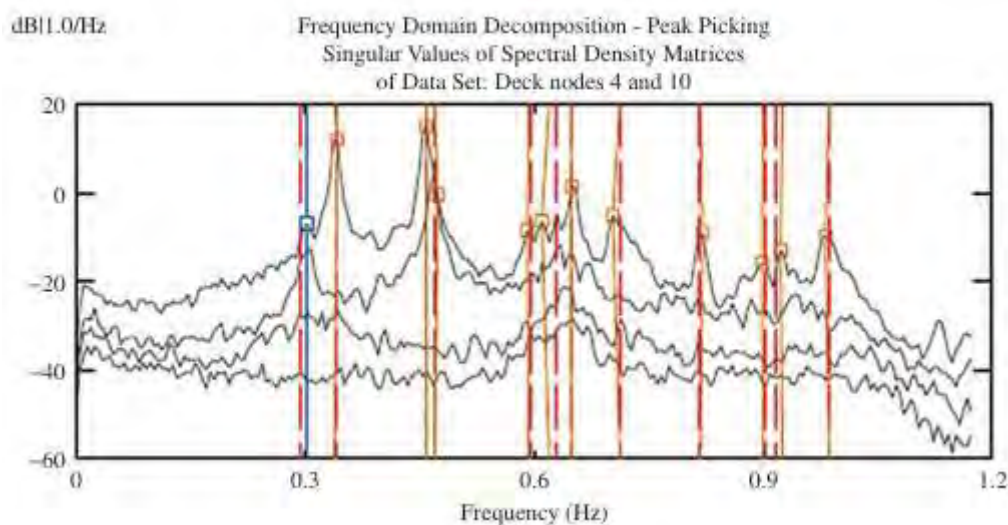
Como se observa en el estudio de Andersen (1999) las frecuencias naturales de una estructura se identifican de los picos de función de densidad espectral de potencia, es promediada y normalizada.

La función se obtiene transformando las mediciones de aceleraciones del dominio temporal al dominio de la frecuencia mediante la Transformada de Fourier Discreta (DFT).

La función de coherencia, calculada a partir de dos señales de salida registradas simultáneamente, presenta valores cercanos a la unidad en las frecuencias naturales del sistema. Se asume que, en los picos de resonancia, la respuesta dinámica está dominada por un único modo de vibración. Esta suposición resulta más precisa cuando los modos propios de la estructura están bien diferenciados entre sí y el nivel de amortiguamiento es bajo. En la figura 9 se muestra la gráfica y los picos de frecuencia.

Figura 9.

Representación de los picos de densidad espectral



Nota. Picos de frecuencias naturales Fuente (Brincker & Ventura, 2015).

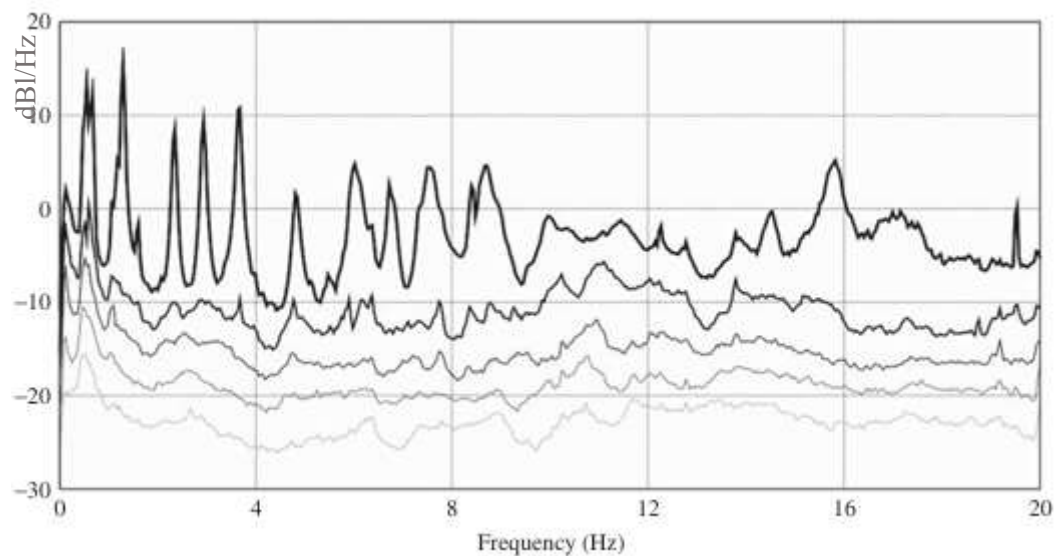
Método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD)

Este método representa una ampliación del enfoque previo (PP) y se fundamenta en un procesamiento sencillo de las señales mediante la Transformada Discreta de Fourier (DFT). Su principio clave radica en que los modos bien diferenciados pueden estimarse directamente a partir de la matriz de densidad espectral de potencia máxima (Brincker et al., 2000). La metodología emplea la descomposición en valores singulares (SVD) de la matriz de densidad espectral de potencia (PSD) de las señales registradas en campo, lo que permite obtener sus valores y vectores propios (Ortega, 2016).

Es importante tener en cuenta que las densidades espectrales muestran la distribución de la energía para todas las frecuencias. Cerca del pico k , el modo k será el predominante en la respuesta, adquiriendo los modos de vibración de los picos representando los valores singulares. El valor singular más alto representa la fuerza del modo de vibración dominante para cada frecuencia i (Brownjohn, 2003).

Figura 10.

Representación de valores singulares de la matriz de densidad espectral



Nota. Fuente (Brincker & Ventura, 2015)

Método de descomposición en el Dominio de la Frecuencia Mejorada (EFDD)

Es un método mejorado del método FDD (descomposición en el dominio de la frecuencia). Este método se desarrolla en el dominio de la frecuencia, su fundamento radica en la obtención del auto espectro de respuesta de la estructura, representado como la relación entre frecuencia y respuesta, a partir del análisis de sus series temporales de comportamiento, es decir, la correspondencia entre tiempo y respuesta. El procedimiento se basa en la división de la serie temporal en segmentos y la posterior aplicación de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) a cada uno de ellos, lo que permite calcular el auto espectro de respuesta de la estructura; mediante este método podemos determinar los coeficientes de amortiguamiento modal con mayor seguridad e identificar con más exactitud las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura (Pachón, 2014).

Pachón (2014) también menciona que la mejora está dada por la función de auto correlación de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad bajo excitación de ruido blanco es correspondiente a la respuesta de su vibración libre. Primero se elige puntos próximos a las

frecuencias naturales, luego los vectores singulares asociados a cada uno se comparan con los vectores singulares asociados a las frecuencias naturales mediante un índice escalar MAC (Modal Assurance Criterion) cuyos valores próximos a uno indican modos coincidentes.

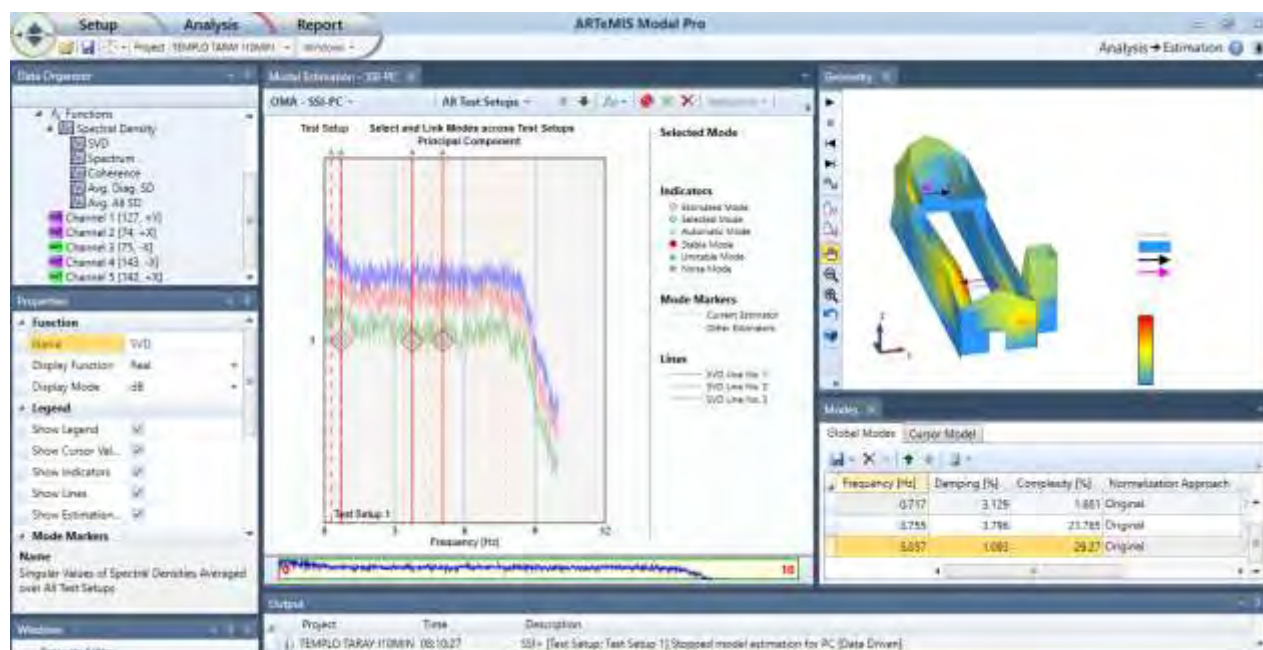
2.2.5.7. Métodos Paramétricos en el Dominio del Tiempo

Método de Identificación del Subespacio Estocástico (SSI)

La recopilación de data se realiza a partir de las series temporales obtenidas directamente mediante acelerómetros. A diferencia de los enfoques basados en el dominio de la frecuencia, este método no requiere la estimación de las funciones de correlación cruzada. De manera similar al EFDD, permite estimar con alta precisión las frecuencias naturales, las formas modales y los coeficientes de amortiguamiento modal (Pachón, 2014).

Ortega (2018) menciona también que este enfoque se considera uno de los métodos más avanzados para llevar a cabo el Análisis Modal Operacional (OMA) en el dominio del tiempo, ya que opera directamente con los registros temporales obtenidos sin necesidad de transformarlos en espectros o funciones de correlación, como ocurre con otros métodos. Se trata de una metodología integral y robusta, aunque sus resultados pueden no ser completamente precisos en todos los casos. Una de las principales limitaciones del método SSI es su elevado costo computacional, que resulta significativamente mayor en comparación con los métodos que trabajan en el dominio de la frecuencia.

Software de análisis modal: debido al avance tecnológico se han desarrollado softwares especializados para el procesamiento de datos del OMA y uno de los softwares desarrollado por la empresa danesa Structural Vibration Solutions es el ARTeMIS Modal un software especializado en análisis de vibraciones; es una plataforma abierta de fácil uso, desde 1999 es una herramienta potente y versátil para el OMA, proporciona los parámetros modales en función de frecuencias naturales, factores de amortiguamiento y formas modales (Structural Vibration Solutions, 2019).

Figura 11.*Interfaz del software ARTeMIS*

Nota. Área de trabajo para identificación modal de estructuras Fuente ARTeMIS

2.2.5.8. Método de elementos finitos (FEM)

Frechilla (2017) señala que el Método de los Elementos Finitos (FEM) permite la construcción de un modelo matemático computacional para representar y analizar sistemas físicos complejos, especialmente en el ámbito de la ingeniería, donde la dificultad de los problemas impide su resolución mediante métodos analíticos exactos. El Análisis por Elementos Finitos (FEA) como método computacional avanzada proporciona soluciones aproximadas para una amplia gama de problemas ingenieriles. Actualmente, este tipo de análisis se ha convertido en una etapa fundamental en la simulación y modelado de fenómenos físicos en diversas ramas de la ingeniería.

La aplicación de este método numérico permite modelar sistemas físicos a través de una discretización del dominio en subregiones más pequeñas llamadas elementos finitos que se interconectan mediante nodos, facilitando soluciones aproximadas donde los métodos

analíticos no se pueden aplicar debido a la complejidad de las ecuaciones diferenciales involucradas (Zienkiewicz & Taylor , 2005).

El método de los elementos finitos se fundamenta en la partición del dominio en múltiples elementos finitos, donde las variables desconocidas se representan mediante funciones aproximadas, conocidas como funciones de interpolación. Estas funciones dependen de los valores nodales, los cuales se localizan en los bordes de los elementos, facilitando así la interconexión entre elementos adyacentes. Debido a su capacidad para dividir y modelar dominios irregulares, el FEM se ha consolidado como una herramienta esencial para la resolución de problemas de contorno, condiciones iniciales y valores propios. De acuerdo a la geometría y característica del problema el dominio puede ser discretizado empleando elementos de tipo línea, área o volumen. También se menciona que los nodos especifican la ubicación espacial donde se encuentran los grados de libertad (Frechilla, 2017).

El software de análisis estructural como herramienta computacional utilizada para modelar, analizar y diseñar una amplia gama de diversas estructuras como puentes, edificios, estadios y otro tipo de estructuras sometidas a diferentes cargas, estos programas permiten el desarrollo de cálculos avanzados fundamentados en elementos finitos (FEM) con interfaz gráfica 3D, análisis modal, análisis pushover y dinámica estructural.

Se ha desarrollado una gama de softwares para el análisis estructural desde los más utilizados ETABS, SAP200 DIANA FEA, ABAQUS, ANSYS entre otros, los cuales independientemente están especializados en análisis no lineal, análisis estático, dinámico, análisis estructural de edificaciones de concreto y acero; y otros.

DIANA FEA (Displacement ANalyser Finite Element Analysis); es un software avanzado de análisis de elementos finitos; especializado en análisis no lineal, mecánica de daño y estructuras de albañilería.

2.2.5.9. Criterio de Correlación Modal (MAC)

Para correlacionar el modelo experimental y el modelo matemático se utiliza más la comparación entre frecuencias naturales y el criterio empleado frecuentemente es el Criterio de Correlación Modal (MAC, Modal Assurance Criterion) el cual nos da una medida del grado de linealidad entre estimaciones de los modos de vibración generadas de varias fuentes.

Indica Pachón (2014) para las formas modales utilizamos el valor de MAC que determina la desviación de la comparación grafica a través de la expresión:

$$MAC_{j,k} = \frac{(\varphi_j^T \cdot \varphi_k)^2}{(\varphi_j^T \cdot \varphi_j) \cdot (\varphi_k^T \cdot \varphi_k)} \quad \dots \text{Ecuación 28}$$

φ_j : Primer modo comparado

φ_k : Segundo modo comparado

T: Transpuesta

El criterio de correlación modal presenta valores que oscilan entre 0.00 y 1.00. Un MAC igual a 1.00 indica una coincidencia total entre los modos de vibración comparados, mientras que un valor de 0.00 señala que los modos son completamente ortogonales, es decir, no están relacionados. Cuando se analizan múltiples series modales, es común adoptar como referencia que valores superiores a 0.75 reflejan una correlación significativa entre los modos, mientras que aquellos menores a 0.10 sugieren la ausencia de relación. Este método es actualmente el más empleado en la evaluación de similitud modal.

Debido a que una proximidad o similitud de valores de frecuencias no garantiza una coincidencia adecuada entre modos de vibración experimental y analítico, en la presente investigación se utiliza el FMAC - Frequency Scales with MAC Representation [Escala de

frecuencia con representación MAC] tal como se usa en Ivancic, et al. (2014), en la iglesia de San Pedro Apóstol de Andahuaylillas en Cusco.

2.2.5.10. Calibración de modelos numéricos

La calibración de modelos numéricos consiste en ajustar sus parámetros para que su respuesta represente de manera precisa el comportamiento real de la estructura y un mejor análisis estructural, basados en los datos obtenidos en una campaña experimental. Este proceso es fundamental para garantizar que los modelos de elementos finitos en un programa reproduzcan adecuadamente las condiciones dinámicas observadas en el sistema físico.

Para la calibración de los modelos numéricos apoyados en los resultados de los parámetros dinámicos de la estructura se realiza mediante métodos indirectos para calibrar el modelo en función a los parámetros modales, debido a que los parámetros ajustados no presentan una relación lineal con los parámetros modales, el proceso de calibración requiere la aplicación de algoritmos de optimización diseñados para problemas no lineales, lo que implica la ejecución de un procedimiento iterativo para alcanzar una solución óptima (Pachón, 2014).

De acuerdo con Vélez et al. (2009), los métodos iterativos basados en datos modales constituyen una técnica ampliamente empleada en la calibración de modelos de elementos finitos. Estos métodos tienen como objetivo mejorar la concordancia entre los datos obtenidos experimentalmente y los resultados numéricos, realizando ajustes incrementales en los parámetros del modelo. Para evaluar el grado de similitud entre el conjunto de datos, se utiliza el MAC el cual permite cuantificar la colinealidad entre dos vectores de forma modal y se aplica en los procesos de correlación entre vectores analíticos y experimentales.

2.2.6. Análisis estructural

Según Lourenço & Pereira (2020) el análisis estructural es el proceso mediante el cual se evalúa el comportamiento de una estructura bajo diversas cargas y condiciones, consiste en

evaluar cómo las cargas afectan a las estructuras físicas y sus elementos. Este proceso emplea principios de mecánica aplicada, ciencia de materiales y matemáticas para calcular cómo responde una estructura cuando se le aplica una carga determinada, analizando aspectos como las deformaciones, las fuerzas internas, las reacciones en los apoyos y los esfuerzos, entre otros.

Este análisis se utiliza para garantizar que la estructura sea segura, funcional y eficiente durante su vida útil.

2.2.6.1. Análisis dinámico

El análisis estructural dinámico se usa cuando las cargas aplicadas varían con el tiempo, como en el caso de terremotos, viento o vibraciones. El análisis dinámico considera los efectos de la aceleración y la vibración de las estructuras.

2.2.6.2. Análisis estático

Según Chopra (2017) el análisis estructural estático se utiliza para evaluar la respuesta de una estructura bajo cargas estáticas, es decir, aquellas que no cambian con el tiempo como son el peso propio de la estructura. Este tipo de análisis es útil para estructuras que no están sometidas a movimientos dinámicos significativos, como edificios y puentes.

2.2.6.3. Análisis lineal elástico

El análisis lineal elástico, obedece la teoría de la elasticidad de Robert Hooke, los materiales y estructuras se deforman cuando se les aplica una carga. Esta teoría define la rigidez como la relación entre el esfuerzo y la deformación, donde el esfuerzo (σ) es igual al módulo de elasticidad (E) multiplicado por la deformación (ϵ).

Este tipo de análisis se usa generalmente en estructuras que están sometidas a cargas bajas, como las que se experimentan en condiciones normales de uso. Sin embargo, este enfoque no tiene en cuenta el límite de esfuerzo máximo que los materiales pueden soportar, lo cual es relevante cuando los materiales alcanzan esfuerzos elevados bajo cargas específicas.

En el caso de las estructuras de albañilería, el análisis lineal elástico tiene limitaciones, ya que los materiales se agrietan con bajos niveles de esfuerzo. Para abordar esto, es posible definir un "esfuerzo máximo permitido" que ayuda a identificar las áreas de la estructura donde las concentraciones de esfuerzo podrían causar grietas. Además, existen métodos que permiten ajustar el modelo para considerar el daño por fisuras, permitiendo definir una rigidez diferente para áreas específicas afectadas por el daño (Lourenço & Pereira, 2020).

El análisis lineal elástico no es adecuado para estructuras de albañilería debido a varios motivos. La albañilería tiene una baja resistencia a la tracción, lo que hace difícil abordar todas las áreas en las que pueden aparecer esfuerzos de tracción. Además, este tipo de análisis no puede determinar el esfuerzo máximo de tracción admisible, ya que este depende de cómo se distribuyen los esfuerzos en la estructura. Si la propagación de la grieta es amplia, la energía almacenada podría ser demasiado alta, lo que resultaría en un comportamiento quebradizo, mientras que si es baja, la estructura tendría un comportamiento más dúctil.

Otro problema es que los esfuerzos máximos en un análisis lineal elástico son generalmente insignificantes. Esto se debe a que, debido a las cargas concentradas y las discontinuidades geométricas, como las aberturas en los muros, Por último, preparar un modelo de elementos finitos es un proceso que consume mucho tiempo, pero el esfuerzo adicional necesario para realizar un análisis estático no lineal es mínimo en comparación con los beneficios que se obtienen al comprender el comportamiento estructural de la albañilería (Lourenço, 2001 citado en Lourenço & Pereira, 2020).

2.2.6.4. Análisis no lineal

Lourenço & Pereira (2020), menciona que el análisis no lineal se refiere a la evaluación de cómo las estructuras responden a cargas cuando la relación entre la fuerza y el desplazamiento no es proporcional, como ocurre en situaciones de grandes deformaciones o

materiales no lineales. En este tipo de análisis, los desplazamientos actuales dependen de los desplazamientos previos, lo que complica su cálculo. El objetivo es determinar el vector de desplazamiento que equilibre las fuerzas internas y externas de la estructura, considerando efectos no lineales.

Este análisis utiliza el método de elementos finitos, dividiendo la estructura en pequeños elementos tanto en el espacio como en el tiempo, lo que permite estudiar su comportamiento de manera más detallada. Para resolverlo, se aplican algoritmos de solución iterativos, ya que la relación no lineal entre fuerza y desplazamiento requiere ajustes progresivos hasta lograr el equilibrio. En este tipo de análisis la fuerza interna no depende linealmente de los desplazamientos a causa del comportamiento mecánico no lineal del material, mientras que las fuerzas externas también pueden modificarse según estos desplazamientos.

2.2.6.5. Solución de no linealidad

Según lo desarrollado en Lourenço & Pereira (2020) el enfoque implícito se utiliza para problemas estáticos, donde el tiempo no es un factor importante. Este método es más estable y permite trabajar con grandes incrementos de tiempo sin que afecte la precisión de los resultados. Es adecuado para situaciones donde las deformaciones y cambios no ocurren rápidamente; el enfoque explícito es útil para problemas dinámicos que involucran deformaciones altas y cambios rápidos, como choques o explosiones. En este caso, la solución se obtiene en pequeños pasos de tiempo, lo que permite capturar con precisión los efectos transitorios. Sin embargo, este método es menos eficiente en problemas estáticos y más adecuado para simular eventos rápidos y complejos.

El procedimiento incremental-iterativo (implícito) se utiliza para resolver problemas estructurales no lineales, ajustando iterativamente el desplazamiento total (Δu) hasta que se

alcanza el equilibrio dentro de una tolerancia específica. En cada iteración, se calcula el incremento iterativo (δu) y se ajusta en función de la "matriz de rigidez" (K_i), que representa la relación entre el vector de fuerzas y el vector de desplazamiento. La ecuación general para calcular el desplazamiento en la siguiente iteración ($i + 1$) es: $\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1}$.

El procedimiento iterativo puede variar según la forma en que se determine el incremento de desplazamiento. En software como DIANA, el usuario puede seleccionar entre estas opciones según las necesidades del análisis, entre diferentes métodos para llevar a cabo la iteración el método de Newton-Raphson, cuasi-Newton, y de rigidez lineal y constante. Se pueden utilizar algoritmos adicionales, como el método de longitud de arco, que ajusta dinámicamente el tamaño de los incrementos.

Dentro del método de Newton-Raphson, existen dos variantes: el método de Newton-Raphson regular y el método de Newton-Raphson modificado, que utilizan la misma ecuación para calcular el incremento iterativo del desplazamiento, pero se diferencian en el momento en que se evalúan los parámetros de rigidez, lo cual puede afectar la precisión y la estabilidad del cálculo.

En el método de Newton-Raphson regular, el cálculo de los incrementos se realiza en base a la última situación conocida, aunque no sea un estado de equilibrio completo. Esto puede resultar en una menor cantidad de iteraciones, pero cada iteración toma más tiempo debido al cálculo constante de la rigidez. Por otro lado, el método de Newton-Raphson modificado solo evalúa la rigidez al inicio del incremento. Esto significa que siempre se trabaja con un estado de equilibrio convergente, lo que puede reducir el tiempo por iteración, pero generalmente requiere más iteraciones para alcanzar la solución.

El método cuasi-Newton (o secante) utiliza la información de las soluciones anteriores y las fuerzas de disequilibrio para hacer una mejor aproximación en cada paso. A diferencia

de los métodos anteriores, no calcula una nueva matriz de rigidez en cada iteración. En lugar de eso, determina la rigidez a partir de las posiciones conocidas en el camino hacia el equilibrio, utilizando una fórmula matemática llamada Sherman-Morrison. Este método es eficiente porque no requiere calcular la inversa de la matriz de rigidez en cada paso.

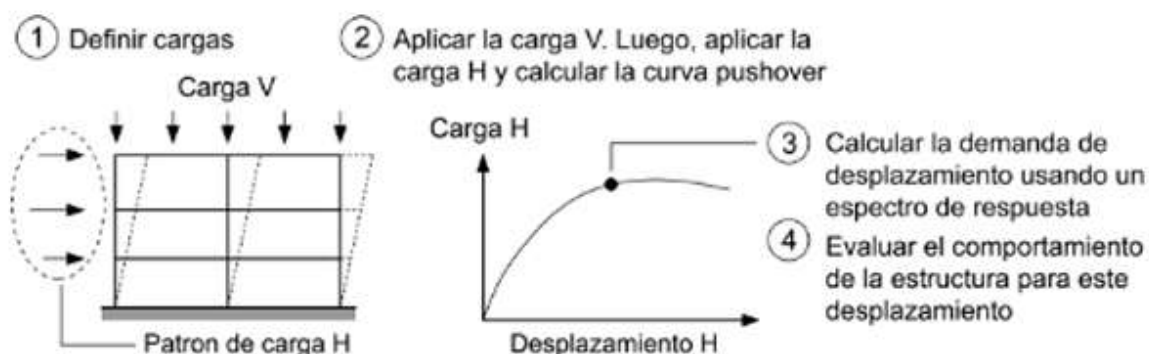
El método de rigidez lineal utiliza una matriz de rigidez constante durante el análisis, lo que implica una tasa de convergencia más baja. Sin embargo, tiene la ventaja de que el tiempo de cálculo por iteración es el más bajo, ya que solo se evalúa la matriz de rigidez una sola vez.

Finalmente, el método de rigidez constante emplea la matriz de rigidez evaluada en el paso anterior, lo que hace que el proceso sea más rápido, pero también con una menor precisión en términos de convergencia.

2.2.6.6. Análisis estático no lineal - Pushover

Según Lourenço & Pereira (2020) el análisis no lineal es utilizada para evaluar la respuesta sísmica de una estructura. En este método, la estructura se somete a las cargas gravitacionales y a un patrón de carga lateral creciente, el cual simula las fuerzas inerciales relacionadas con la masa de la estructura. Este patrón de carga aumenta de manera continua, abarcando tanto el comportamiento elástico como el inelástico de la estructura, hasta alcanzar su capacidad máxima. El patrón de carga lateral utilizado refleja la cortante en la base inducida por el sismo.

En este análisis pushover se aplica las cargas en dos etapas, en la primera etapa se aplica el peso propio y en la segunda etapa se aplica una aceleración horizontal proporcional a la distribución de la masa, así como se observa en la figura 12.

Figura 12.*Proceso del método pushover*

Nota. Fuente Lourenço & Pereira (2020).

2.2.6.7. Capacidad sísmica

La capacidad de la estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales, para ver la capacidad de una estructura en su rango inelástico se utiliza el análisis no lineal pushover el cual usa una serie de análisis elásticos secuenciales que superpuestos se aproximan a la curva de capacidad fuerza y desplazamiento correspondiente a la estructura (Bonett , 2003) .

La capacidad sísmica se refiere a la capacidad de una estructura para soportar fuerzas laterales producidas por un sismo; esta se representa mediante la curva de capacidad, en la cual se evalúa la relación entre las fuerzas laterales aplicadas y los desplazamientos generados en la estructura.

2.2.6.8. Curva de capacidad

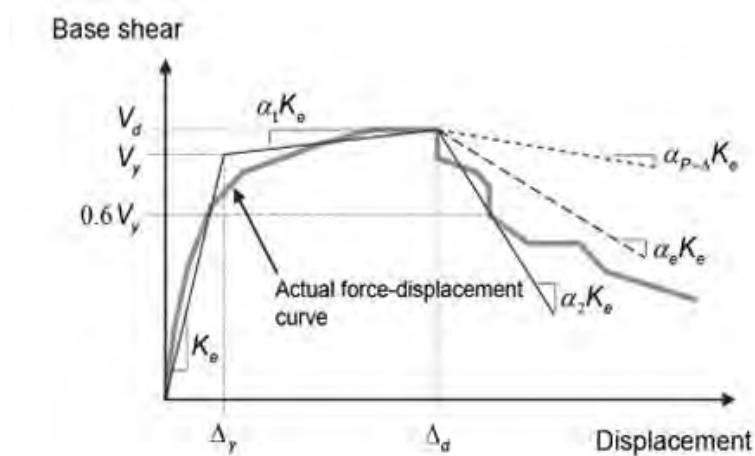
La curva de capacidad relaciona la fuerza basal denominada cortante basal y los desplazamientos en el nivel más alto de la estructura.

Bonett (2003) indica que la curva de capacidad se elabora típicamente para reflejar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis de que el

modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta. Este enfoque es adecuado para estructuras con períodos propios menores a 1 segundo. Sin embargo, para estructuras más flexibles, es necesario considerar el impacto de los modos de vibración superiores en el análisis.

Figura 13.

Curva de capacidad



Nota. Fuente Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE 41-17, 2017.

CAPÍTULO III:

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. Enfoque de la investigación

La investigación cuantitativa se basa en la recopilación y análisis de datos numéricos para comprender la realidad. Mediante este enfoque, se busca responder a las preguntas de la investigación y verificar las hipótesis planteadas. Esta metodología se centra en la medición precisa, el conteo y, en muchos casos, el uso de herramientas estadísticas para identificar patrones de comportamiento en una población (Borja, 2016).

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo por que se basa en la recolección de datos como son las frecuencias fundamentales, los modos de vibración, coeficiente de amortiguamiento mediante la metodología experimental de análisis modal operacional (OMA), cuantificación de geometría de la estructura a estudiar mediante levantamiento geométrico con equipos topográficos. Esto con la finalidad de determinar las variables para realizar una calibración de un modelo experimental con un modelo numérico analítico y determinar la capacidad resistente de la estructura frente a sismos.

3.2. Tipo de investigación

La investigación aplicada tiene como objetivo comprender, intervenir y transformar una realidad problemática. Se enfoca en la solución inmediata de un problema específico, sin necesidad de esperar a que se genere un conocimiento universal, ya que abordan problemas concretos y específicos (Borja, 2016). Esta investigación tiene una condición práctica y empírica, es decir, se centra en aplicar los conocimientos adquiridos para obtener resultados concretos en un contexto específico, y al mismo tiempo, contribuir al conocimiento teórico.

La investigación es de tipo aplicada puesto que se pretende conocer la capacidad sísmica de la estructura para la toma de decisiones al momento de realizar una intervención de

conservación y un sistema de reforzamiento caso sea necesario, con todos los recursos de conocimiento ya existentes.

3.3. Diseño de investigación

Es la estrategia desarrollada para recolectar información requerida para continuar la investigación. En el diseño no experimental de investigación no se realiza la manipulación intencional de variables en cambio se observa el fenómeno como tal en su condición natural y propio (Hernández et al., 2014). Es decir se fundamenta en obtener la información sin manipulación de los valores de las variables; en proyectos de investigación de ingeniería algunas características no se manipulan por ser propias de las estructuras u objeto de estudio (Borja, 2016).

La investigación presenta un diseño no experimental, no se manipulan intencionalmente las variables de estudio, se realiza la caracterización dinámica de la estructura del templo, mediciones para definir la geometría del templo, realizar la calibración del modelo en base al ensayo de vibración ambiental y posteriormente el desarrollo del análisis no lineal de la estructura.

Se estudian las variables en un único punto en el tiempo, sin hacer un seguimiento a lo largo de varios períodos por tanto corresponde a una investigación no experimental transversal.

3.4. Nivel de investigación

De acuerdo a Hernández et al. (2014), una investigación corresponde a un nivel descriptivo cuando se busca definir las propiedades, características del objeto o cualquier otro fenómeno en estudio, se pretende medir o recolectar datos o información requerida de las variables, es decir, el objetivo no es precisar cómo se relacionan estas variables de investigación.

La presente investigación es de nivel descriptivo porque se realiza la recolección de datos de las variables, iniciando con la definición geométrica del templo, y la caracterización dinámica del templo a través de vibración ambiental para identificar la frecuencia natural, modos de vibración y amortiguamiento para la calibración del modelo, y posteriormente determinar la capacidad sísmica del templo.

3.5. Procedimiento de la investigación

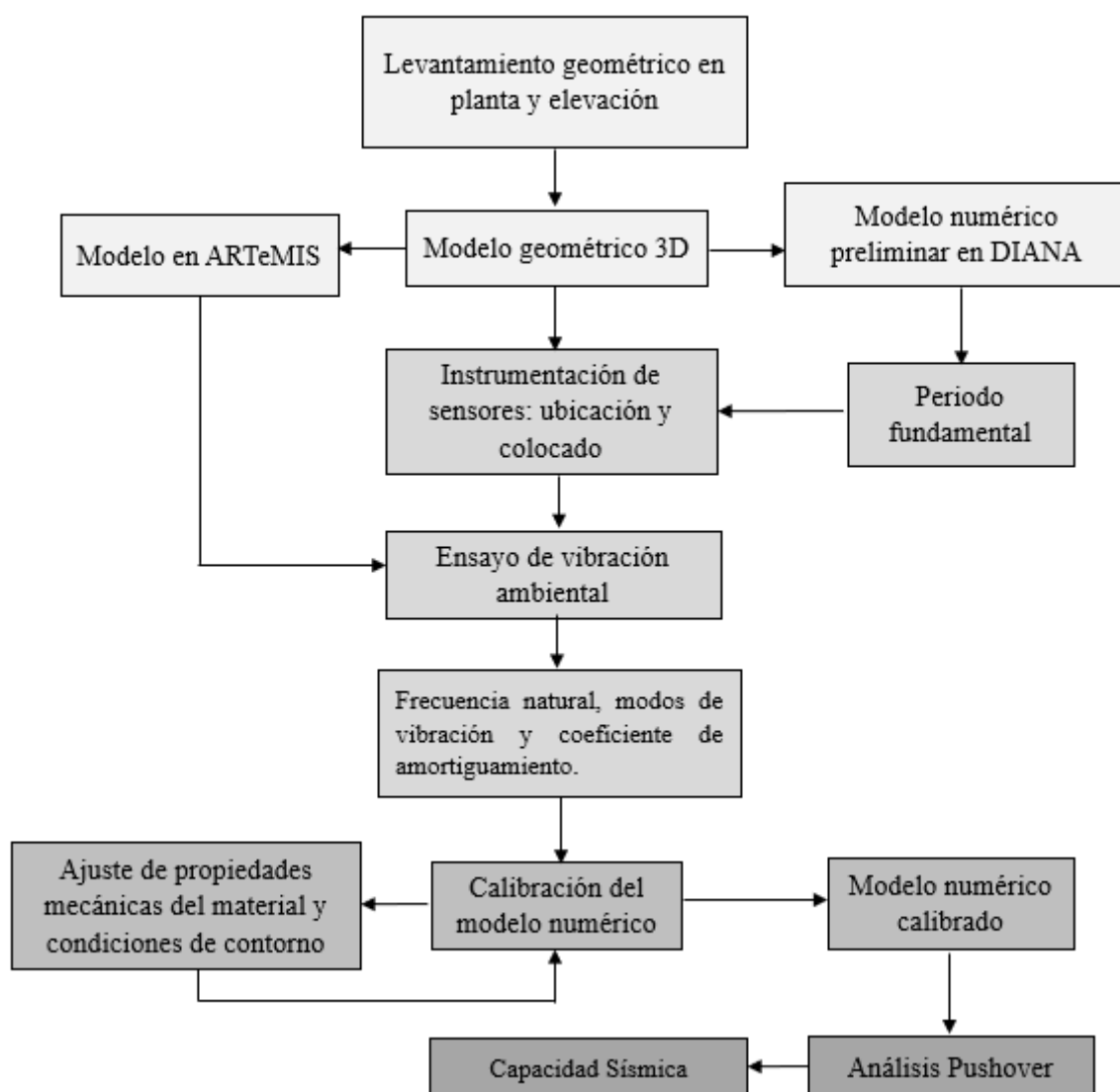
La metodología utilizada para el desarrollo de la presente investigación se muestra a continuación:

- Se realizó una búsqueda y revisión de la información previa referente al templo histórico de Santa María Magdalena en el aspecto histórico, detalles constructivos y proceso de intervenciones realizadas a la estructura.
- Se realizó el levantamiento geométrico del exterior e interior del templo histórico de Santa María Magdalena.
- Se procesó los datos de campo en gabinete para tener los planos geométricos en planta y elevación de la estructura del templo, en el software educativo de AutoCAD.
- Se realizó una revisión y recolección de propiedades de materiales de albañilería de adobe dado por diferentes investigadores para considerarlos en el modelo numérico del templo y análisis no lineal.
- Se realizó un modelado preliminar de la estructura del templo en el programa de análisis estructural DIANA, considerando propiedades de los materiales, condiciones de contorno y soporte para determinar los modos de vibración y frecuencias propios del sistema de la estructura.

- Bajo el modelo preliminar se programó la ubicación de los equipos y la colocación de los sensores de medición de vibración ambiental.
- Se realizó la toma de señales de vibración ambiental, revisando que cada canal esté realizando el registro correspondiente de cada sensor en el punto de medición.
- Se procedió a la identificación modal de la estructura a partir de las señales experimentales.
- Se realizó la calibración del modelo numérico y la validación a través de la escala de frecuencia con representación del criterio de correlación modal FMAC.
- Se realizó prueba de vibración del suelo, por el método de Nakamura para determinar el periodo fundamental del suelo y procesamiento de datos.
- Se realizó el análisis estático no lineal de la estructura del templo y se determinó la capacidad sísmica del templo.
- Por último, se presentan los resultados, conclusiones y recomendaciones de la presente investigación.

Figura 14.

Flujograma para el desarrollo de la investigación



Nota. Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV:

CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO DEL TEMPLO DE SANTA MARÍA MAGDALENA MEDIANTE OMA

4.1. Características geométricas del templo

4.1.1. Templo Santa María Magdalena

La construcción del templo de Santa María Magdalena no se precisa con exactitud, sin embargo existen archivos de libros de fábrica correspondientes a los primeros años del siglo XVII, es muy probable que este templo haya sido construido a finales del siglo XVI, por tanto se hace referencia a uno de los concilios Limenses donde se ordenaba la construcción de templos en lugares de mayor importancia, capillas en centros de menor categoría o simplemente la colocación de cruz, en tanto, el templo Santa María Magdalena fue una construcción muy importante, de acuerdo a las disposiciones de aquellos años se construían templos, iglesias y capillas en los lugares donde se ubicaban Huacas de gran importancia donde los indígenas rendían cultos y ritos que los españoles llamaban falsas idolatrías. (INC-CUSCO, 2006)

El templo Santa María Magdalena de Taray tiene corte característico renacentista típico de inicios de la colonia, considera pintura mural monocroma con añadidos posteriores de otras pinturas y otras obras de arte decorativo (Farfán, 2004), la probable construcción del Templo de finales del siglo XVI, es a sugerencia sustentada por Teresa Gisbert y José de Mesa, quienes indicaron que existe una pintura mural desarrollada entre los años de 1580 y 1630 (Farfán, 2004).

El 10 de diciembre de 1713, se llevó a cabo un inventario de este Templo, deduciéndose que estaba en perfectas condiciones (Farfán, 2004). En octubre de 1836 se realizó una descripción del estado de este Templo en el que indican existencia de pared doble ***“PARECE***

FORRO NUEVO DE ROPA VIEJA, PORQUE SON DOS IGLESIAS UNA SOBRE OTRA”

describiendo el estado deteriorado del templo (Farfán, 2004).

Ubicación del templo

El templo de Santa María Magdalena está localizado en la plaza de armas del distrito de Taray a 32 km al norte de la ciudad del Cusco, en la ruta al valle sagrado de los incas, en la provincia de Calca, departamento de Cusco.

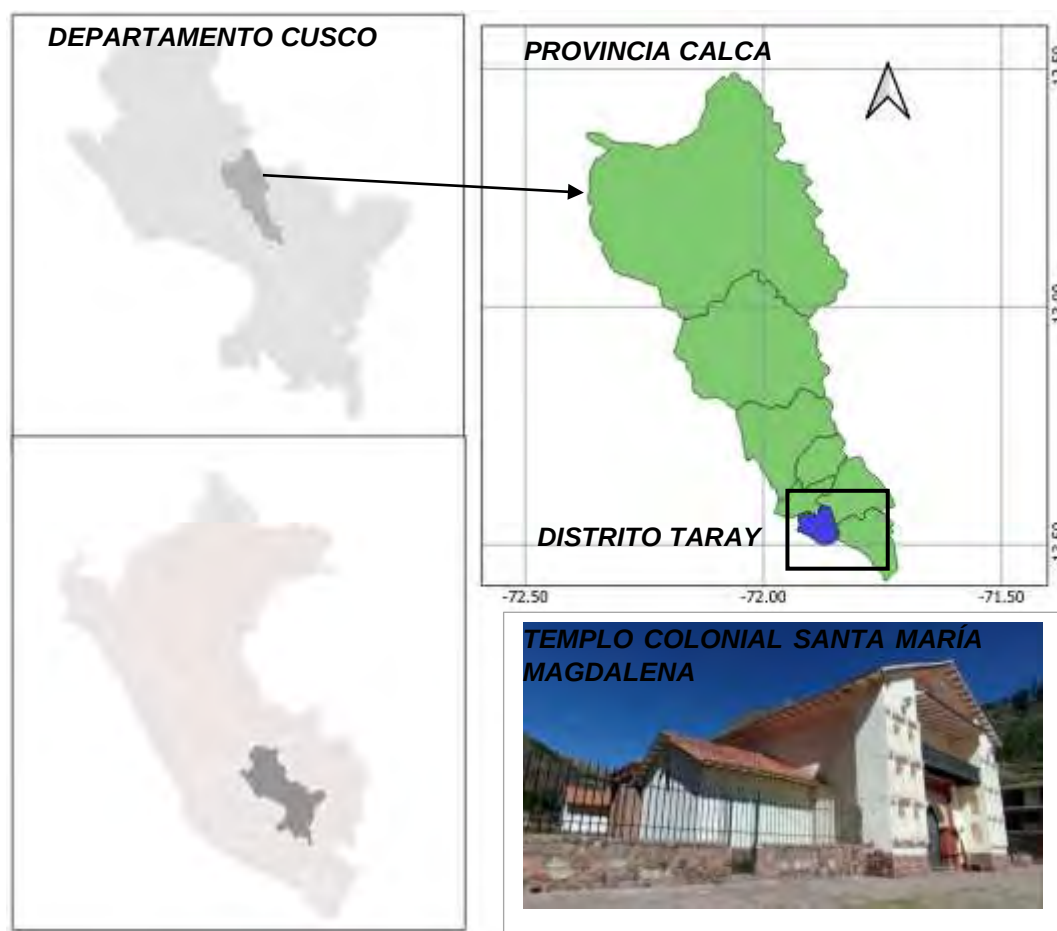
Ubicación geográfica del distrito de Taray: Latitud sur: 13°25'33", Longitud oeste: 71°51'56".

Figura 15.

Vista satelital de la ubicación geográfica del templo respecto a la ciudad del Cusco



Nota Extraído de Google Earth

Figura 16.*Ubicación geográfica del templo Santa María Magdalena**Nota.* Elaborado en QGIS**Descripción arquitectónica**

Como parte de la decoración ostenta pinturas murales observables en los muros interiores laterales y muros de pies (Farfán, 2004). En la figura 18 se muestra la fachada principal del templo actualmente con sus pilastras ornamentales.

Figura 17.

Pintura mural del templo Santa María Magdalena de Taray



Nota. Fuente (INC-CUSCO, 2006)

Figura 18.

Fachada principal del templo Santa María Magdalena de Taray



Nota. Fachada del templo en la actualidad (junio, 2025). Fuente Propia

La arquitectura del templo se desarrolló en una nave alargada con cubierta a dos aguas y dos espacios diferenciados por desniveles, rompiendo la monotonía entre la nave principal y el presbiterio, en el interior un arco toral que marca el límite del espacio del presbiterio; los muros están íntegramente contruidos con albañilería de adobe, tanto la nave como las capillas exteriores como la sacristía, el evangelio, el baptisterio, la torre del campanario, también componen de dos contrafuertes de piedra adosados al muro del evangelio, tres contrafuertes de adobe adosados al muro de epístola, se tiene el sotocoro con dos columnas de madera, el sistema del techo en la nave principal y presbiterio es sobre par y par nudillo apoyados en la viga solera de rollizos de madera, tienen elementos de arriostre entre los muros que son los tirantes (vigas de amarre de madera, rollizos de eucalipto de 8"x 8") distribuidas a 4.50 m entre si tanto en la nave principal y el presbiterio.

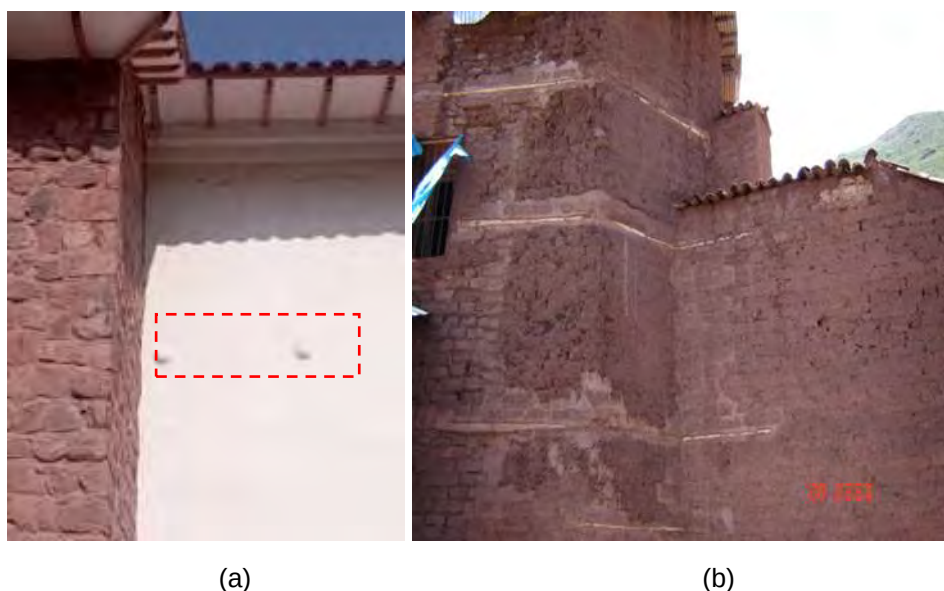
El sistema estructural del templo está compuesto por muro doble de un promedio de 1.30 m de ancho cada uno, con altura de 9 m en nave principal y 11 m en presbiterio. La cimentación y sobrecimentación es de albañilería de piedra. Así mismo se tiene el marco portal

construida en base a albañilería de ladrillo y el resto del muro de fachada en albañilería de adobe.

Presenta llaves de madera rollizo de eucalipto en todo el sistema de muros ubicada a cada tercio de altura del muro con trabe en el encuentro de los muros dobles según expediente técnico de intervención del templo, llaves en los encuentros de muros; in situ se visualiza llaves que sobresalen hasta el acabado exterior como se muestra en la Figura 19. a; y en el proceso de intervención en la Figura 19. b.

Figura 19.

Llaves de madera eucalipto colocado en los muros del templo



Nota. a) Visualización de llaves de madera en los tercios de altura de los muros, b) Llaves en el muro testero con encuentro de la capilla absidial. Fuente, Informe de intervención del templo.

Estado de conservación del templo antes de la intervención y restauración

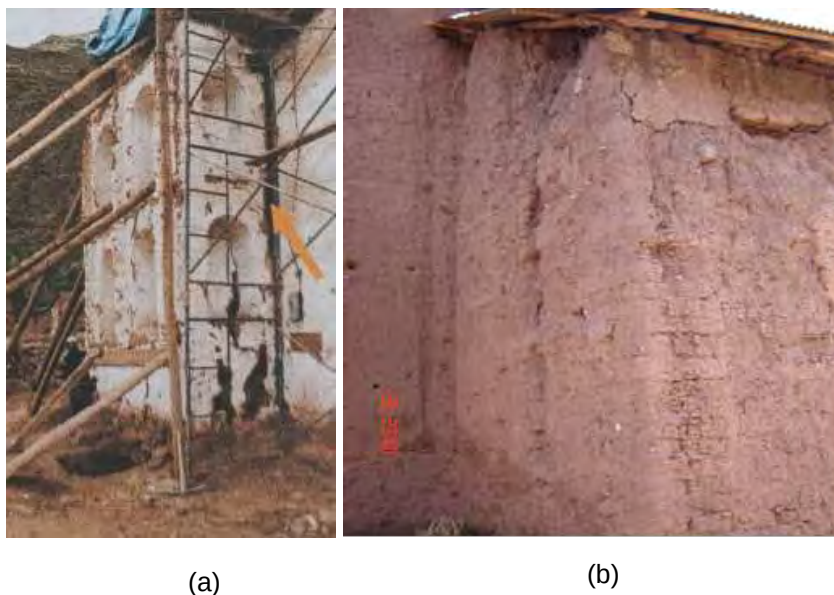
El templo de Santa María Magdalena del distrito de Taray se encontró en mal estado de conservación, presentando estructuras con problemas de desface de muros, adosamiento de estructuras y el retiro de otras, evidenciados con vanos tapiados existentes, los muros

presentaron problemas de fuerte humedad y pérdida de plomada, presentando separación en la parte superior.

Nave: distingue muros dobles laterales siendo los interiores de fabrica posterior a los exteriores con ancho promedio de 1.30 m de estructuras elaboradas con bases de piedra de cantera en los cimientos y sobrecimientos completando muro con adobe; con relativa verticalidad y pérdida de muro paralelo exterior de muro evangelio separado de presbiterio por arco toral, cubierta a dos aguas en par y nudillo (Farfán, 2004).

Figura 20.

Estado deteriorado del templo el Instituto de Cultura Cusco



Nota. a. Desplome de pilastra ornamental antes de la intervención, b. Pérdida de sección en muros por erosión fluvial Fuente: Informe final de intervención arqueológica del Templo (Farfán, 2004).

Como parte de la decoración presenta pinturas murales observadas en el interior de muro de pies y en unión de los muros paralelos tanto en muro de pies y laterales entre vanos de las hornacinas cuya decoración mural que denota es monocroma (Farfán, 2004).

La sacristía se ubica adosada en la parte posterior del muro epístola que se conecta con el presbiterio mediante una puerta; el edificio tiene contrafuertes adosados a los muros laterales de manera asimétrica y de gran volumen, denotándose añadido como parte del tratamiento primario que se realizó para la protección del edificio (Farfán, 2004).

También mencionan que se añadió dos bloques de adobe añadido al muro de pies. Por otra parte, se evidencia estructuras derruidas de la torre y el baptisterio, se ve el añadido de contrafuertes para lograr estabilizar el desplome de sus muros.

Mediante la excavación arqueológica se encontró la existencia de una estructura en el lado de muro evangelio correspondiente a una sacristía.

Figura 21.

Estado colapsado del muro exterior con Baptisterio



Nota. Muro de baptisterio colapsado antes de la intervención por el Instituto Nacional de Cultura (ahora Dirección Desconcentrada de Cultura) Fuente. Informe final de intervención arqueológica del Templo (Farfán, 2004).

Intervenciones del Templo

Se realizó la consolidación y calzaduras de cimientos y sobrecimientos de área construida, utilizando mortero nuevo.

En el año del 2004 se han realizado trabajos de calzadura en cimientos y sobrecimientos del sector de la nave del templo, se ha reutilizado el mismo material lítico con mortero nuevo de cal, arena y cemento, restitución parcial de la torre campanario.

Según el informe final de intervención de la obra, menciona que los contrafuertes ornamentales de los muros de pie están reconstruidos con material nuevo debido al estado desplomado y separado de la estructura de la nave (visto en la figura 20), caso se -evidencia en el informe final de proyecto de intervención arqueológica del año 2004 presentado por la arqueóloga Carmen Farfán.

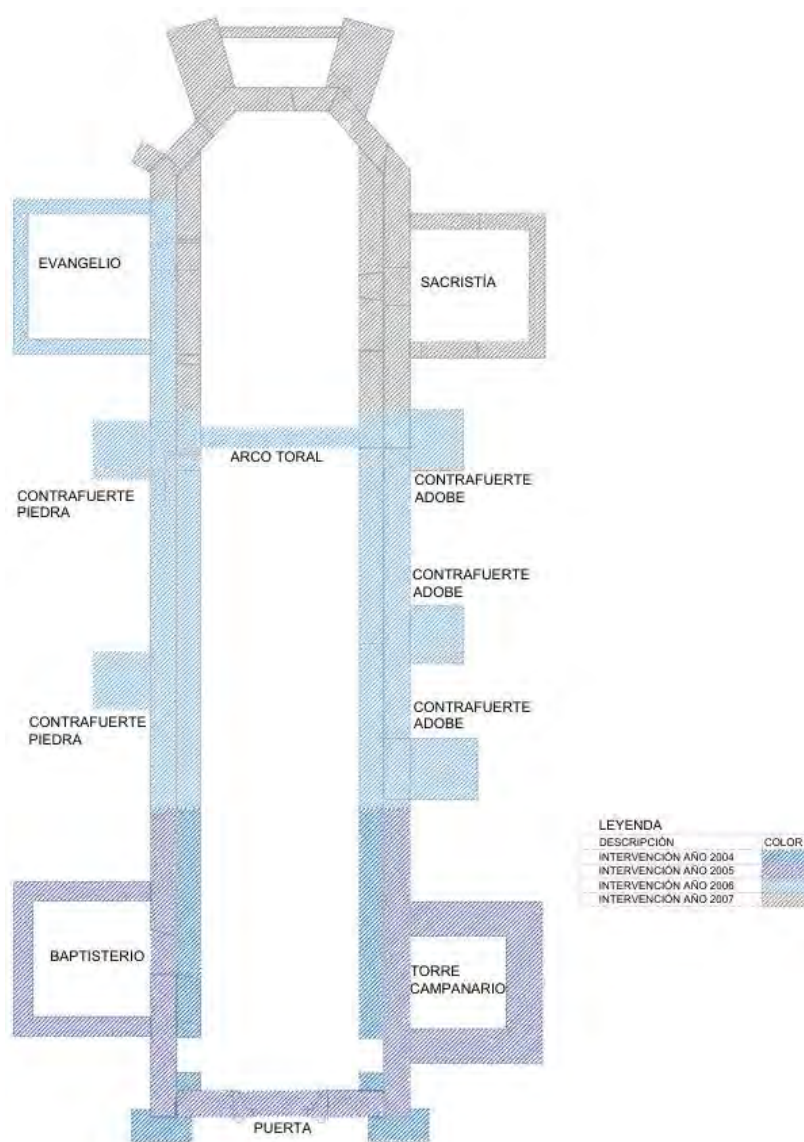
En el año 2005 se concluye con la restitución de la torre campanario, y se interviene con calzaduras el primer tercio de la nave en cimientos, sobrecimientos y muro exterior, reforzamiento con llaves de madera a un tercio de la altura del muro, techo de tejas sobre estructura de sobre par y par nudillo con asentado con mortero de barro sobre encarrizado, se restituye íntegramente el baptisterio con su respectivo refuerzo de llaves.

Durante el año de 2006, se ejecutaron los trabajos en el segundo tercio de la nave hasta el arco total correspondiente a calzadura de cimientos, sobrecimientos y muros, restitución de muros de adobe, techo de la nave y restitución de parte de la contra sacristía adosada al muro del evangelio. El año 2007, se ejecutaron los trabajos en el último tercio el cuerpo principal que corresponde al área del presbiterio donde se desarrollaron calzadura de cimientos, sobrecimientos y muros, restitución de muro exterior de adobe de sector de la epístola reconstruido en su totalidad debido a la inexistencia por deterioro, techo de la nave y restitución total de la sacristía adosada al muro de la epístola. En el año 2008 se realizaron acabados en general, pisos y pinturas.

En la Figura 22. se muestra el plano en planta con las intervenciones realizadas por año de intervención por el Instituto de Cultura Cusco (2008) ahora Dirección Desconcentrada de Cultura del Cusco.

Figura 22.

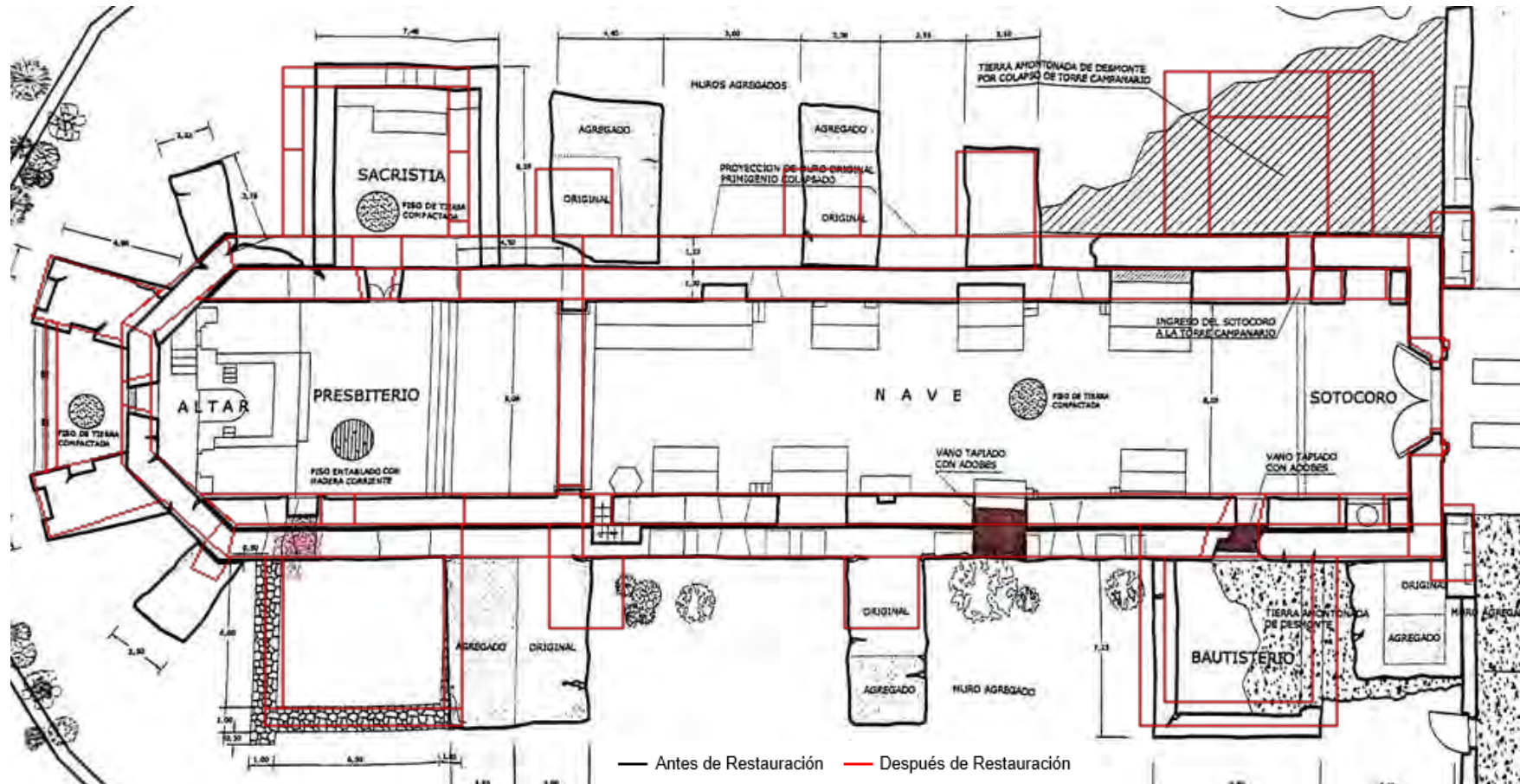
Plano de áreas de intervención realizadas por cada año



Nota. Fuente Informe de intervención del Templo Santa María Magdalena INC (2008)

Figura 23.

Planta del templo antes y después de la intervención



Nota: El trazo rojo muestra la planta del templo restaurado sobre la planta del templo antes de la intervención Fuente, Informe de intervención del templo-DDCC

4.1.2. Levantamiento geométrico del templo

4.1.2.1. Metodología

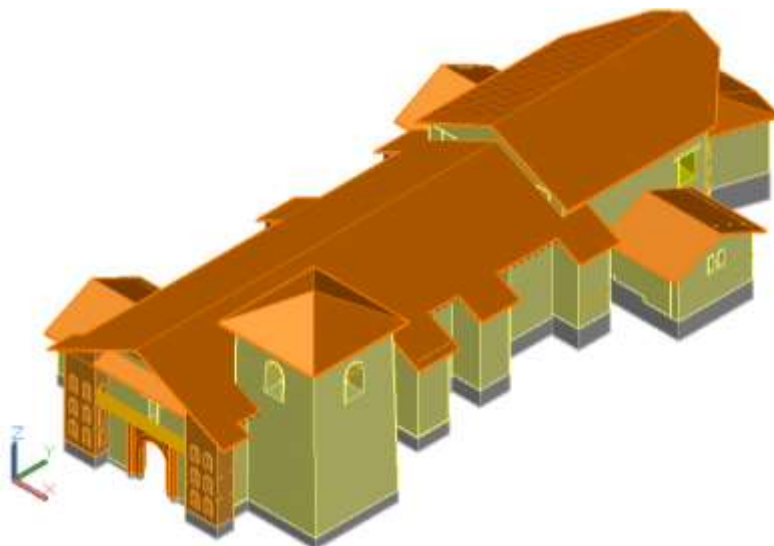
Se efectuó la toma de datos haciendo uso de equipos topográficos (estación total) tanto para adquirir información en la parte interior y exterior del templo, complementado de la existencia de planos geométricos del proyecto de restauración del Templo al año 2008, se realizó el trabajo en gabinete para la obtención del modelo 3D necesarios para la importación al programa de análisis estructural. Se hizo uso del programa educativo AutoCAD (2021) para el modelado 3D, obteniéndose las dimensiones tanto en planta y elevación.

4.1.2.2. Determinación de geometría

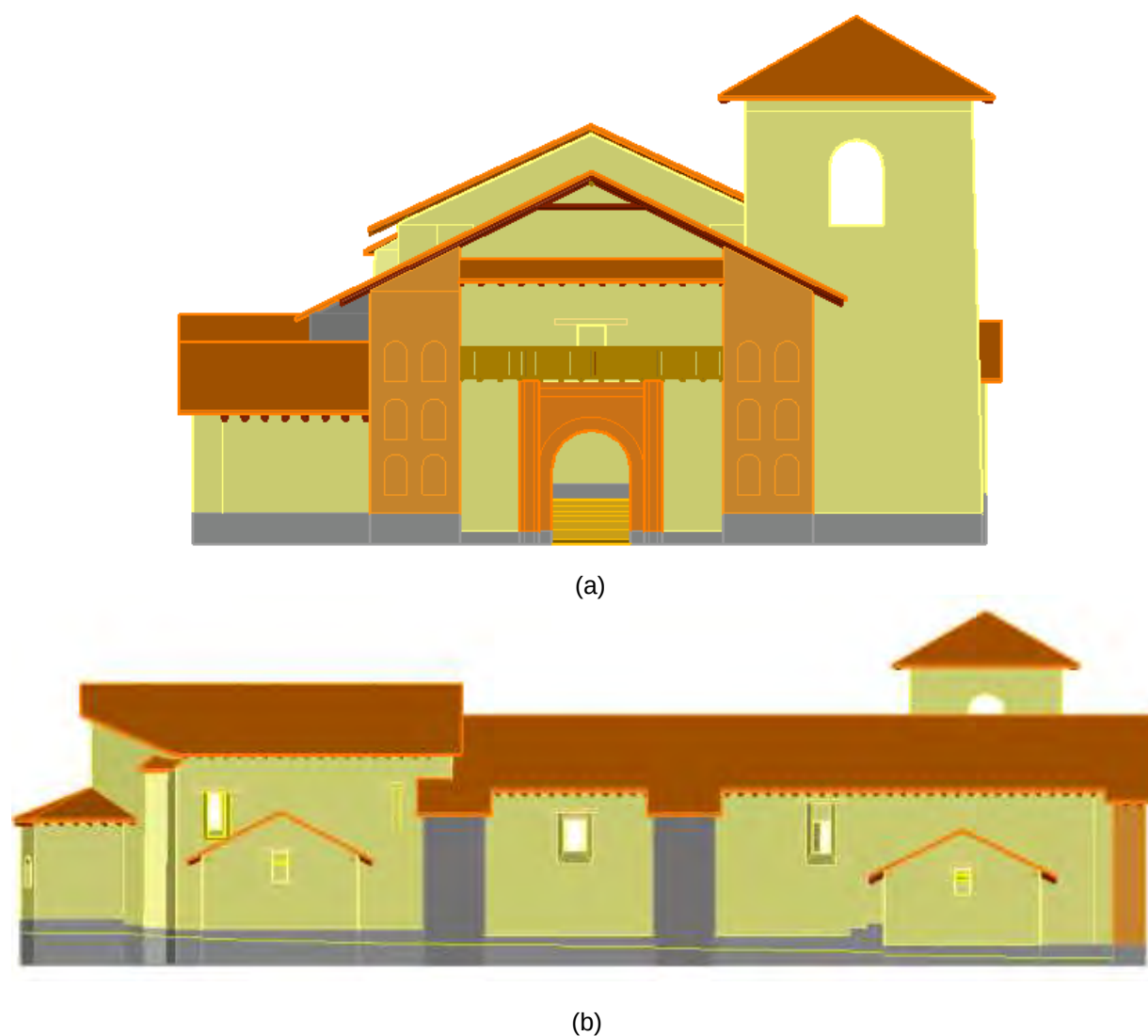
Se importó los puntos tomados con la estación total al programa AutoCAD 3D se unió los puntos tomados para formar cada elemento componente de la estructura del templo discretizando algunos elementos; posterior a ello se realizó el modelado 3D.

Figura 24.

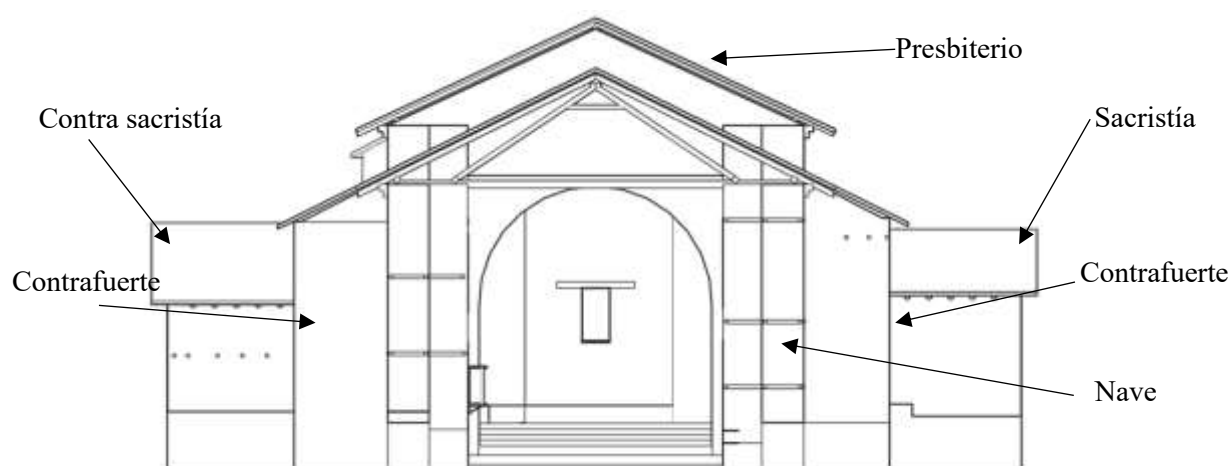
Vista isométrica del modelo 3D del templo Santa María Magdalena



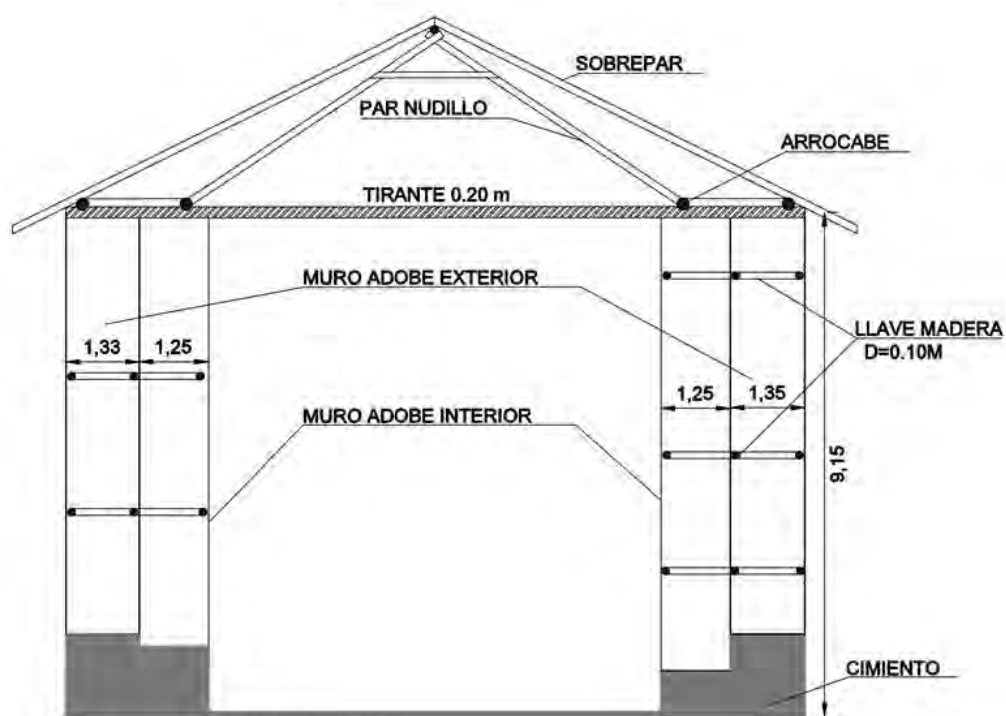
Nota. Fuente elaboración propia

Figura 25.*Vista frontal y lateral del templo Santa María Magdalena*

Nota. a. Vista frontal del templo que muestra la fachada y torre campanario, b. vista lateral izquierdo del templo que muestra baptisterio, contrafuerte de piedra y evangelio. Fuente elaboración propia.

Figura 26.*Vista en corte y sección estructural del templo Santa María Magdalena*

(a)



(b)

Nota. a. Vista en corte transversal a la longitud del templo, b. corte estructural de la nave del templo. Fuente elaboración propia

4.2. Propiedades mecánicas de los materiales

4.2.1. Albañilería de adobe

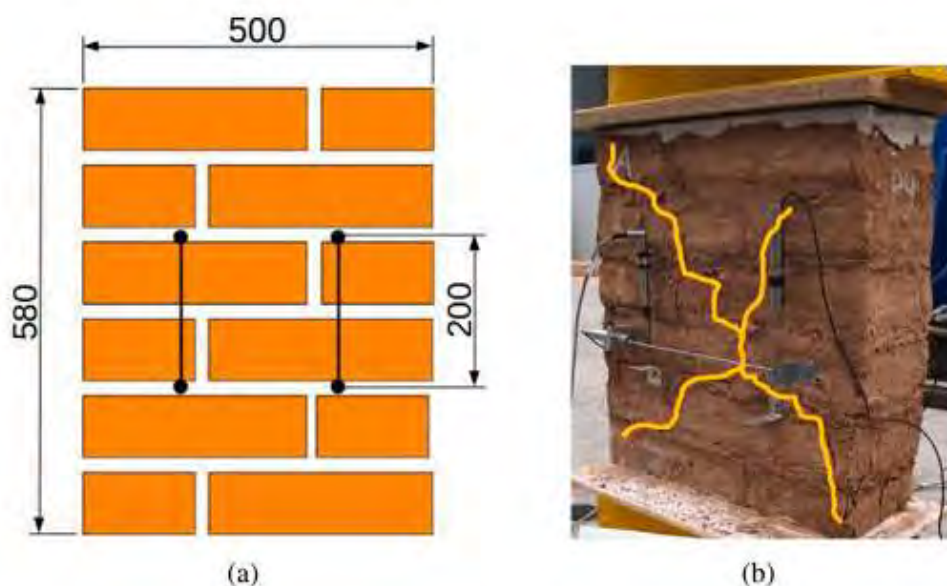
La albañilería de adobe tiene un buen desempeño frente a la compresión, sin embargo, es un material cuasi frágil debido a su baja resistencia a la tracción y a su comportamiento de ablandamiento posterior al pico de resistencia a la tracción (Fages et al., 2022). Debido a las características y la variabilidad de las propiedades mecánicas del adobe, se han desarrollado enfoques numéricos eficientes y confiables que permiten calibrar y validar las propiedades mecánicas principales para ser aplicados en modelos numéricos mediante el uso de elementos finitos. El modelo Total Strain Crack Model es capaz de representar de manera adecuada el comportamiento no lineal de la albañilería de adobe, y se valida a través de ensayos experimentales realizados en prismas de albañilería de adobe sometidos a compresión axial, así como en muretes sometidos a compresión diagonal. La simulación del patrón de agrietamiento observado en los ensayos experimentales se replica de manera consistente en el modelo numérico, lo que permite aplicar estas propiedades calibradas en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de albañilería de adobe. Por otro lado, los muros de albañilería de adobe se construyen con unidades de adobe y mortero de barro fresco, utilizando la misma mezcla de tierra, agua y fibras vegetales, lo que da lugar a considerar una albañilería uniforme y homogénea. Este enfoque de homogeneidad facilita la suposición de un comportamiento de modelo homogéneo a nivel macro, lo que resulta práctico y razonable, especialmente en estructuras de gran tamaño (Fages et al., 2022).

Las propiedades mecánicas de la albañilería de adobe se determinan mediante ensayos experimentales de compresión axial y compresión diagonal de muretes de adobe para obtener la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción. Para determinar la resistencia a compresión de pilas de adobe y mortero de barro, se coloca entre dos placas rígidas en una prensa hidráulica, durante la compresión se miden deformaciones verticales y cargas aplicadas

para tener un diagrama esfuerzo-deformación cuya pendiente inicial de la curva viene a ser el módulo de elasticidad E . La compresión diagonal denominado también prueba de resistencia a tracción indirecta, en el que se ensaya un murete de albañilería de adobe, se aplica una carga diagonal a través de un marco metálico en el que se mide deformación diagonal y desplazamientos y se determina la resistencia a tracción, la resistencia al corte y el módulo de corte de la albañilería; dado estos ensayos se registra el patrón de falla de fisuras y grietas para luego ser replicado en el modelo numérico desarrollado para estos ensayos.

Figura 27.

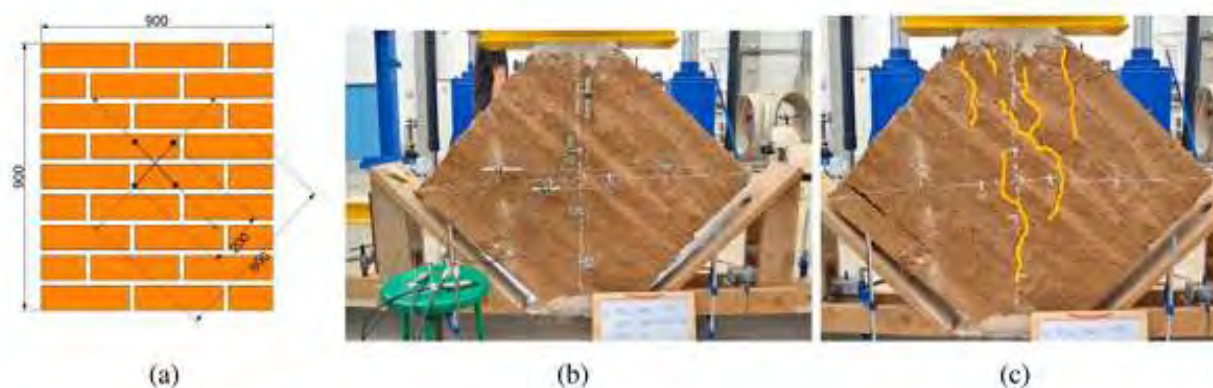
Ensayo de compresión simple de albañilería de adobe



Nota. (a) Esquema del muro ensayado y (b) Configuración experimental e ilustración del patrón de falla. Fuente Fages et al. (2022).

Figura 28.

Ensayo de compresión diagonal de albañilería de adobe



Nota. (a) Esquema del murete ensayado (b) Configuración experimental y (c) Patrón de fisuras. Fuente Fages et al. (2022).

4.2.2. Modelos numéricos de albañilería de adobe (micro y macro modelos)

De acuerdo con Lizárraga & Gavilán (2016) el modelado numérico constituye una herramienta eficaz en el análisis estructural, especialmente útil en estructuras de alta complejidad que exigen una representación detallada. Además, se aplica en el estudio de edificaciones históricas para detectar zonas susceptibles de restauración o intervención, así como en investigaciones orientadas a la calibración de parámetros mecánicos obtenidos en ensayos de laboratorio. Entre los principales métodos de modelado se encuentran los métodos de elementos discretos y elementos finitos.

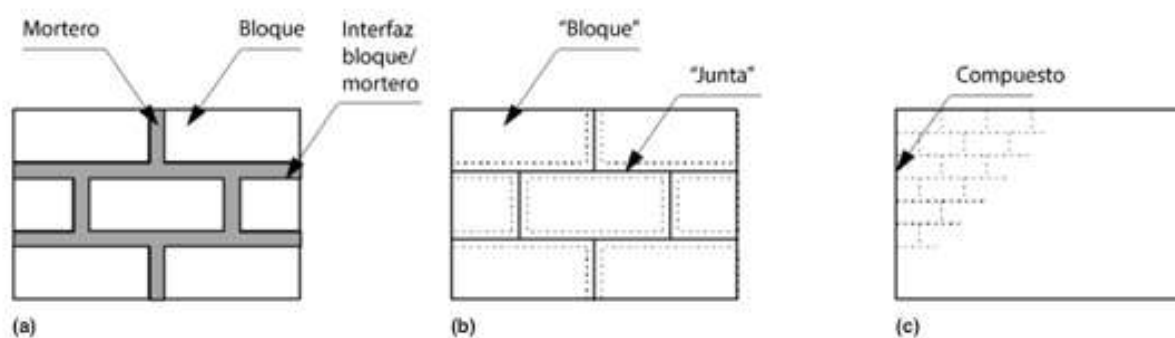
Existen diversas opciones para abordar el modelado de la albañilería, y la elección entre ellas depende del nivel de detalle que se desee en los modelos, así como de la capacidad de estos para representar con precisión distintos tipos de fallas (Lourenço, 1996; López, Oller y Oñate, 1998 citado por Lourenço & Pereira, 2020). En términos generales, estas alternativas se agrupan en tres categorías: micromodelo detallado, micromodelo simplificado y macromodelo.

En el **micromodelo detallado**, tanto los ladrillos como el mortero se consideran como elementos continuos con criterios específicos de fallo, y las interfaces entre ellos se modelan

mediante elementos que representan discontinuidades. Este enfoque permite simular la mayoría de los mecanismos de fallo en la albañilería. El **micromodelo simplificado** también trata los ladrillos como elementos continuos, pero las juntas de mortero y las interfaces se representan de manera simplificada, lo que limita la capacidad para reproducir ciertos mecanismos de fallo. Por otro lado, el **macromodelo** aborda la albañilería como un material homogéneo, adecuado para simular el comportamiento general de un panel, aunque no puede captar los detalles finos de los mecanismos de fallo. Los micromodelos son más apropiados para el análisis de estructuras simples, mientras que los macromodelos son más rápidos y eficientes para representar el comportamiento estructural global de edificaciones completas. Además, los micromodelos requieren información más detallada sobre las propiedades de los materiales (Lourenço & Pereira, 2020).

Figura 29.

Diagramas para el modelado en albañilería



Nota. (a) micromodelo detallado; (b) micromodelo simplificado; (c) macromodelo Fuente: (Lourenço, 1996 citado en Lourenço & Pereira, 2020).

Para desarrollar un **macromodelo** numérico, es necesario tener en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura en su totalidad. Las propiedades esenciales que se requieren incluyen el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión, la resistencia a la tracción, la energía de fractura tanto en compresión como en tracción, y el coeficiente de Poisson.

4.2.3. Modelos constitutivos

La albañilería presenta un comportamiento no lineal y, tras alcanzar su pico de resistencia, muestra una degradación o "ablandamiento", caracterizada por una reducción progresiva de su resistencia a medida que la deformación aumenta continuamente. Este comportamiento es común en materiales cuasi frágiles (Lourenço & Pereira, 2020).

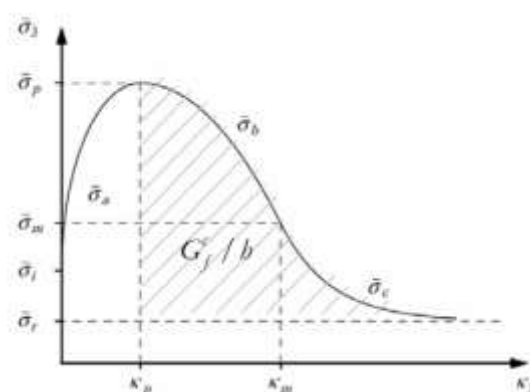
Leyes constitutivas de compresión y tensión

Modelo de compresión

Para el presente trabajo se utilizará una curva de compresión parabólica para modelar el material de albañilería de adobe asumiendo un comportamiento de endurecimiento-ablandamiento en compresión donde la energía de fractura representada por G_f . A continuación, se muestra el modelo de curva de compresión utilizada para modelar el material de la albañilería (Tarque, 2011).

Figura 30.

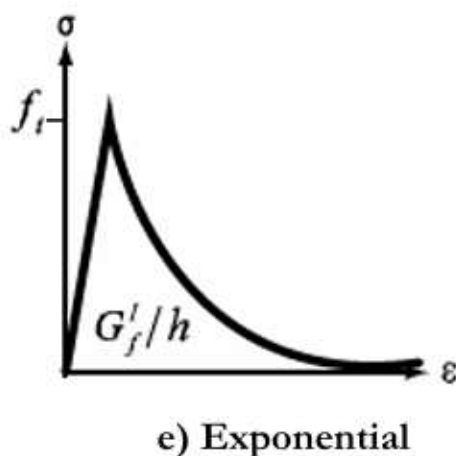
Curva de compresión parabólica para modelo de albañilería



Nota. Fuente (Tarque, 2011).

Modelo de tensión

Tarque (2011) menciona que la energía de fractura G_f representa el comportamiento de ablandamiento en la ley constitutiva de tracción el modelo que se utiliza para caracterizar el material del adobe está basado en un ablandamiento exponencial.

Figura 31.*Modelo de tensión exponencial**Nota.* Fuente (Tarque, 2011)

4.2.4. Criterio de fractura Smeared Crack Model

En el macromodelado de la albañilería de adobe se utiliza generalmente, los modelos continuos que pueden representarse mediante modelos de fisura difusa (Smeared Crack Model) y mediante modelos de plasticidad con daño (Damaged Plasticity Model) (Tarque, 2011). Para la caracterización de elementos cuasi frágiles como son la albañilería y el concreto generalmente se realiza el modelo con un enfoque del Smeared Crack Model. (Huamani, 2018); por tanto en este trabajo se considera este criterio de fractura.

Smeared Crack Model

El modelo de grieta difusa (Smeared Crack Model) aborda las grietas generadas en el material después de someterse a esfuerzos, considerándolas como deformaciones entre los planos de contacto de los elementos finitos. A partir de esta perspectiva, la formación de las grietas en el material puede describirse mediante un comportamiento constitutivo basado en los esfuerzos de tensión y la deformación unitaria (Rots & Blaauwendraad, 1989). De este modelo de fractura, se pueden distinguir dos enfoques para caracterizar las grietas en materiales

como la albañilería: el modelo de grietas fijas multidireccionales (Multi directional Fixed Crack Model) y el modelo de grietas por deformación total (Total Strain Crack Model).

Multi directional Fixed Crack Model

Considerando la albañilería homogénea e isotrópica antes de la aparición de grietas.

Este modelo de fractura considera la formación de grietas en varias direcciones. A diferencia de otros modelos que solo permiten la formación de grietas en una dirección principal (por ejemplo, en la dirección de la carga aplicada), el modelo multidireccional asume que las grietas pueden formarse en diferentes orientaciones en el material debido a la interacción compleja entre las fuerzas aplicadas.

Total Strain Crack Model (TSCM)

Este modelo describe el modo de fractura del material cuasi frágil cuyos esfuerzos dependen de las deformaciones y el agrietamiento se evalúa en estas direcciones. Se divide en dos enfoques de modelo que son:

Enfoque **Fixed orthogonal crack model**: Weihe et al. (1998) establece que el agrietamiento ocurre en una dirección perpendicular a la principal dirección de tracción máxima, siempre que el esfuerzo aplicado sea igual o superior a la resistencia a la tracción del material (f_t). Con base en este principio, la relación entre los esfuerzos y las deformaciones se analiza mediante un sistema de coordenadas que se mantiene orientado según la dirección en la que se produce la primera fisura o agrietamiento.

Enfoque **Coaxial rotating crack model**: Weihe et al. (1998) propone que el agrietamiento en un material comienza cuando el esfuerzo en el eje principal de esfuerzos alcanza el valor de resistencia a la tracción del material (f_t). A diferencia del Fixed Crack Model (FCM), en este modelo, la dirección en la que se forman las grietas no es fija. En su lugar, la dirección de agrietamiento rota a medida que el material se deforma, siguiendo la

dirección del vector de deformación principal. Esto significa que, durante el proceso de carga, el material puede experimentar agrietamientos que cambian de orientación en función de cómo se distribuyen las deformaciones principales. A medida que se aplican más esfuerzos, las grietas se orientan de manera que siguen la dirección de la deformación máxima en cada instante, lo que permite modelar de manera más realista el comportamiento del material bajo esfuerzos complejos y dinámicos.

Tarque (2011) indica que el modelo de deformación total es de fácil formulación del algoritmo porque se utiliza únicamente las relaciones de tensión deformación y es entendible para los usuarios.

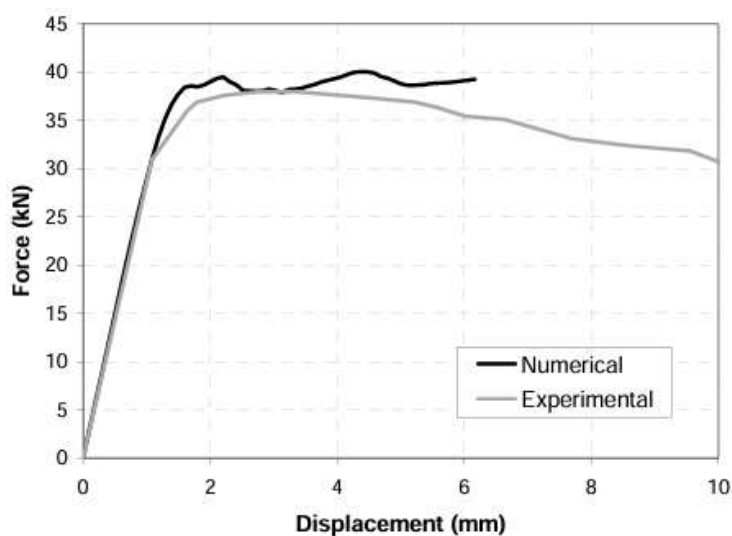
Calibración de propiedades de materiales

Algunos de los parámetros necesarios para el modelo numérico pueden obtenerse mediante experimentos, mientras que otros se extraen de fuentes de datos. En cuanto a los parámetros no obtenidos experimentalmente, se ha comprobado que diversas investigaciones realizadas por distintos autores han llevado a cabo pruebas de albañilería utilizando materiales similares a los ensayados, siguiendo procedimientos estándar (Tzamtzis & Asteris, 2003).

La calibración del modelo numérico implica ajustar todas las condiciones del ensayo experimental para que coincidan con precisión con el modelo real. Además, para modelar el material, es necesario adoptar un modelo constitutivo que lo represente. Este modelo es una descripción matemática del material que permite capturar su comportamiento bajo esfuerzos y deformaciones (Bakhteri et al., 2012). Se puede desarrollar dichos modelos en programas de software que aplican el Método de los Elementos Finitos (MEF) y permiten modelar las partes elásticas e inelásticas de las estructuras de diferentes materiales; algunos de los más utilizados son ANSYS, DIANA FEA, y ABAQUS.

Figura 32.

Diagrama de carga vs desplazamiento de modelo experimental y numérico calibrado



Nota. Comparación de respuesta de análisis pushover de ensayo cíclico desarrollado por Tarque (2011).

4.2.5. Propiedades mecánicas de los materiales a utilizar en el modelo numérico del templo

Se han desarrollado ensayos experimentales de caracterización mecánica de albañilería de adobe a lo extenso de todo el mundo, específicamente donde existen construcciones históricas y contemporáneas de albañilería de adobe donde el interés por conservar el patrimonio histórico es una necesidad. En la Tabla 2 se muestra los valores de las propiedades de compresión y tracción de la albañilería de adobe, encontrados por diferentes investigadores. Se observa que los valores de resistencia a compresión y módulo de elasticidad obtenidas experimentalmente para la albañilería de adobe contemporáneo están entre 0.21-3.80 MPa y de 110-1071 MPa respectivamente; para albañilería histórica los valores están entre 0.33-1.47 MPa y 26-664 MPa de resistencia a compresión y módulo de elasticidad respectivamente.

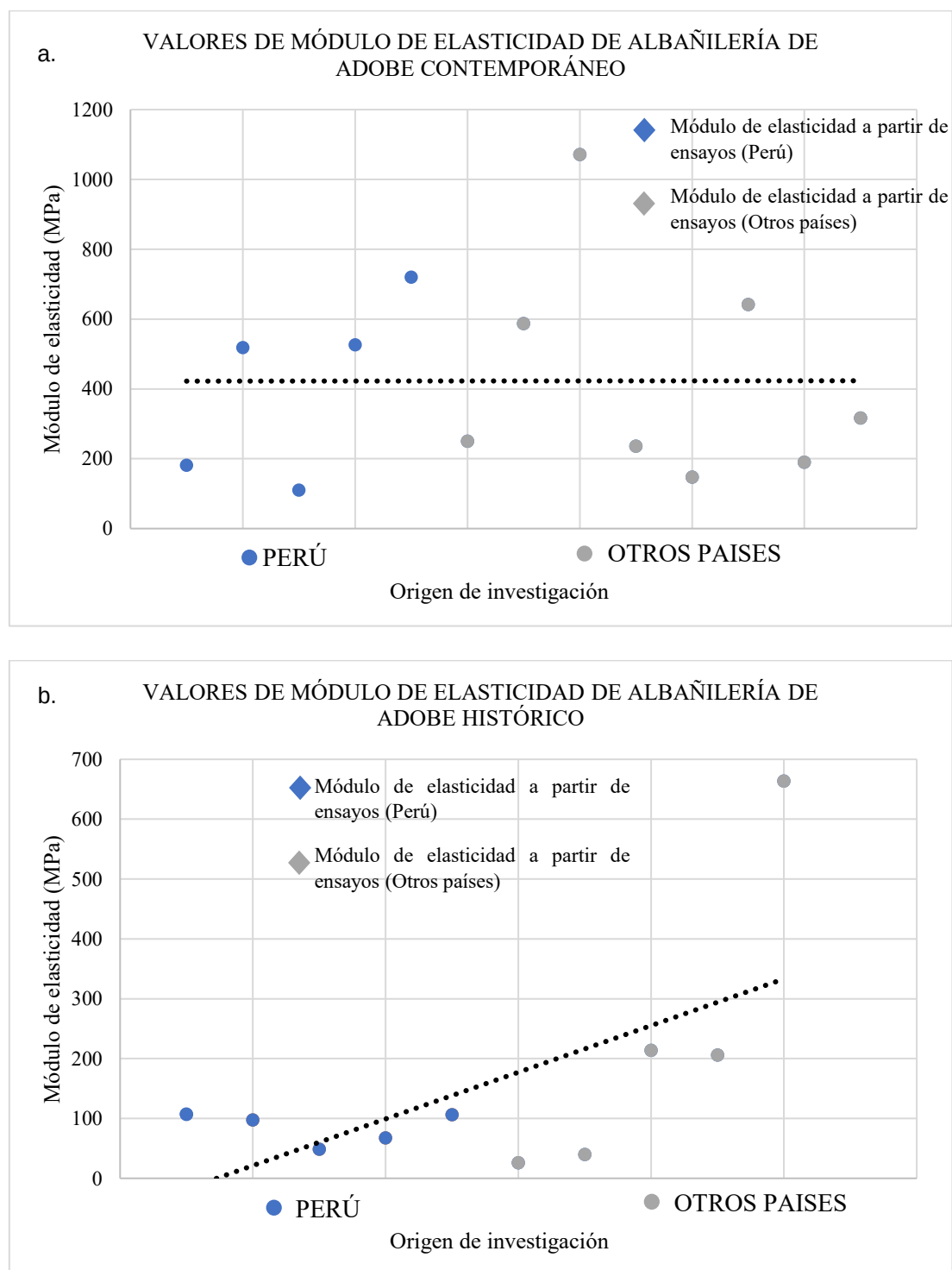
Tabla 2.*Propiedades mecánicas de albañilería de adobe experimental*

Referencia	Ubicación	σ_c (MPa)	E (MPa)	f_t (MPa)
Contemporáneo				
Meli, et al. (1980)	México	1	250	-
Ruiz & Vidal (2014)	México	0.21	-	-
Miccoli, et al. (2015)	Alemania	2.7-3.8	587-1071	0.21
Catalán, et al. (2019)	México	1.2	236.2	0.11
Rodríguez-Mariscal & Solís (2020)	España	1.43	147.5	-
Rodríguez-Mariscal, et al. (2020)	España	-	-	0.181
Cassese, et al. (2021)	Italia	-	-	0.107-0.133
Fages, et al. (2022)	España	1.39	642	0.17
Faghih & Zaman (2022)	Irán	2.8-3.2	190-317	0.05-0.06
Ottazzi, et al. (1989)	Perú	1.64	181	0.07
San Bartolomé, et al. (2009)	Perú	0.9	-	-
Mamani (2016)	Perú, Misca	0.86	518.62	0.062
Flores & Paucar (2018)	Perú, Chinchero	1.17-1.60	526.5-720	-
Condori & Gonzales (2019)	Andahuaylillas	1.05	110.19	-
Histórico				
Quagliarini, et al. (2010)	Italia	0.77-1.2	26-40	-
Varum, et al. (2011)	Portugal	0.86-1.33	-	-
Mahini, et al. (2012)	Irán	1.12	214	0.015
Almeida (2012)	Portugal	1.47	206	-
Varum, et al (2014)	Portugal	0.33	664	-
Montesinos (2016)	Perú	0.36	107	-
Vargas (2016)				
Catedral de Ica	Perú	0.463	97.8	0.028
Casa Welsch	Perú	0.488	48.7	0.042
Hotel Comercio	Perú	0.392	67.6	0.014
Jr Ancash	Perú	0.756	106.4	-

En tanto se observa de manera gráfica en la Figura 33. los valores del módulo de elasticidad de origen experimental, se tiene tanto para albañilería contemporánea (a) que en promedio se aproxima a 400 MPa e histórico (b) que van de 50 a 250 MPa aproximadamente.

Figura 33.

Representación gráfica de valores de E (MPa) experimentales para albañilería de adobe



Nota. elaboración propia

En la Tabla 3 se muestran valores de las propiedades mecánicas para la albañilería de adobe calibrados mediante modelo numérico según ensayos de validación y utilizados para

modelos numéricos, realizar análisis y vulnerabilidad de estructuras históricas de albañilería de adobe. Los valores de resistencia a compresión, resistencia a tracción, módulo de elasticidad, energía de fractura a compresión y energía de fractura a tracción, utilizados en los modelamientos numéricos de albañilería contemporáneo varían desde 0.30-3.28 MPa, 0.015-0.30 MPa, 18-803 MPa, 0.103-1.6 N/mm y 0.008-0.08 N/mm respectivamente. Para los modelamientos numéricos de albañilería de adobe histórico varían desde 0.34-1.20 MPa, 0.036-0.12 MPa, 100-480 MPa, 0.14-1.92N/mm y 0.004-0.02 N/mm respectivamente estos modelos fueron calibrados utilizando ensayos de materiales de estructuras históricas o ensayos de validación para estructuras históricas.

Tabla 3.

Propiedades mecánicas de albañilería de adobe numérico

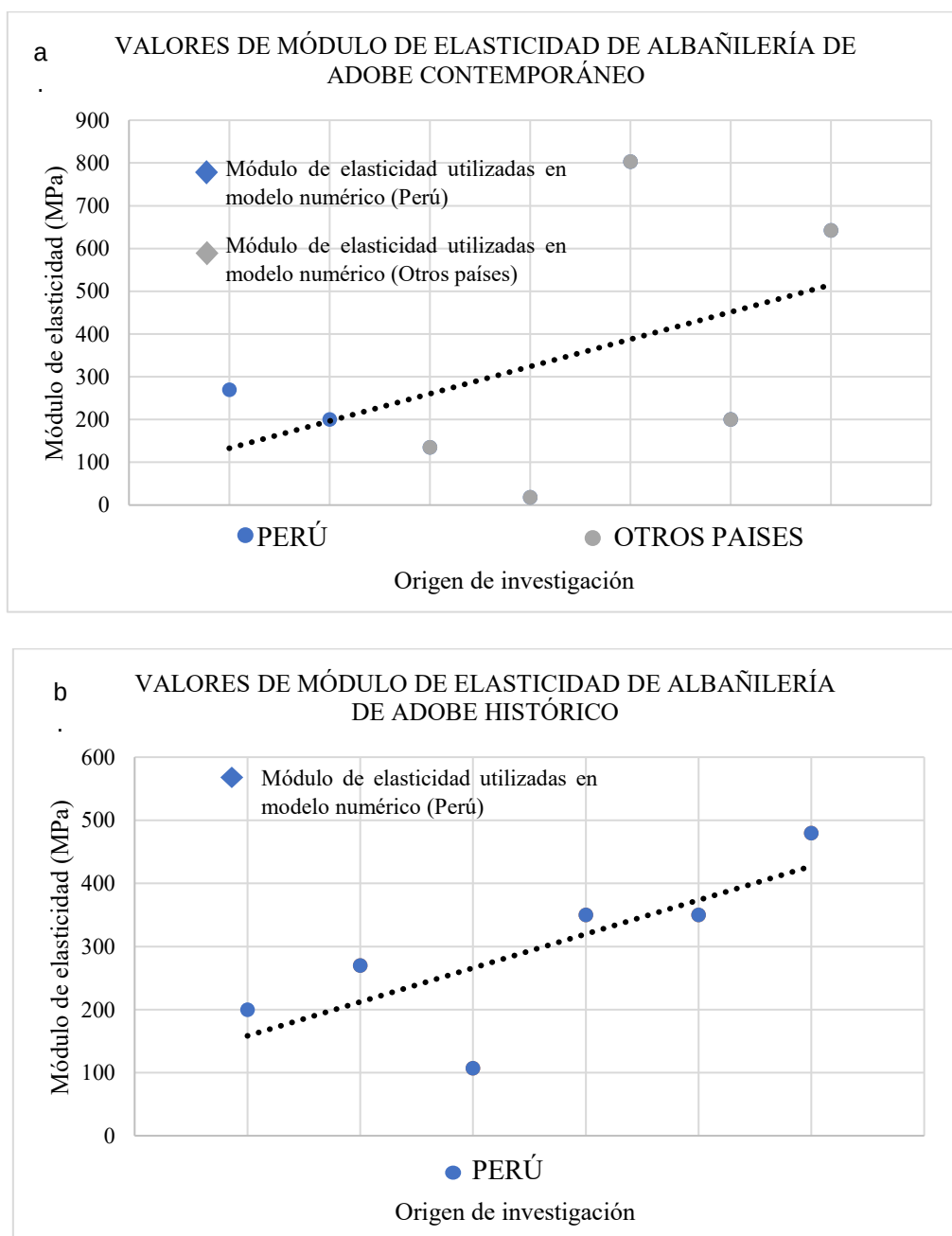
Referencia	σ_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)	G_c (N/mm)	G_f (N/mm)	ρ (Kg/m ³)	μ	Ensayo de validación
Contemporáneo								
Tarque (2011)	0.30, 0.45	0.04	200	0.103, 0.155	0.01	-	-	Corte cíclico estático
Illampas, et al. (2011)	1.65	-	135	-	-	-	-	Compresión uniaxial
Illampas, et al. (2014)	1.2	0.04	18	-	-	-	-	Carga lateral monotónica
Miccoli, et al. (2015)	3.28	0.3	803	-	-	-	0.37	Compresión uniaxial
Mahini (2015)	1.1	0.015	200	-	-	1745	0.15	Compresión uniaxial
Laurenço & Pereira (2016)	0.45	0.1	270	1.25	0.08	1900	-	Ensayo de movimiento de mesa vibratoria
Fages, et al. (2022)	1.39	0.13	642	-	0.008	-	0.3	Compresión uniaxial
Histórico								
Fonseca & D'Ayala (2012)	-	-	200	-	-	1900	0.15	-

Referencia	σ_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)	G_c (N/mm)	G_f (N/mm)	ρ (Kg/m ³)	μ	Ensayo de validación
Histórico								
Briceño (2016)	0.875	0.0875	350	0.14	0.004	1510	0.25	Ensayo de identificación modal
Montesinos (2016)	0.36	0.036	107	0.576	0.001	1750	0.2	Compresión uniaxial
Noel (2017)	0.875	0.0875	350	0.14	0.01	1510	0.25	Ensayo de identificación modal
Karanikoloudis & Laurenço (2018)	0.45	0.05	270	1	0.01	1900	-	Ensayo de identificación modal
Briceño, et al. (2021)	1.2	0.12	480	1.92	0.01	1510	-	Ensayo de identificación modal

De la misma manera en la Figura 34. se observa las gráficas para valores de módulo de elasticidad calibradas y validados para ser usados en modelos numéricos de albañilería de adobe. En (a) valores de carácter contemporáneo el cual se observa lo disperso de los valores numéricos y en (b) valores de carácter histórico que en este caso todos pertenecen a material de estudio de Perú en su mayoría iglesias del Cusco (Andahuaylillas, Huaró y Kuñotambo).

Figura 34.

Representación gráfica de valores de E (MPa) numéricos para albañilería de adobe



Nota. Elaboración propia

Las propiedades lineales elásticas para la albañilería de adobe que se utilizarán para realizar el análisis modal de la estructura módulo de elasticidad de 350 MPa dado en el estudio realizado por Briceño (2016) del modelo calibrado de la iglesia de Andahuaylillas el cual está dentro del rango de 100-480 MPa según literatura revisada para las propiedades de los

materiales de modelos numéricos y se considera una densidad de 1510 Kg/m^3 para la albañilería de adobe según la investigación de Briceño et al. (2021) y un coeficiente de Poisson de 0.20.

En las recomendaciones para el modelado avanzado de sitios históricos de tierra de Laurenço y Pereira (2020) se da uso de la norma técnica italiana de construcción NTC (2008) el que presenta un rango de valores para las propiedades elásticas de la albañilería de piedra y albañilería de ladrillo, el cual se utiliza para el modelo numérico de la presente investigación como se muestra en la tabla 4; para las propiedades elásticas de la madera se tomaron en base a la Norma Peruana E.010 Madera (2020).

Tabla 4.

Valores referenciales de parámetros mecánicos para albañilería según NTC (2008)

Tipología de albañilería	E (MPa) mín-máx	ρ (Kg/m ³)
Albañilería de piedra regular con buen aparejo	1500-1980	2100
Albañilería de ladrillo sólido con mortero de cal	1200-1800	1800

Nota. Fuente: NTC (2008) citado en Laurenço y Pereira (2020).

En la tabla 5 se muestra las propiedades elásticas a utilizar en el modelo numérico de la estructura del templo para el análisis modal.

Tabla 5.

Propiedades elásticas de albañilería de adobe, piedra, ladrillo y madera

Material	Peso específico (Kg/m ³)	Módulo de elasticidad (MPa)	Relación de Poisson	Referencia
Albañilería de adobe	1510	350	0.20	Briceño (2016)
Albañilería de piedra	2100	1800	0.20	NTC (2008)
Albañilería de ladrillo	1800	1200	0.20	NTC (2008)
Elementos de madera	560	10000	0.30	Norma E.010

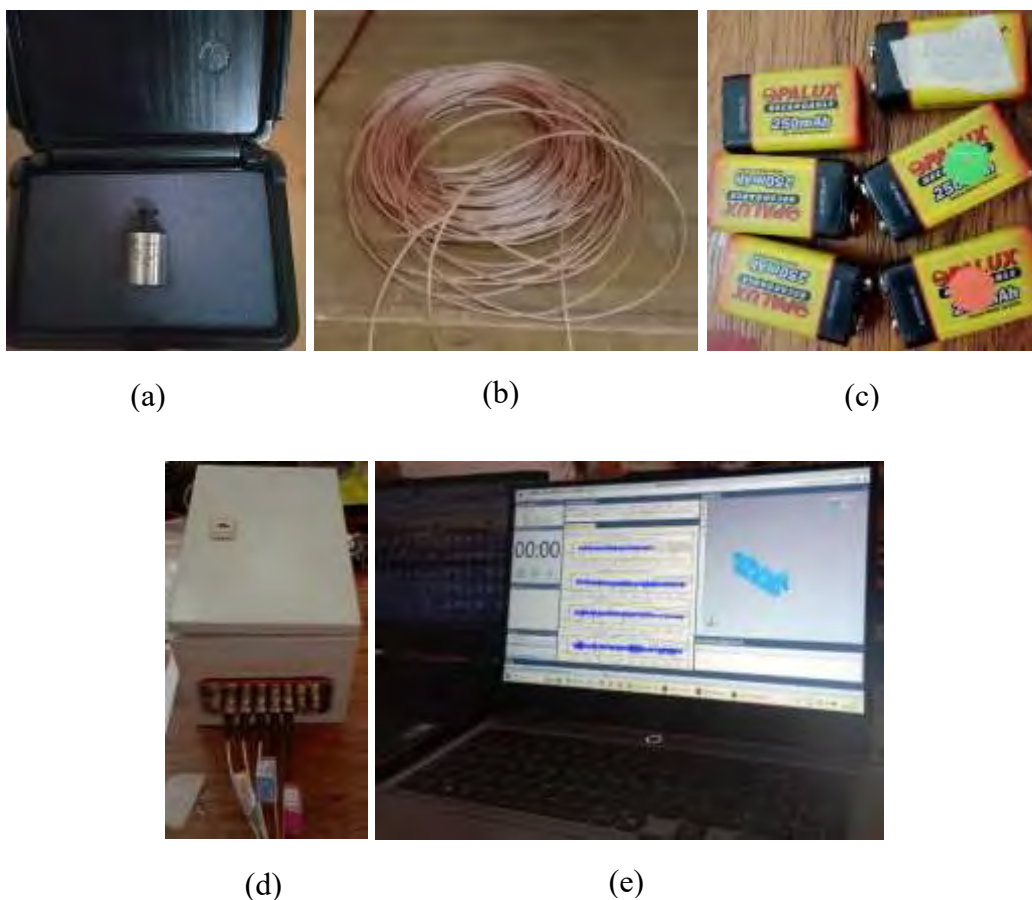
4.3. Propiedades dinámicas de vibración del templo

Para determinar las propiedades dinámicas de la estructura del templo se realizó el ensayo de campo que consistió en medir las aceleraciones en varios grados de libertad de la estructura. Se utilizó acelerómetros piezoeléctricos uniaxiales con una sensibilidad de 10 V/g y un rango dinámico de ± 0.5 g, una laptop, baterías recargables, cables y sistema de adquisición de datos. En la tabla 6 muestra las características de los sensores utilizados en la campaña experimental.

Tabla 6.

Características de sensores utilizados en los ensayos

Marca	Modelo	N° Serie	Sensibilidad (V/g)	Sensibilidad (V/m/s ²)	Rango de Frecuencia (Hz)	Rango de Medición (g)
PCB	393B05	SN38626	10.13	1.033		± 5.0
PIEZOTRONICS	393B05	SN38627	10.19	1.039		± 5.0
	731-207	SN6108	10.10		0.6 - 1040	± 0.5
WILCOXON	731-207	SN6112	10.30		0.6 - 850	± 0.5
	731-207	SN6457	9.30		0.6 - 1020	± 0.5

Figura 35.*Equipos utilizados para la campaña experimental*

Nota. Muestra los equipos utilizados en la campaña experimental de OMA a. Sensores piezoeléctricos, b. Cables, c. Baterías recargables, d. Adquisidor de datos y e. Laptop. Fuente Propia

Brincker & Ventura (2015) nos indica que las características dinámicas obtenidas de los modelos analíticos preliminares de la estructura ayudan a determinar y seleccionar los puntos de medición y ubicación óptima del equipo para el desarrollo de las pruebas y así obtener buena definición de las formas modales de la estructura.

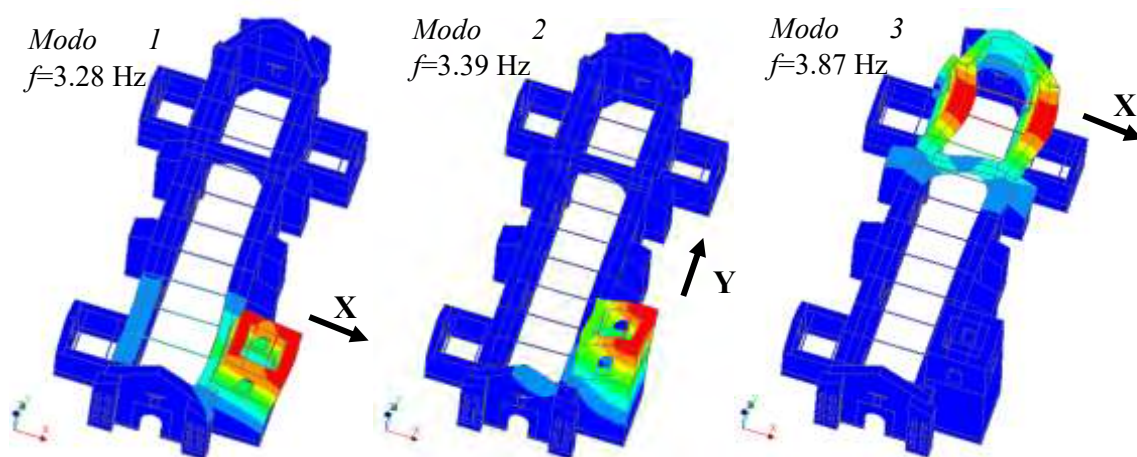
Se desarrolló un modelo numérico del templo en el programa DIANA FEA (2021) para conocer la respuesta dinámica en el que se realiza el análisis de valores propios que nos muestra las formas modales, las frecuencias y zonas de mayor desplazamiento que ayuda en la

ubicación de los sensores de medición, proponer las configuraciones o set up al momento de la adquisición de datos, así como identificar el periodo fundamental preliminar de la estructura para considerar el tiempo de muestreo.

Se realizó el análisis de valores propios del modelo numérico, en la Figura 36 se observa los primeros modos de vibración del modelo analítico del templo.

Figura 36.

Modos de vibración del modelo numérico preliminar del templo



Nota. Análisis modal en DIANA, en el que se observa movimientos fuera de plano longitudinal del templo y el movimiento de la torre. Fuente propia

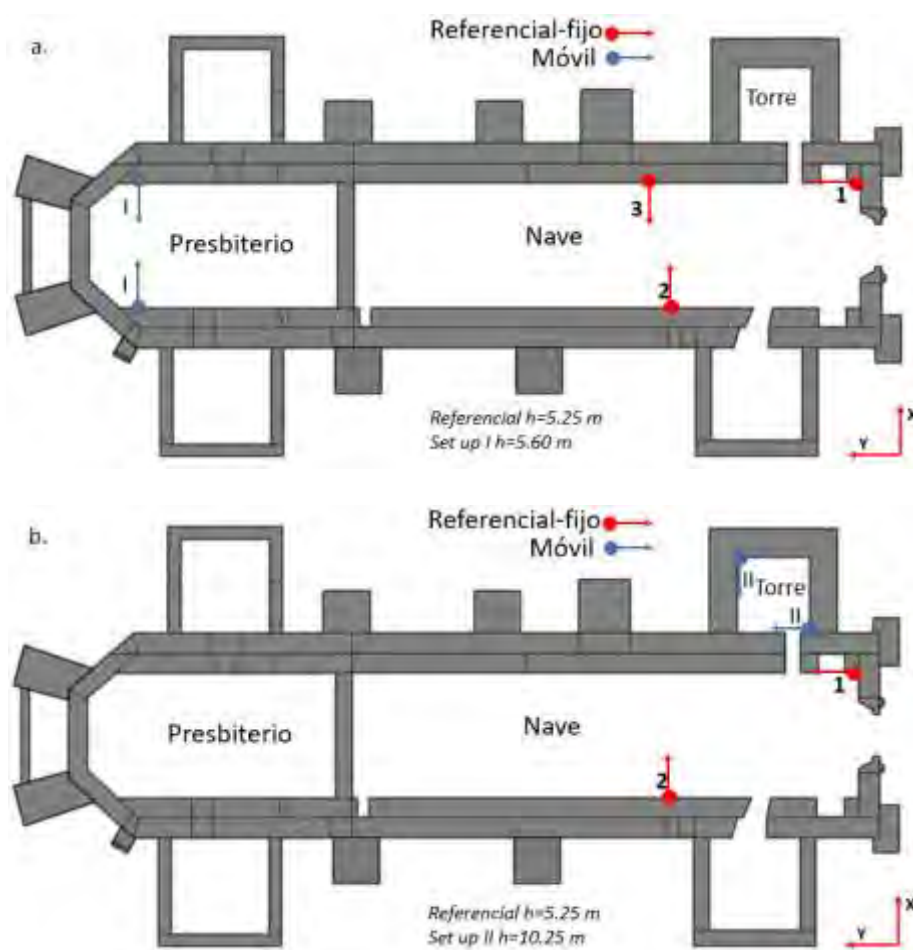
4.3.1. Ensayo de vibración ambiental

La duración de las pruebas esta dado por reglas empíricas que los investigadores establecieron y el más frecuente utilizado por autores es entre 1000 y 2000 veces el periodo fundamental de la estructura que corresponde a la frecuencia más baja, en tanto en esta investigación se tiene una frecuencia fundamental de 3.28 Hz para el modelo numérico preliminar realizado en DIANA FEA donde el periodo fundamental es 0.30, y el tiempo de prueba que corresponde a este valor esta entre $1000 (0.30)/60 = 5.00$ minutos y $2000 (0.30)/60 = 10.00$ minutos, se tomó 20 minutos para cada prueba de vibración ambiental, con una frecuencia de muestreo de 200 Hz.

Se ha desarrollado la campaña experimental in situ para obtener las propiedades dinámicas de la estructura. Se colocaron tres sensores referenciales en el cuerpo de la nave y fachada, dos sensores móviles según la siguiente configuración de sensores.

Figura 37.

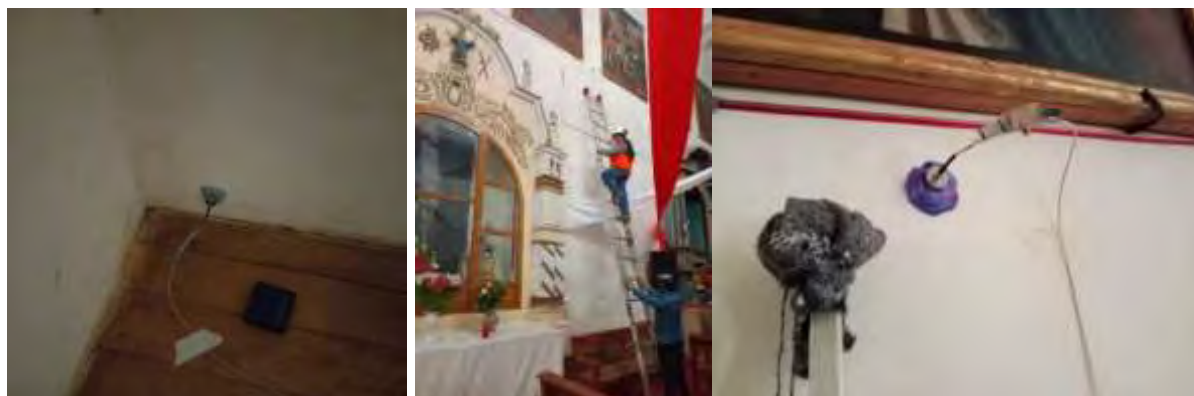
Ubicación de acelerómetros para medición de vibración ambiental



Nota. Se observa en a. configuración 1 con tres sensores referenciales y dos móviles ubicados en la parte final del muro del presbiterio, b. configuración 2 con dos sensores referenciales en el cuerpo de la nave y dos móviles en la torre campanario. Fuente Propia

Figura 38.

Colocado de sensores referenciales en la campaña experimental



Nota. Colocado del sensor referencial en el cuerpo de la nave en el punto de medición. Fuente propia.

Figura 39.

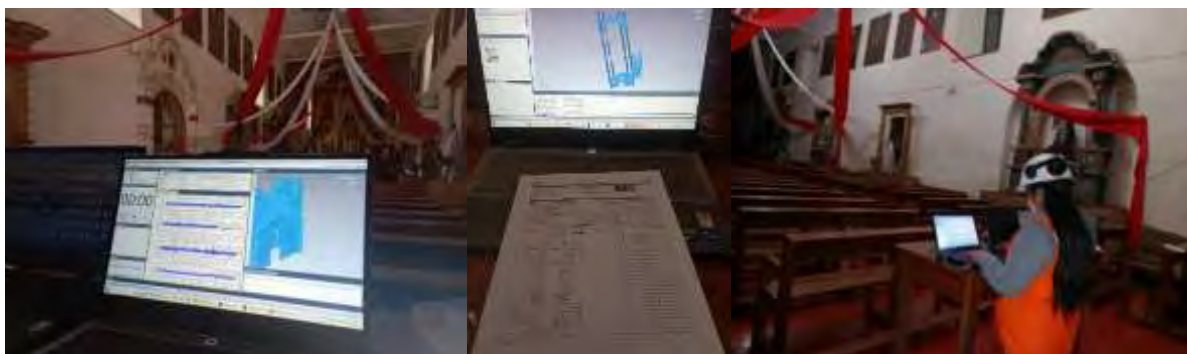
Colocado de sensores móviles en la torre campanario



Nota. Colocado de sensores móviles en la torre campanario. Fuente propia

Figura 40.

Registro de aceleraciones en cada una de las configuraciones



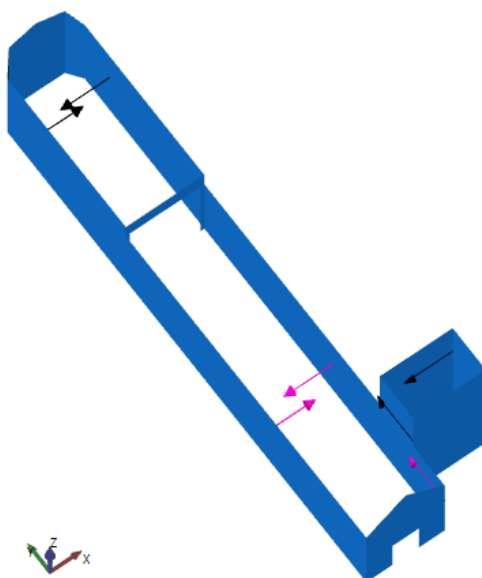
Nota. Fuente propia

4.3.2. Procesamiento de señales de vibración ambiental e identificación modal

Dado la toma de datos en la estructura del templo se realiza el procesado de las señales teniendo en cuenta la ubicación exacta de los sensores en cada configuración tal como muestra el esquema de sensores en la Figura 41.

Figura 41.

Geometría del templo y ubicación de sensores en la estructura

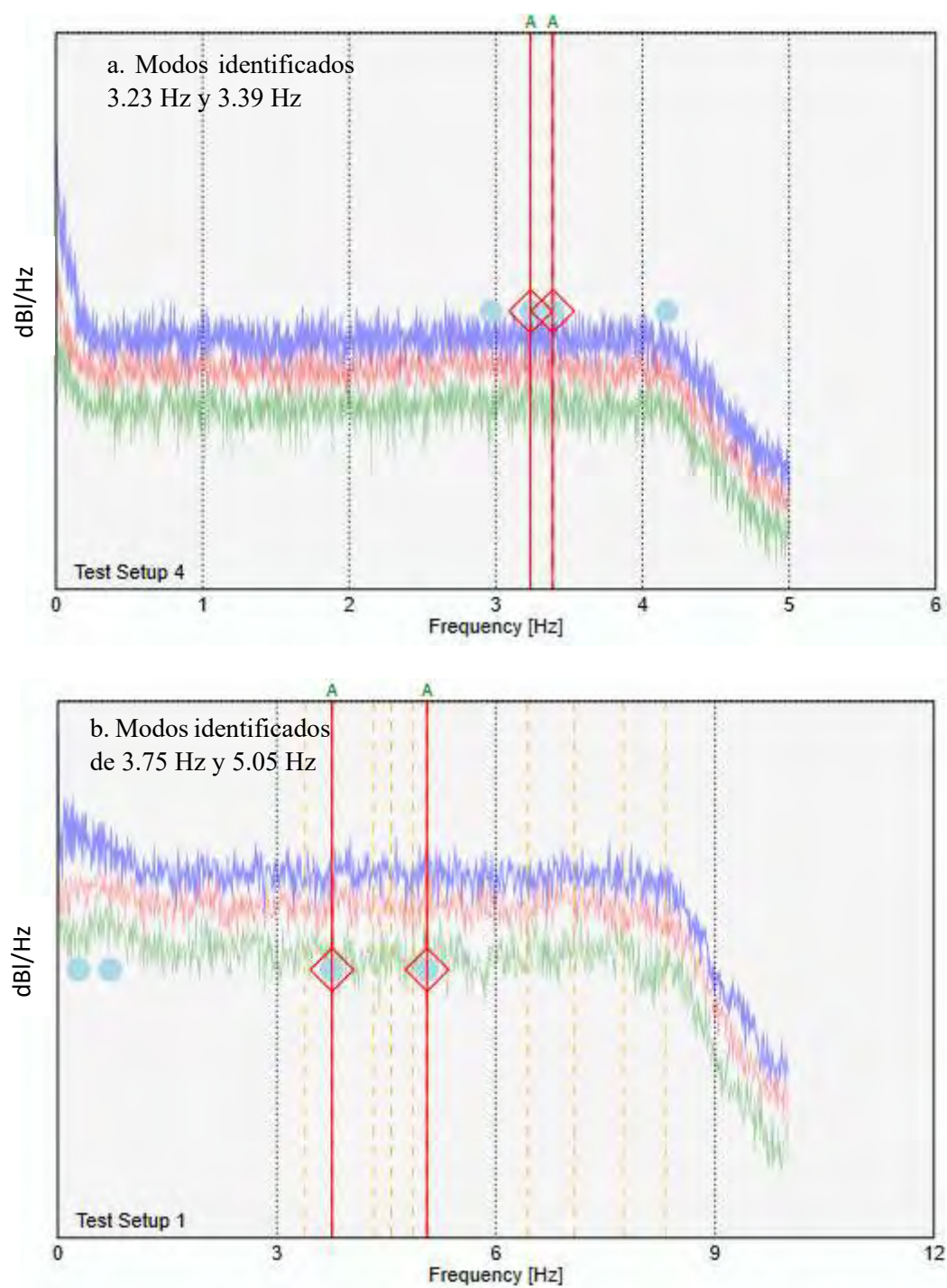


Nota. Esquema de sensores de medición en la estructura del templo. Fuente Extraído de software ARTeMIS Modal

El procesamiento de las vibraciones ambientales registradas se realizó utilizando el software ARTeMIS Modal (2024) en el que se inicia con el procedimiento de corrección de tendencia (detrending) en el que se elimina de los datos crudos el valor medio de tendencia en la zona de bajas frecuencias presentes en las señales que corresponde al ruido excesivo o también debido a que la respuesta significativa por debajo de la frecuencia natural más baja no tiene mayor interés (Brincker & Ventura, 2015), seguidamente se realiza el diezmado de interés que generalmente las estructuras históricas de albañilería de adobe concentran sus modos dominantes entre 2 Hz y 20 Hz, se realiza la segmentación y la configuración espectral para la estimación de las funciones espectrales, el número de puntos de la transformada rápida de Fourier (nfft) se define con 2048 puntos, el ventaneo de análisis y el traslape entre segmentos a un 50 %, esto permite mejorar la estabilidad estadística de los estimadores espectrales. Luego se realiza la estimación de la densidad espectral de potencia (PSD) que muestra la distribución de energía de cada canal en el dominio de la frecuencia, y se obtiene la gráfica de la descomposición de valores singulares (SVD) que representa la energía modal y el vector singular que representa una forma modal, seguido se realiza la identificación de picos dominantes del PSD promedio asociados a las frecuencias naturales de la estructura para realzar las contribuciones estructurales comunes mediante la técnica de identificación modal en el dominio del tiempo de Identificación de subespacios estocásticos (SSI) implementado en el software. Se identificó cuatro modos de vibración del templo, el primer modo con una frecuencia de 3.23 Hz, el segundo modo con una frecuencia de 3.39 Hz, el tercer modo con una frecuencia de 3.75 Hz y el cuarto modo de 5.05 Hz de frecuencia. La Figura 42 muestra la gráfica de valores singulares descompuestos de la matriz espectral donde se identifica los primeros modos de vibración propios de la estructura.

Figura 42.

Gráfica de valores singulares de la matriz de espectro de densidad de potencia



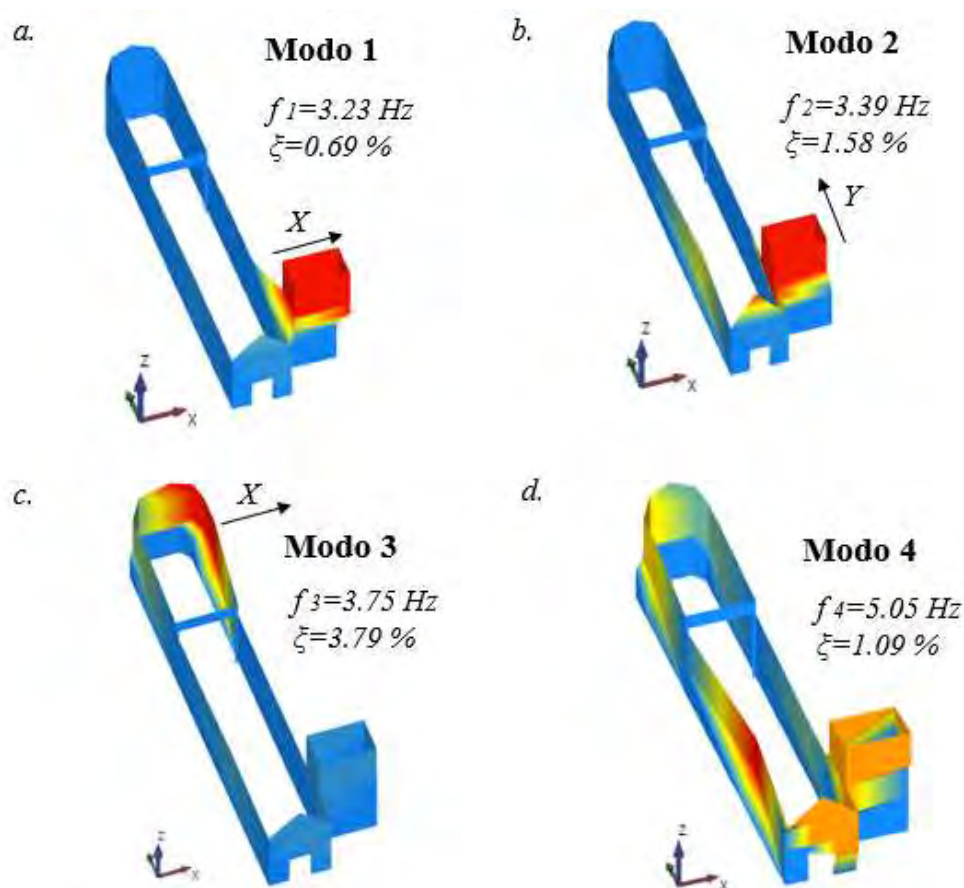
Nota. Fuente Extraído de software ARTeMIS Modal

Los modos identificados de la estructura del templo corresponden a movimiento traslacional de la torre campanario tanto en dirección “X” (Modo 1) como en “Y” (Modo 2),

el movimiento de traslación en “X” (Modo 3) del cuerpo de la estructura en la zona del presbiterio correspondiente a muros altos sin confinamiento por contrafuertes como en el caso del cuerpo de la nave y un modo 4 global de la estructura principal del templo. En la Figura 43 se muestran los cuatro modos identificados.

Figura 43.

Modos experimentales identificados de la estructura del templo



Nota. Se muestra los modos de la estructura identificados mediante campaña experimental aplicando la metodología de OMA. Fuente Extraído de software ARTEMIS Modal

4.3.3. Caracterización del efecto de sitio mediante la técnica H/V en la zona del templo

Método de Nakamura

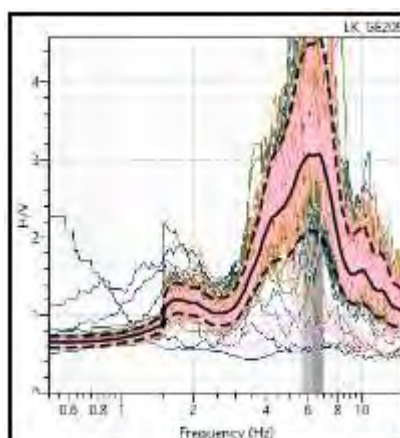
El método de Nakamura, también conocido como relación espectral horizontal/vertical (H/V), es un método ampliamente utilizado en la ingeniería sísmica y geofísica para la

estimación del periodo fundamental del suelo y la caracterización de los efectos de sitio. Fue propuesto originalmente por Nakamura (1989), quien planteó que la razón espectral entre las componentes horizontales y verticales de los microtemores, permite identificar de manera confiable la frecuencia fundamental de un sitio.

Este método se fundamenta en la suposición de que el movimiento vertical de los microtemores está menos influenciado por las condiciones locales del suelo y refleja principalmente la fuente de vibración, mientras que el movimiento horizontal contiene la respuesta del suelo. Al calcular la relación entre ambas componentes (H/V), se obtiene un espectro donde los picos principales representan la frecuencia fundamental de resonancia del suelo o de la estructura.

Figura 44.

Relación espectral horizontal/vertical (H/V)



Notas. Fuente Extraído de Geopsy

Se realizó el ensayo para la determinación de la relación espectral H/V del suelo, se utilizó velocímetros inalámbricos de banda ancha triaxiales de la marca Lunitek Sentinel GEO se ubicó en 4 puntos en la dirección longitudinal de la estructura del templo cada 150 metros aproximadamente para ver el periodo fundamental del suelo en la zona de la estructura del

templo de Taray, se registró las señales por un tiempo de 40 minutos, según las guías técnicas del proyecto europeo SESAME - Site Effects Assessment Using Ambient (2004)

Figura 45.

Ubicación de puntos registrados



Nota. Fuente Elaboración propia

Se realiza la estación de los velocímetros inalámbricos conectado a baterías portátiles para alimentación de energía, teniendo en cuenta la orientación norte del equipo, con una tecnología de transmisión de Wi-fi que envía datos en tiempo real a un servidor de donde se descarga la información registrada de las vibraciones ambientales en los tres ejes de N-S, E-O y vertical.

Figura 46.*Equipos utilizados para el ensayo de Nakamura**Nota.* Velocímetros de banda ancha, conectores y batería Fuente Elaboración propia**Figura 47.***Colocado y conexión de velocímetros**Nota.* Fuente propia

Se realizó el registro de señales y mediante la conexión Wi-fi se observó dichas señales en tiempo real.

Figura 48.

Registro de señales de vibración ambiental

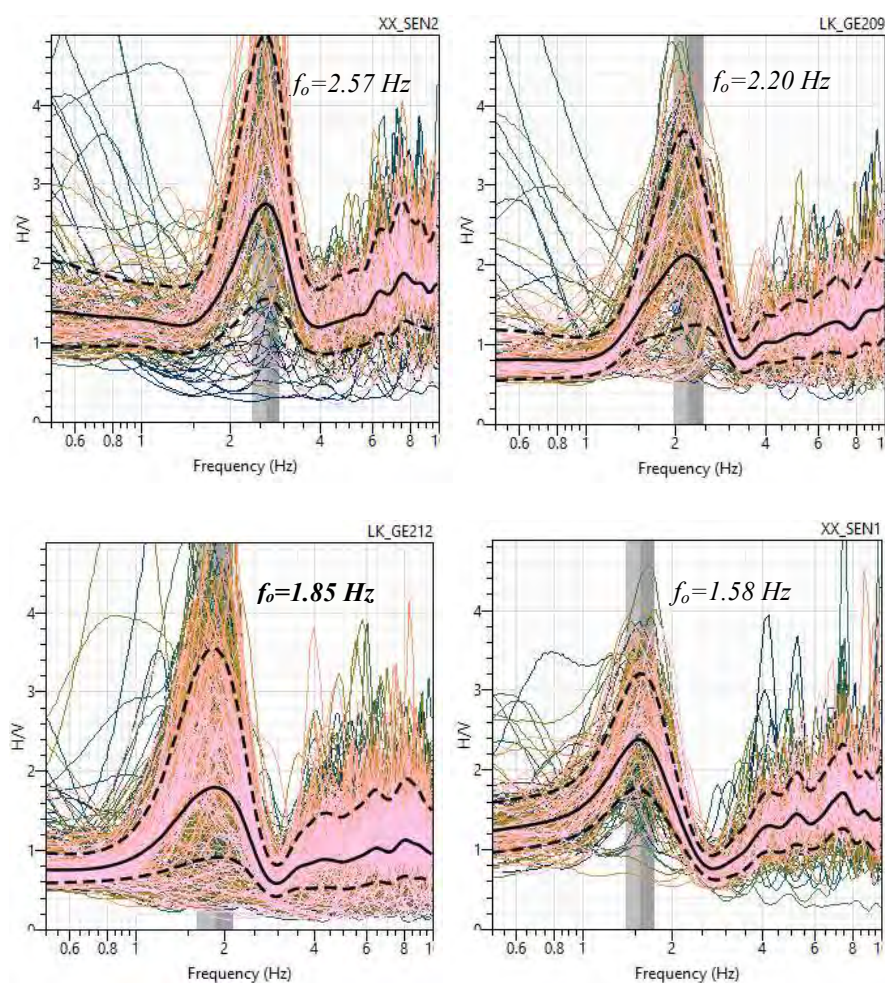


Nota. Fuente propia

Se realizó el procesamiento de los datos en el software Geopsy que nos permite ver las señales tomadas en el tiempo, se tomó todos los datos de inicio a fin, con un ventaneo a 20 segundos al 50% de solapamiento con un número de puntos de la transformada de Fourier nfft de 412 escogido automáticamente con el cual se obtuvo las siguientes frecuencias del suelo para cada punto entre un rango de 1.58 Hz a 2.57 Hz. En la Figura 49. se observa los gráficos de picos claros, estables y repetitivos, que corresponden a la frecuencia medida en el suelo y en la Tabla 7. nos muestra los valores numéricos de las frecuencias identificadas.

Figura 49.

Gráfico de relación H/V resultante del método de Nakamura



Nota. Gráfica de frecuencia & razón espectral de los cuatro puntos registrados. Fuente

Extraído de software Geopsy.

Tabla 7.

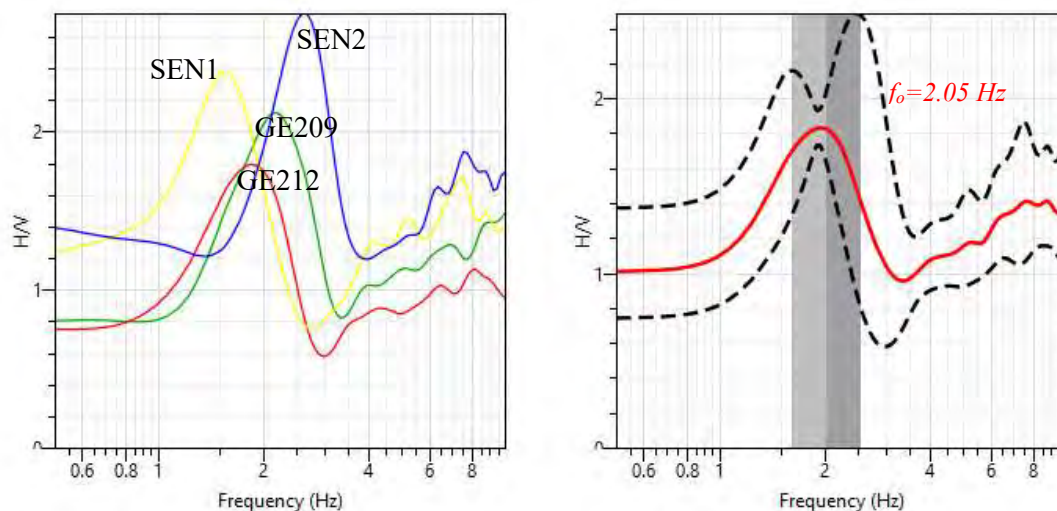
Periodo fundamental del suelo en sección longitudinal del templo

Punto	Sensor	Coordenadas UTM		Frecuencia f_o (Hz)	Periodo T_o (s)
		ESTE	NORTE		
1	SEN2	189465	8513450	2.57	0.39
2	GE209	189473	8513597	2.20	0.45
3	GE212	189491	8513770	1.85	0.54
4	SEN1	189495	8513941	1.58	0.63

Se observa en la siguiente imagen gráficos resumen HVSR (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio) que muestran la relación espectral H/V (cociente entre componentes horizontales y la vertical) y frecuencias del suelo en diferentes puntos.

Figura 50.

Resumen gráfico de los espectros H/V de los puntos medidos



Nota. Fuente propia

Las líneas que se muestran corresponden a cada estación tomada, nos muestra todas las curvas HVSR individuales obtenidas en cada sitio se ve la diferencia en la amplitud sin embargo las curvas tienden a concentrarse alrededor de una misma zona de frecuencia. La línea negra gruesa representa la curva HVSR promedio de todas las ventanas procesadas. Las líneas punteadas representan los límites de variabilidad (intervalo de confianza o desviación estándar), mostrando cuán estables son los resultados. La banda gris resalta el rango de frecuencia donde aparece el pico principal, en este caso alrededor de 2.05 Hz.

El efecto de resonancia puede causar daños incluso en zonas de baja sismicidad, por lo que se evaluó este riesgo mediante el método de Nakamura. Teniendo el periodo fundamental de resonancia del suelo de 0.50 s y el periodo fundamental de la estructura de 0.31 s, en tanto no hay efecto de resonancia y amplificación de la vibración de la estructura del templo.

4.4. Implementación de modelo numérico de la estructura

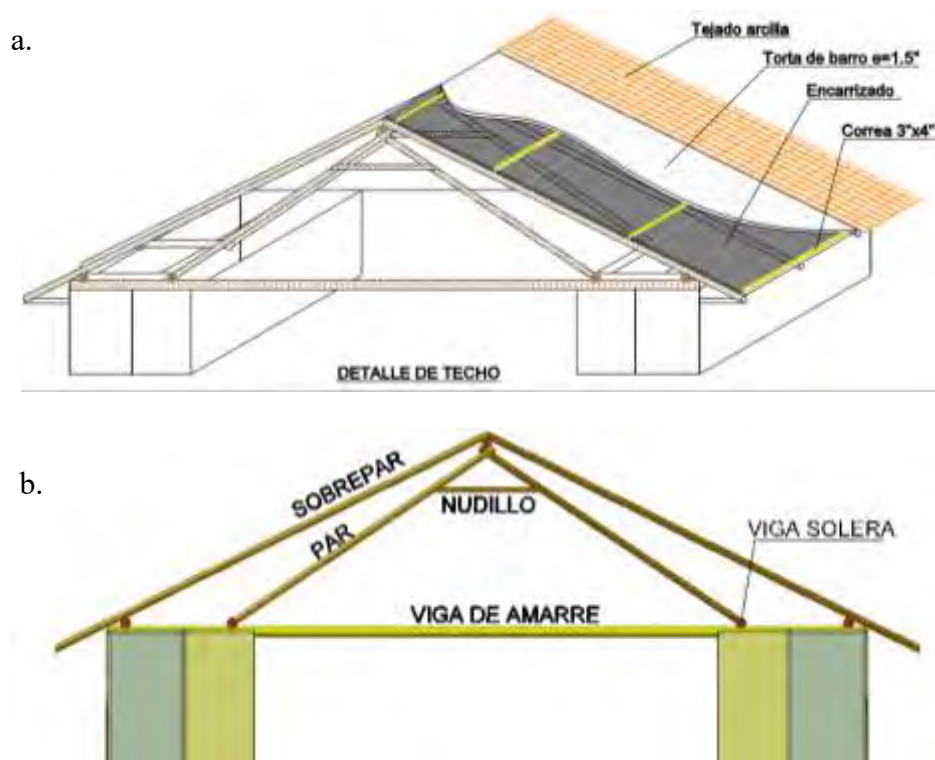
Se creó un modelo de elementos finitos utilizando el software de análisis de elementos finitos DIANA para realizar el análisis modal de la estructura del templo y obtener las propiedades dinámicas de la estructura.

4.4.1. Estructura techo del templo

El techo del templo en la nave y presbiterio está compuesto por una estructura de madera del sistema de sobrepar y par nudillo apoyadas sobre la viga solera (arrocabes), soportan las cargas de los componentes de toda el área del techo conformado por listones de madera distribuidas como correas para el soporte del encarrizado y la torta de barro que sirve como mortero para la adherencia de las unidades de teja de arcilla cocida.

Figura 51.

Sistema sobre par y par nudillo



Nota. estructura del techo apoyada sobre muros del cuerpo principal del templo. Fuente

Elaboración propia

Figura 52.

Sistema de techo par nudillo



Nota. Tipo de estructura para baptisterio, sacristía y contrasacristía Fuente Elaboración propia

Metrado de cargas de techo

Se considera cada elemento que conforma el techo, a continuación se muestra en la Tabla 8 el metrado de cargas del techo.

Tabla 8.

Metrado de cargas del techo nave y presbiterio sobre par

Componente	Peso/ área (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Carga distribuida (kg/m)
Tejado	39.90	0.70	27.93
Mortero de barro	64.00	0.70	44.80
Correas	5.60	0.70	3.92
Sobre par	17.60	1.00	17.60
Encarrizado	5.00	0.70	3.50
Total			97.75

Tabla 9.

Metrado de cargas del techo nave y presbiterio par y nudillo

Componente	kg/m ²	Ancho tributario (m)	Carga distribuida (kg/m)
Cielorraso	25.00	0.70	17.50
Par nudillo	17.60	1.00	17.60
Total			35.10

Tabla 10.

Metrado de cargas del techo para sacristía, contra sacristía y baptisterio par y nudillo

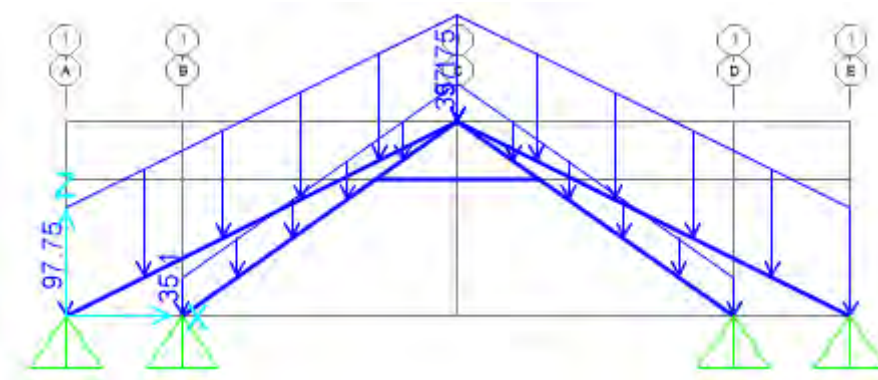
Componente	kg/m ²	Ancho tributario (m)	Carga distribuida (kg/m)
Tejado	39.90	0.70	27.93
Mortero de barro	64.00	0.70	44.80
Correas	5.60	0.70	3.92
Par nudillo	17.60	1.00	17.60
Encarrizado	5.00	0.70	3.50
Cielorraso	25.00	0.70	17.50
Total			115.25

Tanto el techo en la nave y presbiterio son de sobre par y par nudillo, la sacristía, contra sacristía y baptisterio son del sistema de par y nudillo; distribuidos cada 0.70 m sobre los muros de adobe, cuyos pares y sobrepares son de 8" y nudillos de 6" de madera eucalipto. Los cuales soportan la cobertura de techo y transmiten las cargas a los muros.

Se realiza un modelo de la estructura del elemento par nudillo en el software SAP 2000 (2025) para determinar las reacciones en los apoyos que serán considerados como cargas del techo en el modelo numérico desarrollado en DIANA para el análisis de la estructura.

Figura 53.

Modelado y asignación de cargas para techo de la nave y presbiterio

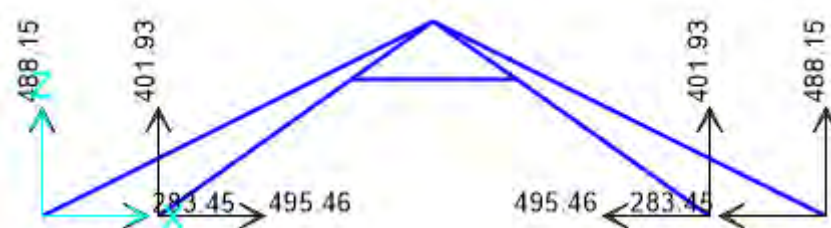


Nota. Fuente elaborado en SAP 2000

En la Figura 54. se muestra las reacciones en cada sobre par y par-nudillo.

Figura 54.

Reacciones de techo en la nave y presbiterio



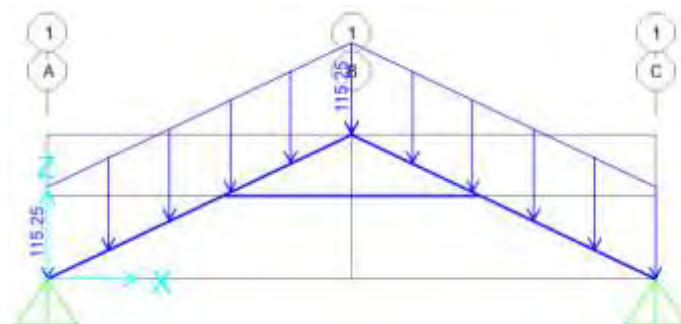
Nota. Fuente elaborado en SAP 2000

Se considera la carga en el área de los muros donde descansan los pares y sobrepares, como una carga distribuida sobre el área del muro, como $401.93 \times 1.25 \times 9.81 = 4928.67 \text{ N/m}^2$.

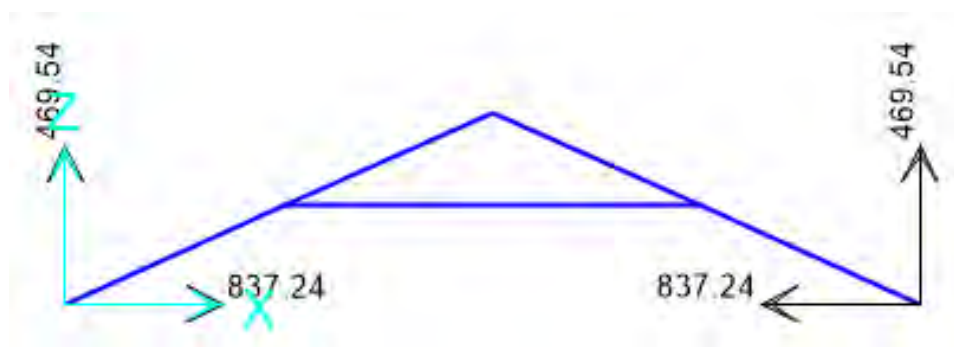
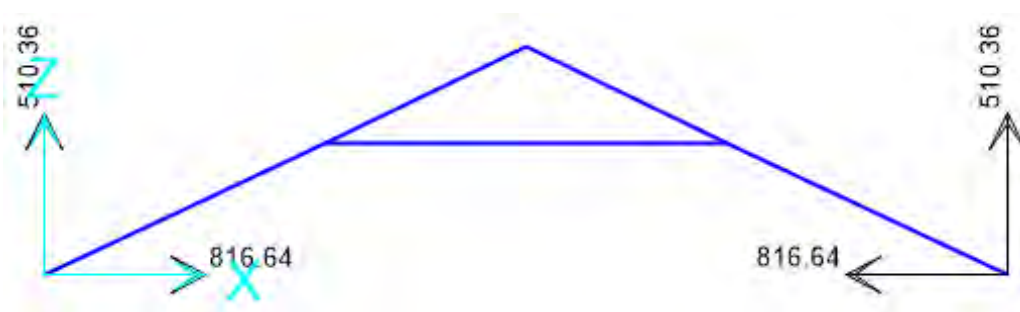
Se realizó el modelo de par y nudillo de los techos correspondientes a la sacristía, contra sacristía y baptisterio y se procede a determinar las reacciones en los apoyos, en la figura 56 se muestra las cargas en los apoyos correspondientes a la sacristía y en la figura 57 se tiene las cargas determinadas para la contra sacristía y baptisterio.

Figura 55.

Modelado y asignación de cargas para sacristía, contra sacristía y baptisterio



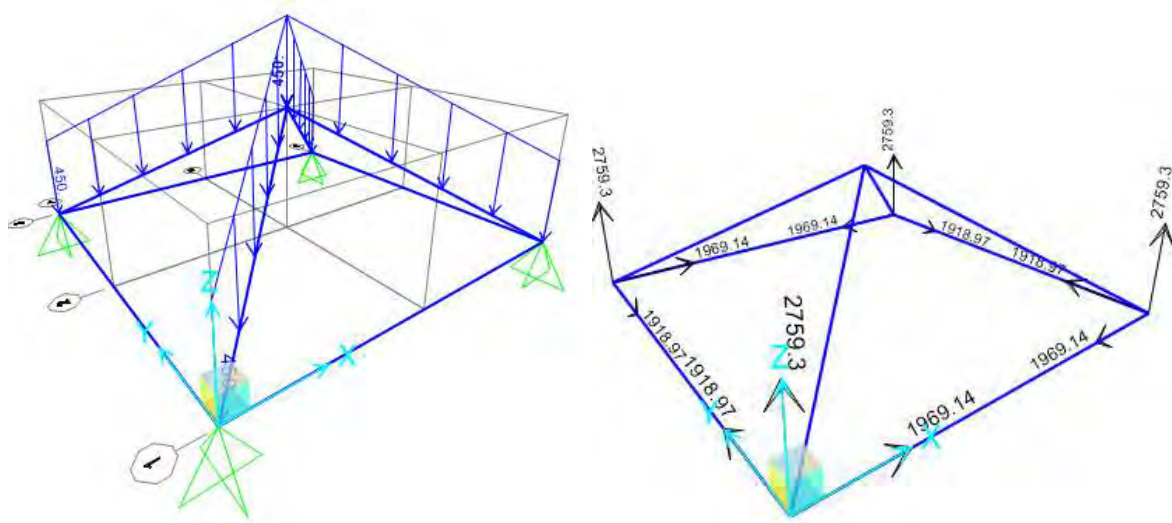
Nota. Fuente elaborado en SAP 2000

Figura 56.*Reacciones de techo en la sacristía**Nota.* Fuente elaborado en SAP 2000**Figura 57.***Reacciones de techo en la contra sacristía y el baptisterio**Nota.* Fuente elaborado en SAP 2000

Para el caso del techo de la torre tiene una configuración estructural a cuatro aguas tal como muestra en la figura 58 de la misma forma se realiza la asignación de cargas y determinación de las reacciones en los apoyos para considerar las cargas de techo en el análisis de la estructura.

Figura 58.

Cargas de techo en torre y reacciones de techo en la torre

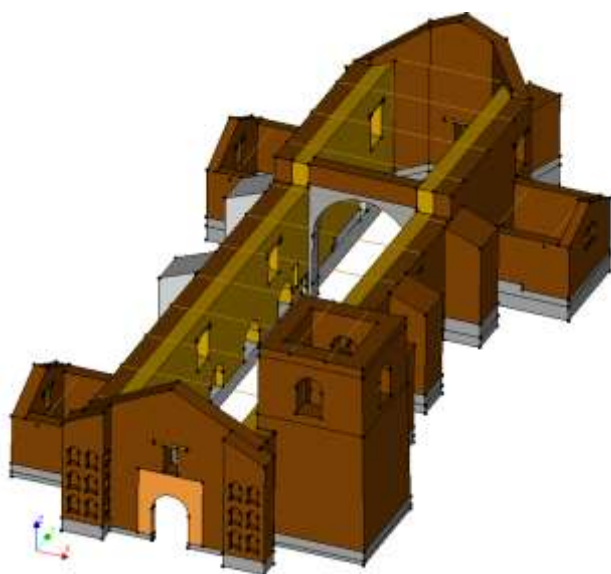


Nota. Fuente elaborado en SAP 2000 (2025)

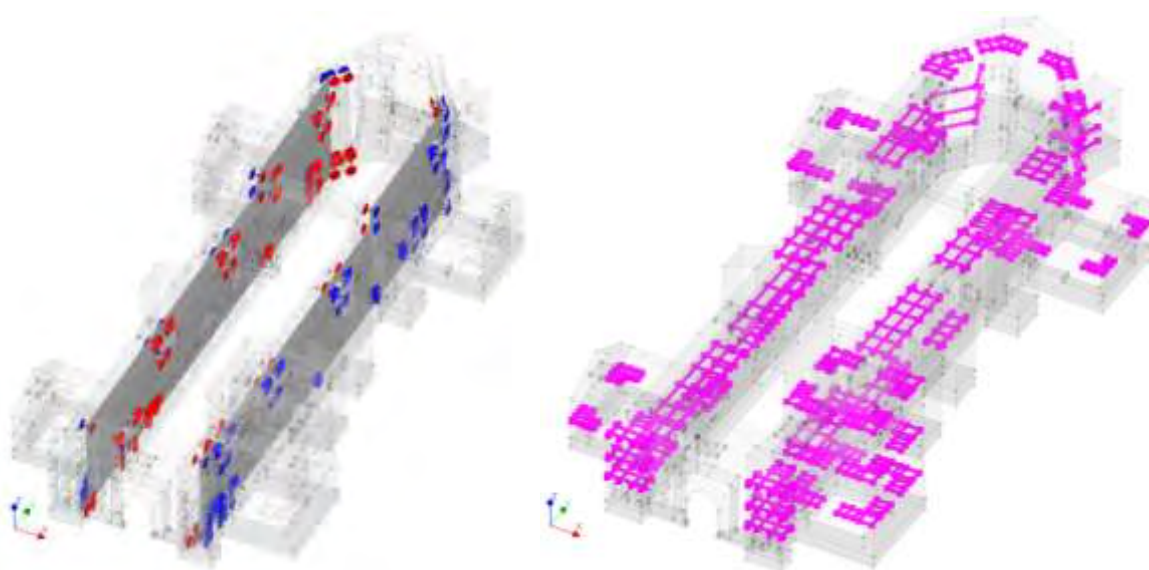
El techo de madera de la nave principal y las capillas externas están apoyadas en el muro y están conectadas con los muros mediante conexiones de fricción, en tanto, los techos no se incluyeron en el modelo, sin embargo se consideró como una carga distribuida en la parte superior de los muros.

4.4.2. Importación del modelo CAD en el programa de análisis estructural

Se tiene el modelo 3D en CAD se realiza la importación al programa de análisis DIANA considerando el tipo de elemento de cada estructura, elemento solido 3D para muros, cimientos, contrafuertes, arco toral; y elemento tipo lineal para las vigas de amarre y llaves de madera.

Figura 59.*Geometría importada de AutoCAD a DIANA**Nota.* Fuente Propia**4.4.3. Llaves e interface de la estructura del templo**

Las llaves de madera actúan como arriostre entre los muros interior y exterior para que la estructura trabaje de manera conjunta y tenga un mejor comportamiento.

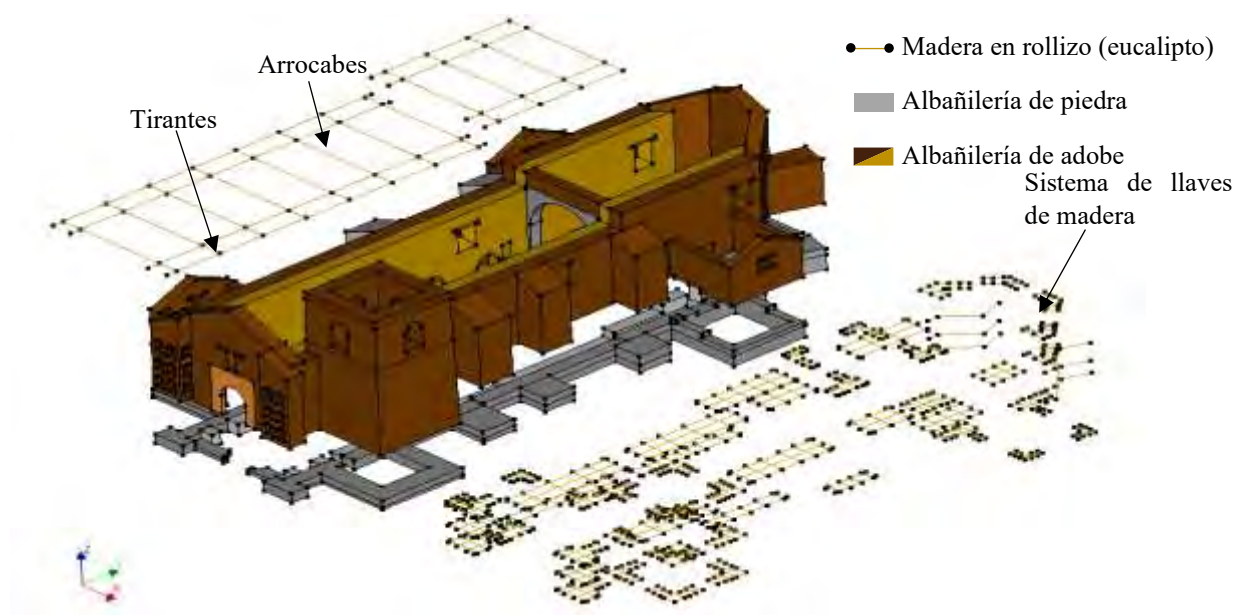
Figura 60.*Interface estructural entre muros y llaves de madera en la estructura**Nota.* Fuente Elaboración propia

4.4.4. Asignación de propiedades mecánicas, soportes y cargas

Se asignó propiedades mecánicas elásticas básicas de módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y densidad de los materiales de albañilería de adobe, piedra, ladrillo y elementos de madera dadas en el Tabla 4.

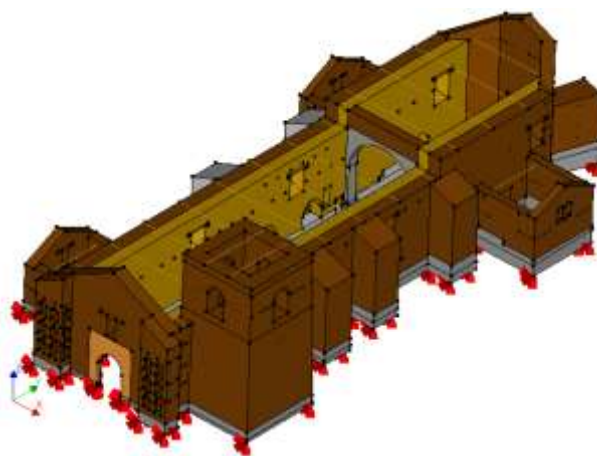
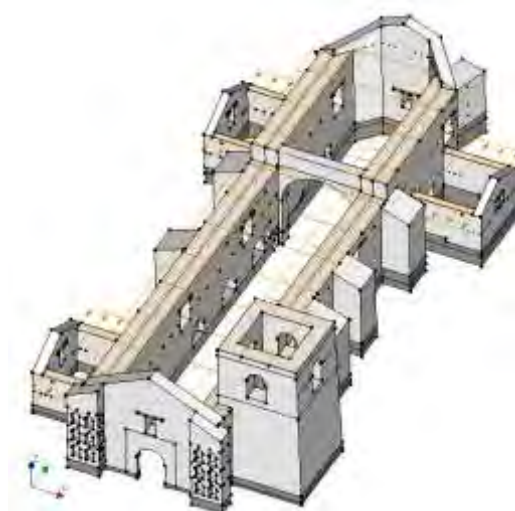
Figura 61.

Materiales conformantes de la estructura del templo



Nota. Elaboración propia

La definición de las condiciones de contorno para edificios históricos es difícil, sin embargo como las condiciones de contorno se aplican a los grados de libertad en los nodos para elementos tridimensionales de la base cuyos nodos tienen apoyo fijo, se proporciona una restricción fija en la base de la estructura.

Figura 62.*Asignación de soporte en la base de la estructura**Nota. Fuente Elaboración propia***Figura 63.***Asignación de cargas de techo en la estructura**Nota. Fuente Elaboración propia*

4.4.5. Discretización del modelo (Mesh)

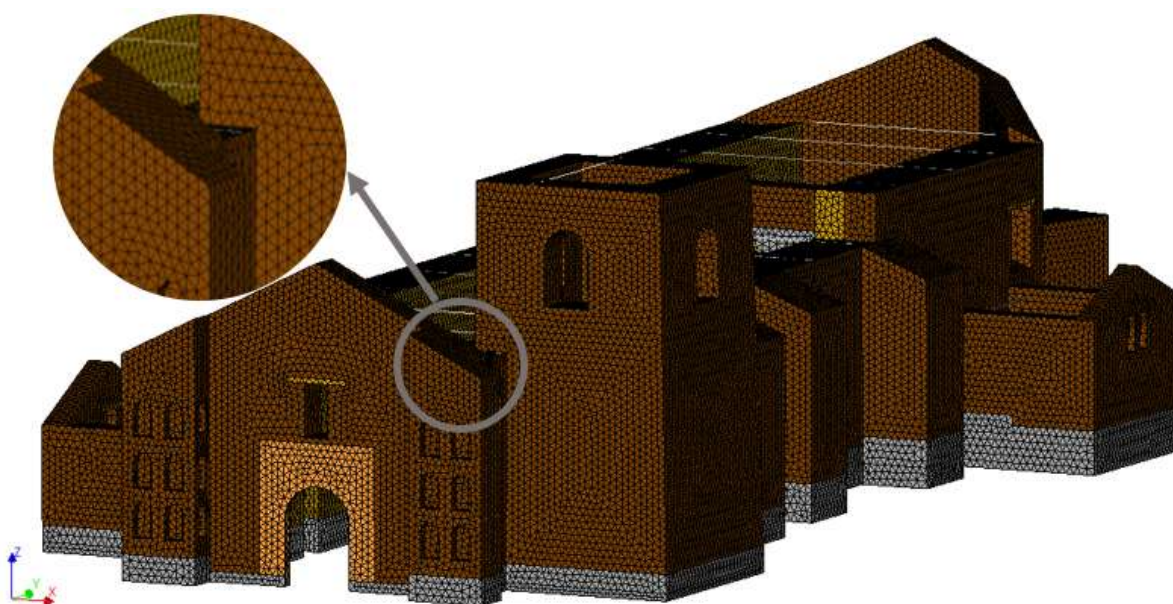
La forma y el tamaño de elementos incide de forma importante en la solución, se requiere tomar un adecuado balance tanto en precisión (mallas finas) y la utilización de recursos computacionales (tiempo de cálculo) en particular si se realiza un análisis estático no lineal. Se ha visto en estructuras históricas grandes encontrar de 500000 a 1 millón de grados

de libertad que convierte al análisis no lineal un proceso largo y exigente (Lourenço & Pereira, 2020).

Es recomendable que la dimensión de un elemento sea aproximadamente de 10 a 30 cm para obtener un resultado de apropiado nivel de refinamiento de malla. (Atamturktur et al., 2012 citado en Lourenço & Pereira, 2020). Se puede usar mallas de mayor tamaño en las zonas donde el gradiente de esfuerzos y deformaciones es bajo, y aplicar una malla más fina en las áreas donde este gradiente es alto. Se realizó el mallado en elementos tetraédricos de 30 cm de tamaño obteniendo un total de 1 196 822 elementos.

Figura 64.

Mallado de los elementos del modelo



Nota. Fuente Elaboración propia

4.5. Calibración del modelo numérico

4.5.1. Análisis de sensibilidad

Se realizaron análisis de sensibilidad para identificar los parámetros que tienen mayor influencia en la caracterización dinámica de la estructura del templo, los cuales se enfocan principalmente en las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones de contorno

asociados a la estructura del templo, en este caso la interface estructural entre los muros de la nave y cuerpo principal de la estructura del templo por la existencia de junta estructural por diferencia de tiempos de construcción. Para el análisis de sensibilidad se utilizó los valores iniciales de las propiedades lineales de los materiales dados en la tabla 4. Se realizó modelos numéricos considerando todos los elementos estructurales así como los tirantes, los arrocabes sobre muro, los dinteles de madera en cada vano y el sistema de llaves de la estructura.

Se realiza el análisis de sensibilidad de elementos de interface estructural entre las superficies de contacto del muro interior y exterior los cuales simulan la interacción de la junta de construcción entre ambos muros, amarradas mediante sistema de llaves de madera de rollizo de eucalipto. Este análisis de sensibilidad de la interface de parámetros elásticos de rigidez normal y cortante definimos los siguientes valores, optimizando según aproximación al modelo experimental tal como se realiza en la investigación de Oré & Suárez (2021) y Karanikoloudis & Lourenço (2018) . En la tabla 11 se muestra los valores a considerar donde se mantiene constante la rigidez normal y se varía la rigidez cortante aumentando el valor. En la tabla 12 se tiene valores de frecuencias numéricas y los FMAC (escala de frecuencia con representación MAC-criterio de correlación modal) para cada modelo.

Tabla 11.

Modelos combinados para rigidez cortante de la interface

Modelo	Rigidez Normal (N/mm³)	Rigidez Cortante (N/mm³)
Modelo 1	100000	0.08
Modelo 2	100000	1
Modelo 3	100000	1000
Modelo 4	100000	100000

Tabla 12.

Valores de las frecuencias de modelos con variación de rigidez en interfaces

Modo	f_{exp}	Modelo M1		Modelo M2		Modelo M3		Modelo M4	
		f_{num}	FMAC	f_{num}	FMAC	f_{num}	FMAC	f_{num}	FMAC
1	3.23	3.20	0.86	3.25	0.85	3.26	0.84	3.26	0.84
2	3.39	3.36	0.52	3.38	0.48	3.38	0.48	3.38	0.48
3	3.75	3.72	0.84	3.85	0.81	3.87	0.80	3.87	0.80
4	5.05	5.12	0.32	5.29	0.28	5.32	0.27	5.32	0.27

Nota. f_{exp} es la frecuencia experimental y f_{num} es la frecuencia numérica.

El modelo M1 presenta mayor correlación dado por el FMAC, la variación entre frecuencia experimental y frecuencia numérica es baja, se observa un comportamiento coherente entre muros debido a la interface estructural; para considerar la sensibilidad de la rigidez normal también se toma los valores siguientes, considerando la rigidez cortante constante de 0.08 N/mm^3 .

Tabla 13.

Combinación de valores de rigidez normal del elemento de interface

Modelo	Rigidez Normal (N/mm^3)	Rigidez Cortante (N/mm^3)
Combinación A	1	0.08
Combinación B	1000	0.08
Combinación C	100000	0.08

Tabla 14.

Valores de frecuencias de modelos en elementos de interface con rigidez normal óptimo

Modo	f_{exp}	Combinación A		Combinación B		Combinación C	
		f_{num}	FMAC	f_{num}	FMAC	f_{num}	FMAC
1	3.23	3.20	0.85	3.25	0.85	3.20	0.86
2	3.39	3.36	0.51	3.38	0.51	3.36	0.52
3	3.75	3.72	0.83	3.85	0.83	3.72	0.84
4	5.05	5.12	0.31	5.29	0.31	5.12	0.32

En estas combinaciones no hay variación significativa en la correlación FMAC utilizando los valores dados de rigidez normal del elemento de interface. Para el modelo numérico se utiliza la combinación C.

Se utilizan los siguientes valores finales de la rigidez normal y cortante de los elementos de interface de 1000000 N/mm^3 y 0.08 N/mm^3 respectivamente.

También se evaluó la sensibilidad de las propiedades mecánicas de la albañilería de adobe y albañilería de piedra, se observa que la albañilería de adobe tiene mayor influencia en el comportamiento de la estructura debido a que en su totalidad la estructura es de albañilería de adobe. Se tiene la siguiente tabla de identificación de sensibilidad en el modelo según valores del módulo de elasticidad de albañilerías y densidad de albañilería de adobe.

Tabla 15.

Identificación de sensibilidad de propiedades mecánicas de materiales

Propiedades del material	Valor inicial	Incremento en 10%	$f_1(\text{Hz})$	$f_2(\text{Hz})$	$f_3(\text{Hz})$	$f_4(\text{Hz})$
		Modelo inicial	3.20	3.36	3.72	5.12
E alb adobe (MPa)	350	385	3.34	3.52	3.87	5.31
ρ alb adobe (Kg/m^3)	1510	1661	3.07	3.22	3.58	4.92
E alb piedra SC (MPa)	1800	1980	3.20	3.37	3.73	5.13
E alb piedra CF (MPa)	1800	1980	3.20	3.36	3.73	5.14

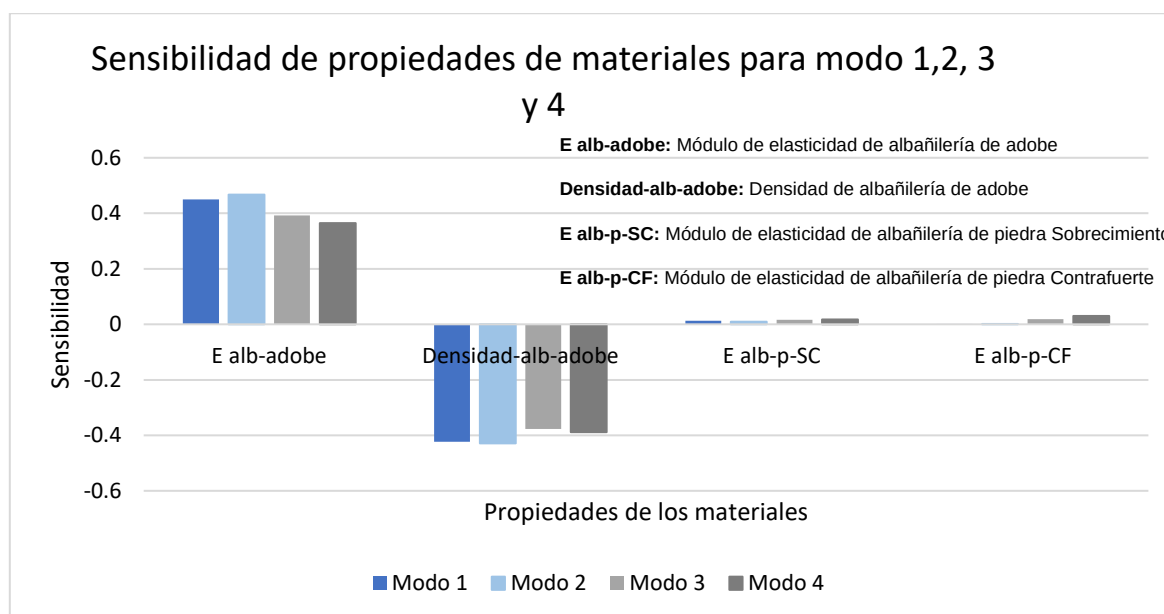
Nota. La presente tabla se observa los resultados del análisis de valores propios de la estructura considerando un incremento de 10% del valor inicial de cada propiedad mecánica dada, el cual se tiene como resultado las frecuencias numéricas para cada modo y comparando los valores numéricos de frecuencia con los del modelo inicial, existe una variación diferenciable cuando se incrementa el valor de las propiedades de Modulo de elasticidad y densidad de la albañilería de adobe. (E alb adobe, ρ alb adobe, E alb piedra SC y E alb piedra CF son módulo de elasticidad de la albañilería de adobe, densidad de la albañilería de adobe, módulo de elasticidad de la albañilería de piedra de

cimiento/sobrecimiento y módulo de elasticidad de la albañilería de piedra de contrafuerte respectivamente).

Se observa en la figura 65 que al aumentar el valor del módulo de elasticidad del material en un 10 %, hay una variación positiva diferenciable en términos de valor de frecuencias de cada modo de vibración y si se varía la densidad de la albañilería de adobe, también existe una variación negativa, comparado con la sensibilidad del módulo de elasticidad de albañilería de piedra que es mínimo, tanto la albañilería correspondiente a sobrecimientos y contrafuertes. En tanto se asume la sensibilidad del material de albañilería de adobe el cual se varía para la calibración del modelo numérico de la estructura del templo.

Figura 65.

Sensibilidad en propiedades mecánicas de material



Nota. Sensibilidad de cada propiedad mecánica de material, el módulo de elasticidad y densidad de la albañilería de adobe son parámetros sensibles en cuanto a la influencia en valores numéricos de la frecuencia de la estructura del templo. Fuente Elaboración propia

4.5.2. Calibración del modelo numérico

Se realizó el análisis modal considerando la sensibilidad de módulo de elasticidad y la densidad de la albañilería de adobe, se consideran los valores que tienen menor variación con respecto a los valores experimentales para realizar la comparación en base a la escala de frecuencia con representación de criterio de correlación modal FMAC que nos muestra la correspondencia entre el modelo experimental y el modelo numérico. En la Tabla 16. se muestra la calibración con valores del indicador FMAC del proceso de calibración.

Tabla 16.

Frecuencias numéricas del proceso de calibración

	E (MPa)	D (Kg/m³)	Modo 1 f1 (Hz)	error %	FMAC	Modo 2 f2 (Hz)	% error	FMAC	Modo 3 f3 (Hz)	error %	FMAC	Modo 4 f4 (Hz)	error %	FMAC
Nº	Modo experimental	fexp	f1=			f2=			f3=			f4=		
			3.23	Hz		3.39	Hz		3.75	Hz		5.05	Hz	
1	350	1510	3.20	0.89%	0.86	3.36	0.77%	0.52	3.73	0.66%	0.84	5.13	-1.51%	0.32
2	360	1510	3.24	-0.41%	0.87	3.41	-0.58%	0.53	3.77	-0.50%	0.85	5.18	-2.60%	0.31
3	350	1600	3.12	3.46%	0.81	3.28	3.37%	0.49	3.64	2.93%	0.80	5.01	0.89%	0.32
4	360	1600	3.16	2.19%	0.83	3.32	2.06%	0.51	3.68	1.82%	0.82	5.06	-0.17%	0.33
5	370	1600	3.20	0.95%	0.85	3.36	0.77%	0.53	3.72	0.72%	0.84	5.11	-1.21%	0.33
6	370	1700	3.11	3.64%	0.81	3.27	3.50%	0.50	3.63	3.14%	0.80	4.98	1.32%	0.32
7	380	1700	3.15	2.45%	0.83	3.31	2.26%	0.51	3.67	2.09%	0.82	5.03	0.32%	0.33

Nota. Iteraciones de los modelos numéricos, combinando valores del módulo de elasticidad y densidad de la albañilería de adobe para tomar la combinación óptima en cuanto a la respuesta en forma modal y valor de frecuencia aproximada a lo identificado experimentalmente; muestra los valores de correlación modal, con el cual escogemos el modelo que mejor representación tiene.

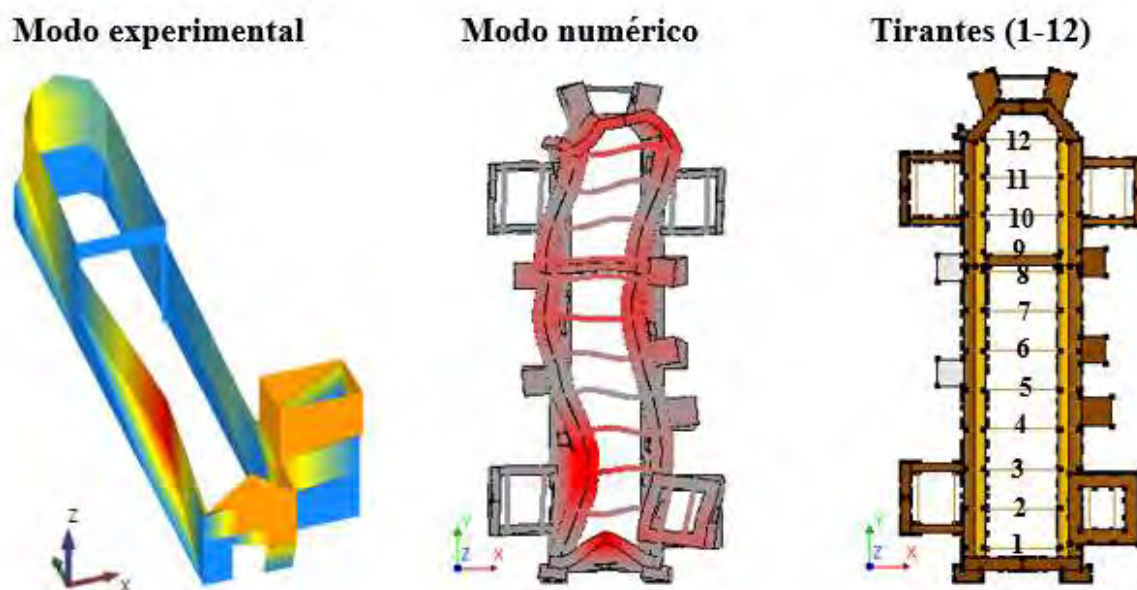
El modelo que proporcionó una mejor correlación tanto de las frecuencias naturales como de las formas modales después de la optimización de valores de módulo de elasticidad y densidad de la albañilería de adobe, que posee menor error en cuanto a la variabilidad de las frecuencias numéricas y experimentales corresponde al modelo N°2.

Se realiza una optimización mediante las condiciones de arriostre de los tirantes de madera presentes en la estructura del templo según la forma modal 4 identificado

experimentalmente que se mostró anteriormente en la Figura 43, se observa que los vectores modales forman curvas de segundo orden en el cuerpo principal de la estructura, induciendo a interpretar que en dichas zonas donde están ubicadas los tirantes 3-6 y 11-12 (ver figura 66).

Figura 66.

Ubicación y numeración de los tirantes para optimización



Nota., Fuente propia.

En el modo 4 experimental existe una mayor deformación en las ubicaciones de los tirantes 3-6 y 11-12 por tanto se reduce el módulo de elasticidad de los tirantes mencionados tal como se expresa numéricamente en la Tabla 17, tomando módulo de elasticidad en flexión de madera según la investigación de Karanikoloudis & Lourenço (2018), tomando valor más bajo de $E = 7800 \text{ MPa}$ y valor más alto de $E = 10700 \text{ MPa}$.

Tabla 17.

Valores de FMAC de la calibración del modelo numérico por elemento tirante

Modelo	Tirante (TRT)	Modo 1		Modo 2		Modo 3		Modo 4	
	Modulo de elasticidad y densidad de madera	f1 (Hz)	FMAC	f2 (Hz)	FMAC	f3 (Hz)	FMAC	f4 (Hz)	FMAC
N1	E=10700 MPa	3.24	0.87	3.41	0.53	3.77	0.84	5.19	0.30
N2	E=7800 MPa	3.24	0.87	3.40	0.53	3.76	0.85	5.14	0.35
N3	E=7800 MPa (3-6, 11-12)	3.24	0.87	3.40	0.54	3.76	0.85	5.15	0.36
N4	E=7800 MPa (3-4)	3.24	0.87	3.40	0.53	3.76	0.85	5.16	0.35
N5	E=10700 MPa, D=470 Kg/m ³	3.24	0.87	3.40	0.53	3.76	0.85	5.18	0.30
N6	E=7800 MPa, D=470 Kg/m ³	3.24	0.87	3.40	0.53	3.76	0.85	5.15	0.35
N7	E=7800 MPa (3-6, 11-12), D=470 Kg/m ³	3.24	0.87	3.40	0.54	3.76	0.85	5.16	0.36
N8	E=7800 MPa (3-4), D=470 Kg/m ³	3.24	0.87	3.40	0.53	3.76	0.85	5.16	0.35

Nota. Optimización del modelo considerando diferentes valores de propiedades para los tirantes de madera, disminuyendo rigidez en las zonas de mayor deformación.

En el modelo numérico N3, nos muestra mayor correlación entre modos numéricos y experimentales, la variación entre estos modelos es mínima. Los valores del modelo numérico optimizado son los siguientes que se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18.

Valores de las propiedades de los materiales del modelo numérico calibrado

Material	Peso específico (Kg/m ³)	Módulo de elasticidad (MPa)	Relación de Poisson
Albañilería de adobe	1510	360	0.20
Albañilería de piedra	2100	1800	0.20
Albañilería de ladrillo	1800	1200	0.20
Madera	560	7800*/10000**	0.30

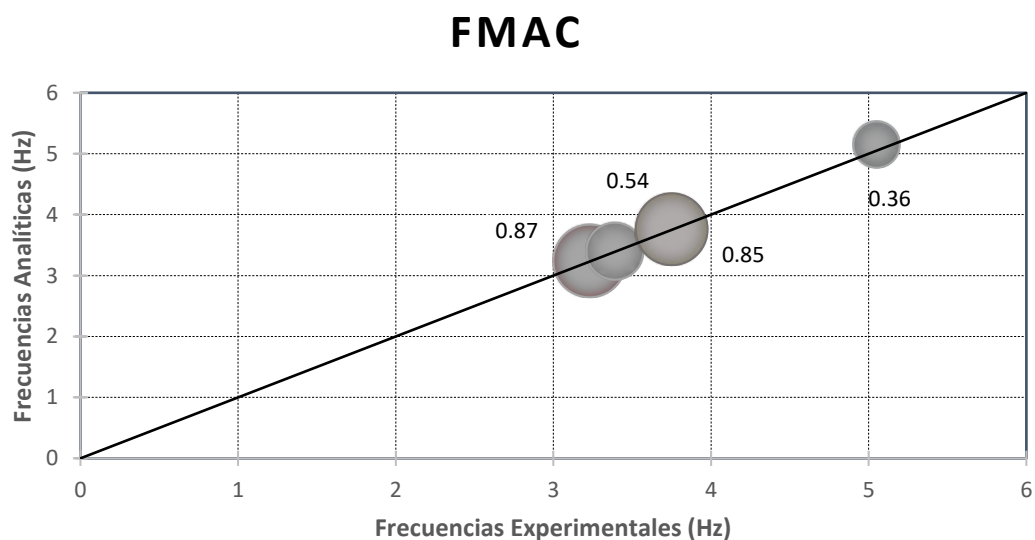
Nota. *valor de módulo de elasticidad para madera de tirantes 3-6 y 11-12, ** valor de módulo de elasticidad para madera del resto de tirantes.

En la Tabla 19 se muestra el resultado de la optimización del modelo numérico con los valores numéricos de frecuencias y modos calibrados para la estructura con sus respectivos valores de escala de frecuencia con representación MAC.

Tabla 19.*Frecuencias experimentales y numéricas finales*

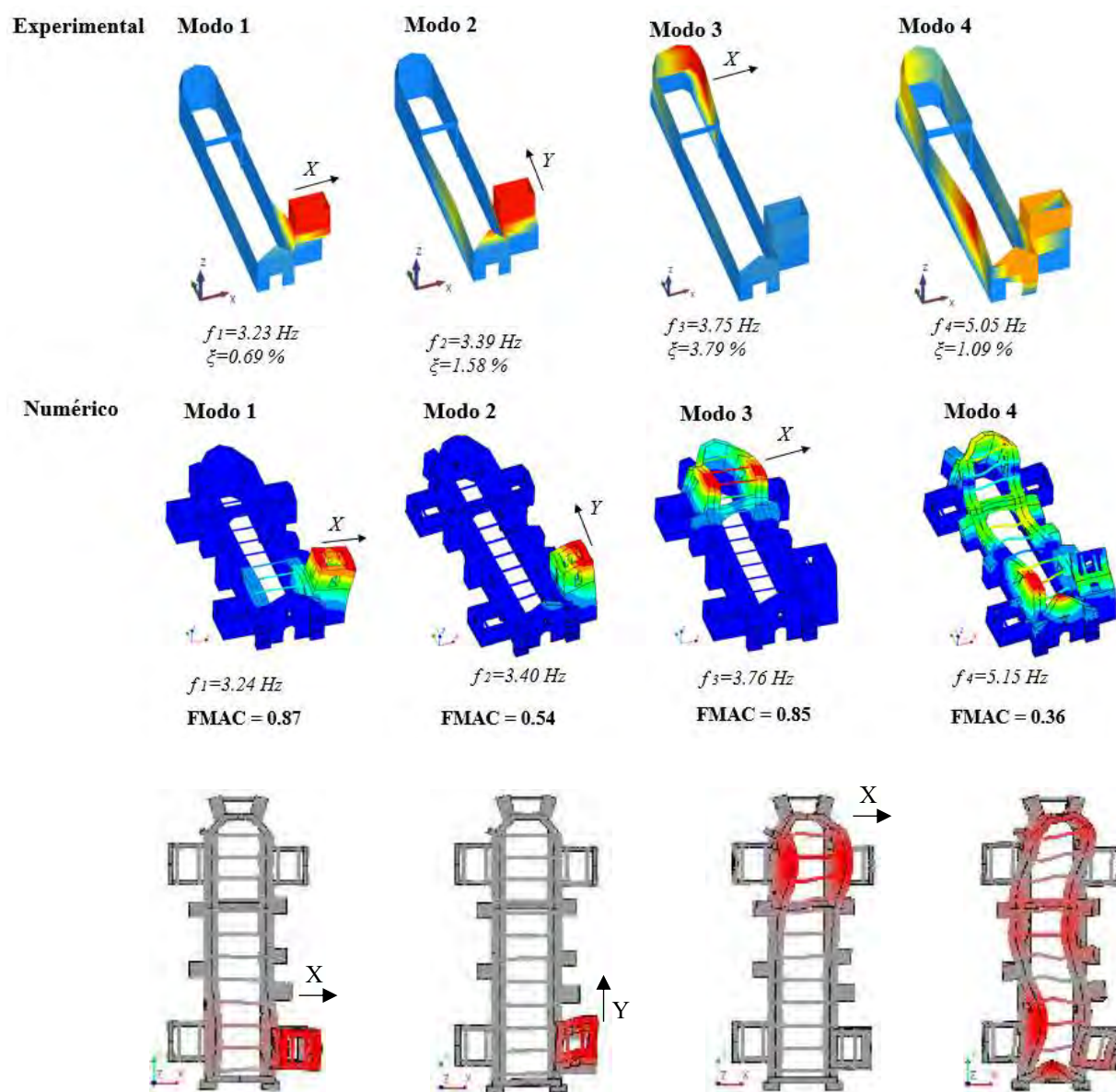
Modo	f_{exp} (Hz)	f_{num} (Hz)	Error (%)	FMAC
1	3.23	3.24	-0.31	0.87
2	3.39	3.40	-0.29	0.54
3	3.75	3.76	-0.27	0.85
4	5.05	5.15	-1.98	0.36

En la figura 67 se muestra la gráfica FMAC final para los modos de vibración del modelo numérico optimizado y los identificados en el ensayo experimental mediante la metodología del OMA.

Figura 67.*FMAC del modelo optimizado*

Nota. Elaboración propia

A continuación se muestra en la Figura 68. la respuesta dinámica obtenida experimentalmente y el modelo numérico optimizado.

Figura 68.*Comparación entre respuesta dinámica experimental y numérico**Nota. Elaboración propia*

CAPÍTULO V:

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

5.1. Capacidad sísmica mediante análisis estático no lineal

5.1.1. Análisis estático no lineal en la estructura del templo

El análisis estático no lineal es un método de análisis de estructuras para la evaluación sísmica, que consiste en el incremento de carga lateral a la estructura de manera proporcional a su masa, hasta alcanzar el punto de colapso, a través de este análisis, se pueden identificar las posibles fallas de la estructura, como el colapso de muros o la caída de elementos no estructurales y ver los patrones de agrietamiento. La albañilería de adobe tiene propiedades que varía en función a diferentes factores como las características del suelo con que estos se fabrican y la mano de obra empleada para construir las unidades de adobe y el muro (Lourenço & Pereira, 2020).

Las propiedades mecánicas de los materiales se obtuvieron a partir de recursos bibliográficos, se utilizaron relaciones en base a resultados publicados en Van Der Pluijm (1999), Lourenço (2009) y (Lourenço & Pereira, 2020), estos resultados son en base a diversos ensayos experimentales se considera la variabilidad real de las propiedades de los materiales, que en base a lo revisado en la literatura se encuentra en el rango de valores encontrados en diferentes investigaciones publicadas mencionadas en la Tabla 2 y Tabla 3.

No obstante, dado que en la presente investigación se hace el análisis de una estructura patrimonial del templo colonial Santa María Magdalena de Taray, no se puede extraer ejemplares de material con el que está construida el templo y ensayarlos en laboratorio, bajo esta limitante se ha realizado una caracterización dinámica con el objetivo de identificar las frecuencias de vibración de la estructura, formas modales y amortiguamiento utilizando la metodología OMA (Análisis Modal Operacional) de carácter no invasivo y no destructivo, que

no afecta la integridad de la estructura patrimonial, esta metodología se utiliza con frecuencia para caracterizar estructuras patrimoniales. Se ha desarrollado varias investigaciones en el mundo aplicando la metodología OMA, ya que ello nos permite calibrar el modelo numérico de la estructura mediante un módulo de elasticidad global y representativo de toda la estructura incluyendo condiciones de contorno, bajo la simplificación de enfoque de macro modelación.

El comportamiento no lineal de la albañilería de adobe se desarrolló mediante el modelo de Total Strain Crack Model implementada en DIANA; utilizado para materiales cuasi frágiles que describe el comportamiento de materiales como el concreto y la albañilería está basado en la deformación total; sigue un enfoque de fisura distribuida para representar la energía de fractura y ello significa que las grietas no se modelan como discontinuos reales, el daño se distribuye dentro del elemento finito y la rigidez del material disminuye progresivamente.

El modelo constitutivo de Total Strain Crack Model describe el esfuerzo como una función de la deformación, el esfuerzo se evalúa en la dirección dado por fisuras. Este modelo representa el proceso de fisuración, simula degradación de rigidez, controla la disipación de la energía mediante la energía de fractura y reproduce los patrones de agrietamiento en análisis no lineal. Representando de forma aproximada y real la capacidad sísmica de la estructura histórica. Según Lourenço et al. (2012), el modelo basado en la deformación total proporciona una buena estabilidad en cuanto al control de abertura de grietas y a un costo computacional moderado.

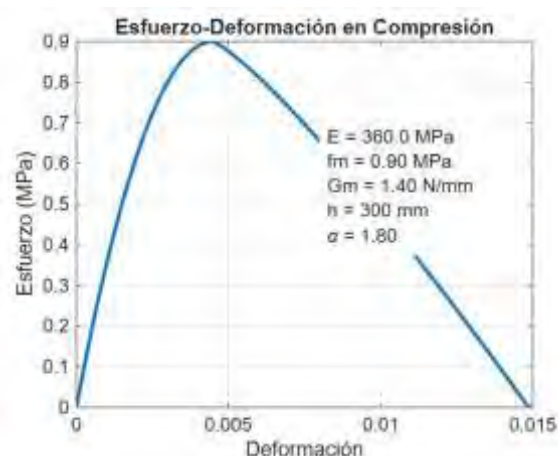
Utilizando leyes constitutivas a compresión y tracción de tendencia parabólica y exponencial respectivamente, como datos de entrada se tiene un grupo de propiedades mecánicas elásticas básicas que son el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson y el segundo grupo de propiedades que definen el comportamiento inelástico de tracción y compresión con resistencia a tracción f_t y resistencia a compresión f_m .

Ley constitutiva en compresión: El material en compresión presenta tres etapas la zona elástica ($0.30-0.40f_m$), zona no lineal que entra en endurecimiento parabólico donde el material continúa aumentando la resistencia con menor rigidez, después de alcanzar la resistencia de compresión f_m ocurre el aplastamiento parabólico en el que el material pierde resistencia y cuya área bajo la rama descendente representa la energía de fractura de compresión.

El módulo de elasticidad $E=360 \text{ MPa}$, la densidad de 1510 Kg/m^3 de la albañilería de adobe se obtuvo de la calibración del modelo numérico; la relación para la resistencia de compresión se tomó de los resultados publicados en Van Der Pluijm (1999) citado en Noel (2017) de $f_m=E/400$ igual a 0.9 MPa , la energía de fractura en compresión tomado de Lourenço (2009) $G_m=\mu f_m$ igual a 1.4 N/mm con $\mu=1.6 \text{ mm}$ para valores de resistencia a compresión menores a 12 MPa . En la siguiente figura 69 se muestra la curva esfuerzo-deformación en compresión con los valores de las propiedades no lineales a considerar en el análisis pushover del templo.

Figura 69.

Curva esfuerzo deformación en compresión



Nota. Curva parabólica esfuerzo deformación para el material de albañilería de adobe.

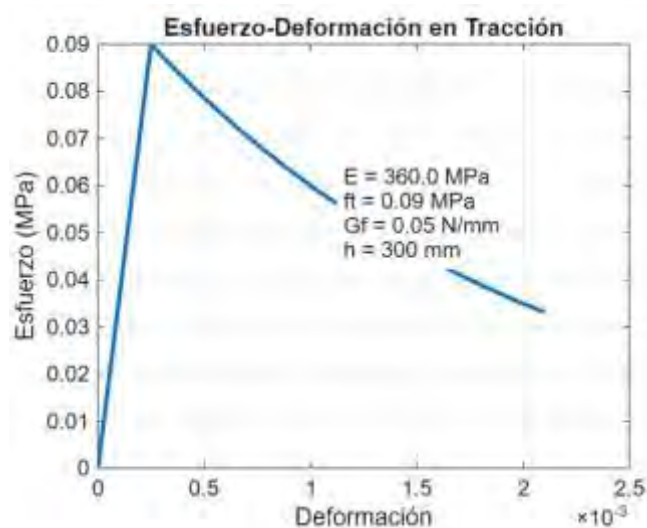
Ley constitutiva en tracción: Después del comportamiento elástico lineal el material entra en fisuración alcanzando la resistencia a tracción f_t el material inicia a perder resistencia y procede el ablandamiento (softening) siguiendo una curva de forma exponencial, cuya área bajo esta curva representa la energía de fractura a tracción necesaria para propagar una grieta.

En la investigación se considera los siguientes valores de las propiedades mecánicas de tracción de la albañilería de adobe y la gráfica tensión deformación representativa según los valores tomados en base al módulo de elasticidad equivalente que se obtuvo de la calibración del modelo numérico validado por el ensayo experimental de vibración ambiental.

Se tomó la resistencia a tracción de $f_t=0.1f_m$ igual a 0.09 MPa y energía de fractura de tracción $G_f=0.05$ N/mm sugeridos en Lourenço & Pereira (2020). La figura 70 muestra la curva esfuerzo-deformación en tracción con los valores de las propiedades no lineales a considerar en el análisis pushover del templo.

Figura 70.

Curva esfuerzo deformación en tracción



Nota. Curva exponencial esfuerzo deformación para el material de albañilería de adobe.

Se consideran las propiedades mecánicas lineales para albañilería de piedra, ladrillo y madera en el análisis pushover. La tabla 20. muestra el resumen de propiedades utilizadas en el análisis no lineal de la estructura del templo.

Tabla 20.

Propiedades elásticas e inelásticas de los materiales utilizados en el análisis pushover

Propiedad mecánica	Albañilería de adobe	Albañilería de piedra	Albañilería de ladrillo	Madera
ρ Peso específico (Kg/m ³)	1510	2100	1800	560
E Módulo de elasticidad (MPa)	360	1800	1200	10000
μ Relación de Poisson	0.20	0.20	0.20	0.30
f_m Resistencia a la compresión (MPa)	0.9	-	-	-
f_t Resistencia a tracción (MPa)	0.09	-	-	-
G_m Energía de fractura a compresión (N/mm)	1.44	-	-	-
G_t Energía de fractura a tracción (N/mm)	0.05	-	-	-

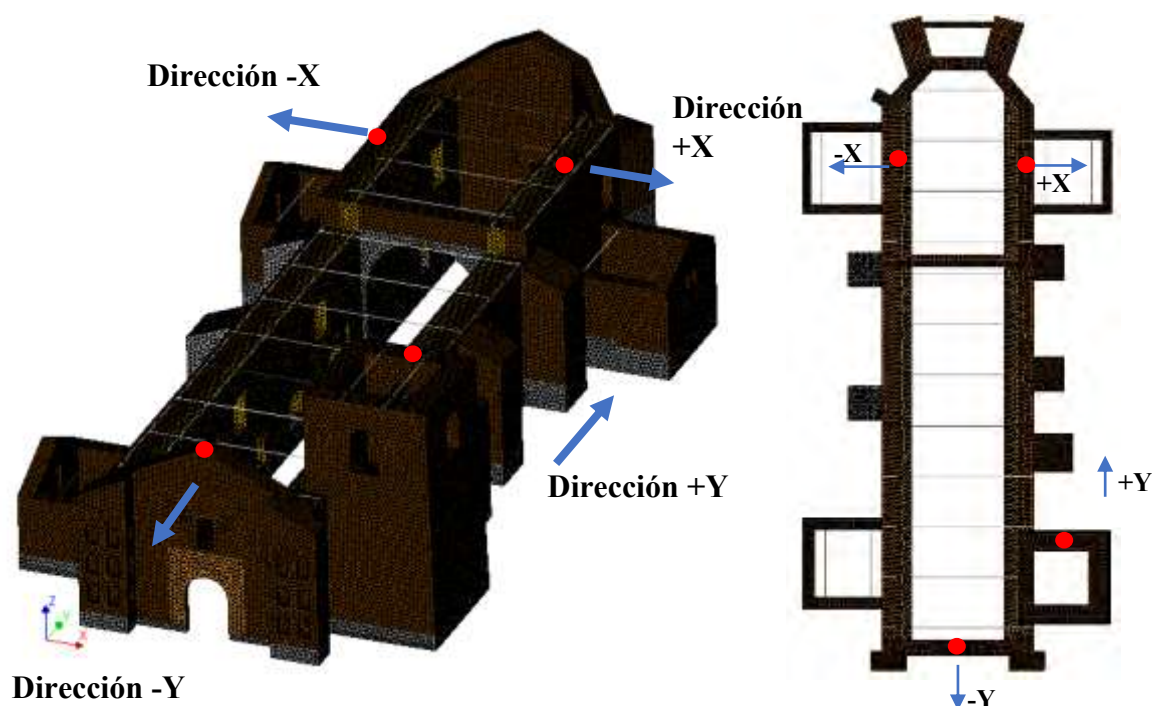
En Lourenço & Pereira (2020) se menciona que existen patrones diferentes de distribución lateral de la carga sísmica equivalente que influyen en los resultados del análisis; tales como cargas laterales distribuidas proporcional a la masa de la estructura, cargas laterales distribuidas proporcionales al primer modo de vibración o en general cargas laterales distribuidas proporcional a cada modo de vibración de la estructura. El desarrollo de varios estudios utilizando diferentes patrones de distribución de carga lateral; se compararon las respuestas en términos de la resistencia al corte máximo, donde el análisis estático no lineal con carga lateral distribuida proporcional a la masa se acerca mejor al determinado con el análisis dinámico no lineal, es decir, que en la estimación de la capacidad resistente la consideración como proporcional a la masa se aproxima mejor (Endo et al. 2015; Endo, Pelà y Roca 2016 citado por Lourenço & Pereira, 2020)

El análisis pushover se desarrolla en dos etapas de carga, primero se realiza la carga de peso propio de la estructura, luego se aplica una la carga lateral distribuida de aceleración equivalente horizontal proporcional a la masa de la estructura en las cuatro direcciones principales de X y Y (positivo y negativo) como se muestra en la figura 71.

Se realizó en análisis pushover mediante iteraciones y pasos de carga de 0.01g de 250 iteraciones por paso, mediante el método iterativo de Newton – Raphson y cerca del pico de capacidad máxima se utiliza el método de control de longitud de arco, con criterio de convergencia en energía con precisión de convergencia de 0.001.

Figura 71.

Direcciones de aplicación de carga lateral en el modelo numérico del templo



Nota. Direcciones +X, -X, +Y y -Y en el modelo numérico del templo de Santa María Magdalena, Fuente propia.

5.1.2. Curva de capacidad de la estructura y capacidad sísmica

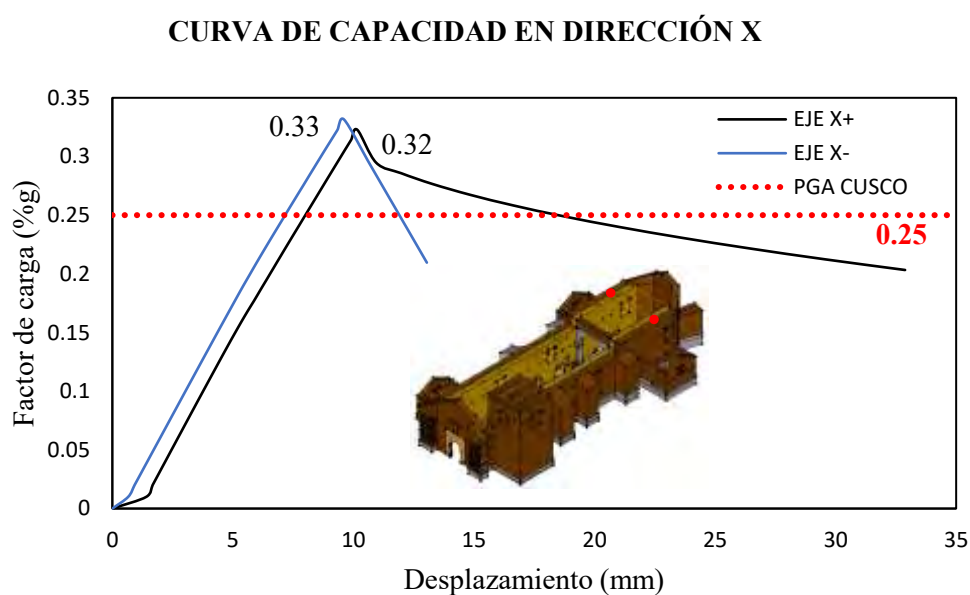
Dado la aplicación de las cargas laterales en las direcciones principales se tiene las curvas de capacidad en función de factor de carga (%g) y desplazamiento, fuerza cortante y

desplazamiento; los puntos de control de desplazamiento considerados para la curva de capacidad se ubicaron en los puntos de mayor desplazamiento para cada dirección, el nivel más alto del muro de la nave principal (+X y -X), punto alto en el muro de la fachada (-Y) y el punto más alto en el muro de la torre (+Y).

En la dirección X positivo el factor de carga encontrado es de 0.32g y la dirección X negativo el factor de carga encontrado es de 0.33g, en los puntos de control tomado en la Figura 71. En la Figura 72. se ve la curva de capacidad para esta dirección.

Figura 72.

Curva de capacidad de factor de carga para la dirección X

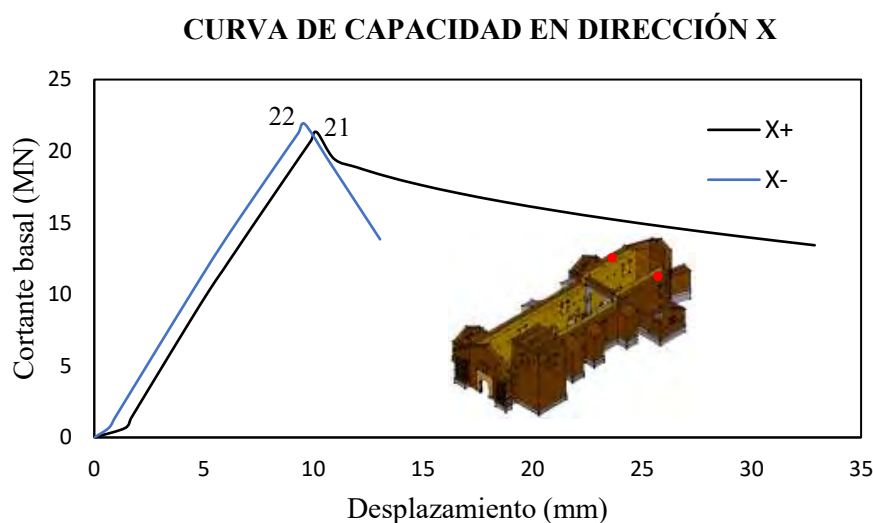


Nota. Fuente propia

En la dirección X presenta buena resistencia lateral, los factores de carga encontrados están por encima de la aceleración máxima de suelo según el anexo N° 2 de la Norma E.030 (2026) de zonificación sísmica, para la zona sísmica 2 Cusco de 0.25 g, lo que se puede atribuir a los contrafuertes y paredes de gran espesor de la estructura.

Figura 73.

Curva de capacidad de fuerza cortante para la dirección X



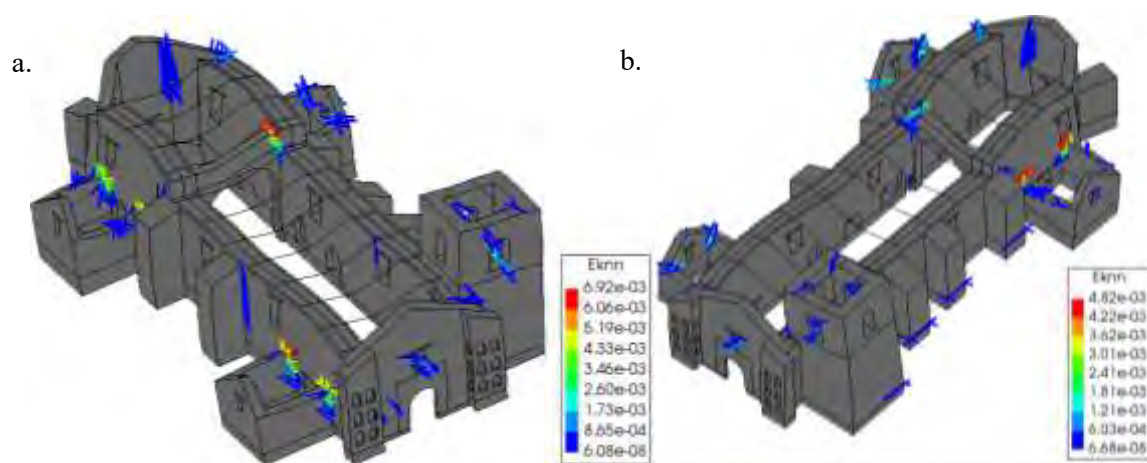
Nota. Curva de capacidad de la estructura del templo en función de fuerza cortante y desplazamiento.

Curva de capacidad del templo de Santa María Magdalena debido a un patrón de carga lateral asignado en la dirección +X y -X y la fuerza sísmica que resiste está entre 21 MN con 10 mm y 22 MN con 9 mm de deformación respectivamente, el pico corresponde a la capacidad máxima resistente antes de entrar al daño estructural con daño progresivo y degradación de la rigidez.

En la Figura 74. se observa los mecanismos de falla de agrietamiento para la estructura del templo obtenida por la carga unidireccional aplicada en la dirección X, donde se ve el desarrollo de grietas verticales y en toda el área del muro izquierdo de la nave principal

Figura 74.

Patrón de agrietamiento en la dirección X

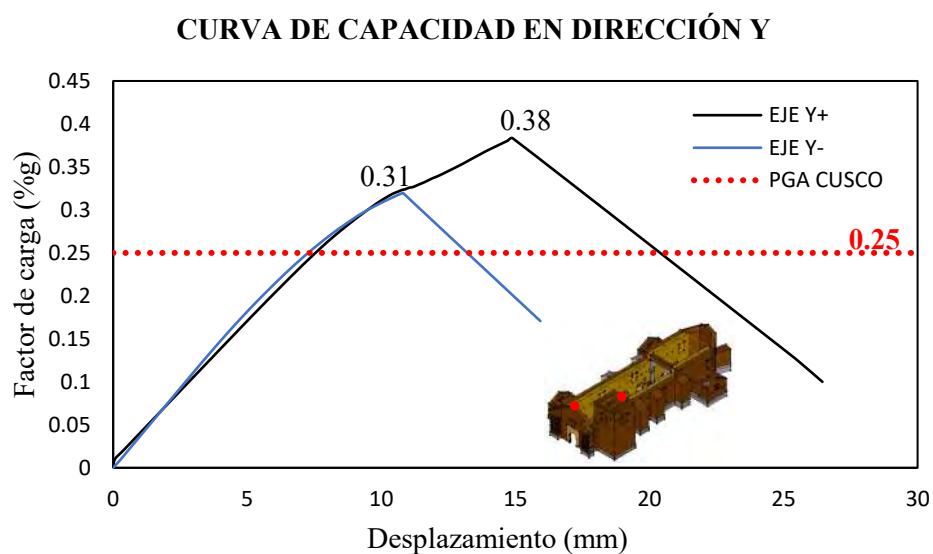


Nota. Agrietamiento de la estructura bajo carga en la dirección +X (a) y -X (b) Fuente propia

En la dirección Y positivo el factor de carga encontrado es de 0.38g y la dirección Y negativo el factor de carga encontrado es de 0.31g, en los puntos de control tomado en la Figura 71. En la Figura 75. se ve la curva de capacidad para esta dirección.

Figura 75.

Curva de capacidad de factor de carga para la dirección Y

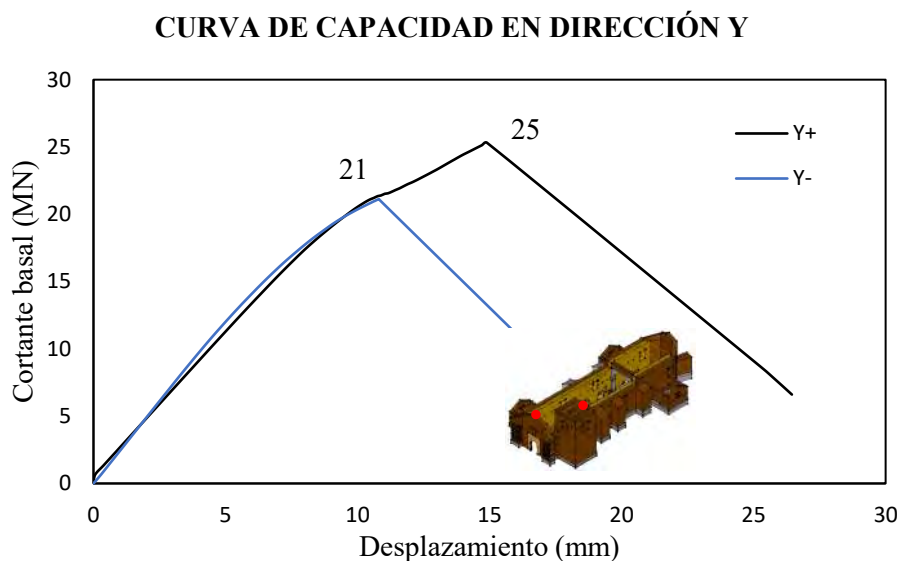


Nota. Fuente propia

En esta dirección presenta buena resistencia lateral viendo los factores de carga encontrados por encima de la aceleración máxima de suelo de 0.25 en Cusco, lo que se puede atribuir a los contrafuertes y paredes de gran espesor de la estructura.

Figura 76.

Curva de capacidad de fuerza cortante para la dirección Y



Nota. Curva de capacidad de la estructura del templo en función de fuerza cortante y desplazamiento.

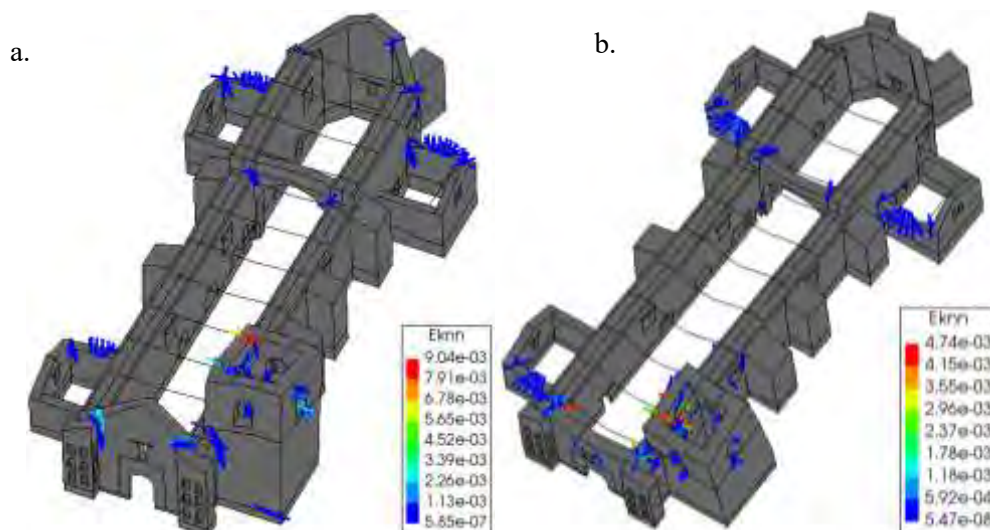
Curva de capacidad del templo de Santa María Magdalena debido a un patrón de carga lateral asignado en la dirección +Y y -Y la fuerza sísmica que resiste está entre 25 MN con 15 mm y 21 MN con 11 mm de deformación respectivamente, el pico corresponde a la capacidad máxima resistente antes de entrar al daño estructural con daño progresivo y degradación de la rigidez.

En la Figura 77. se observa los mecanismos de falla de agrietamiento para la estructura del templo obtenida por la carga unidireccional aplicada en la dirección Y. Bajo la aplicación de carga unidireccional en Y positivo se desarrolla grietas verticales en muro de la torre y juntas de muros con capillas externas, en la dirección Y negativo se observa el desarrollo de grietas

en el muro fachada con la nave una separación que causa el volteo de este muro fachada este mecanismo de falla se da con el vuelco fuera del plano del muro fachada de los muros laterales.

Figura 77.

Patrón de daño de agrietamiento en la dirección Y



Nota. Agrietamiento de la estructura bajo carga en la dirección +Y (a) y -Y (b) Fuente propia

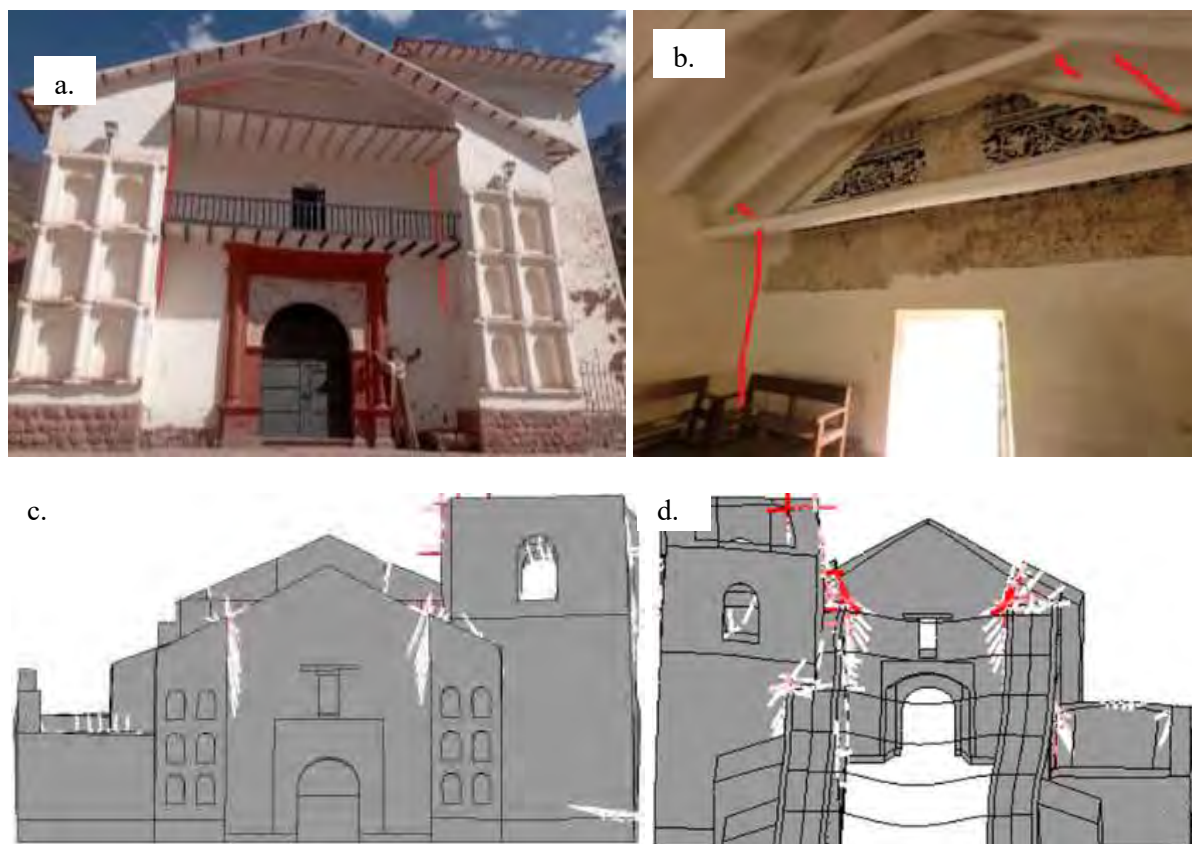
5.1.3. Daños identificados en la estructura del templo

La vulnerabilidad sísmica de las estructuras de albañilería de adobe debido a la gran fuerza inercial producto de la masa de la estructura y la débil resistencia a tracción produce mecanismos de fallas de tipo quebradizo que pueden colapsar repentinamente (Torrealva 2012 citado por Lourenço & Pereira, 2020).

Se realizó una inspección visual para la identificación de fisuras existentes en la estructura del templo y se compara con lo identificado en el análisis pushover en el sentido Y, se observa en la figura 78 una correlación del patrón de grietas existentes y numéricas; el mecanismo de falla por volteo del muro de la fachada principal respecto a los muros laterales de la estructura del templo.

Figura 78.

Fisuras identificadas correspondiente a un mecanismo de falla por volteo de fachada



Nota. Correlación del patrón de grietas a. y b. patrón de grietas en la fachada del templo real, c. distribución de ancho de grieta principal en el colapso en el empuje +Y y d. distribución de ancho de grieta principal en el colapso en el empuje -Y.

CAPÍTULO VI:

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

6.1. Resultados de caracterización dinámica

A partir de la campaña experimental de vibración ambiental realizada en el templo y mediante la aplicación de la metodología de Análisis Modal Operacional (OMA), se identificaron cuatro modos de vibración representativos de la estructura.

Tabla 21.

Resultados de la caracterización dinámica de la estructura del templo

Modo	Frecuencia (Hz)	Amortiguamiento (%)	Descripción modal
1	3.23	0.69	Torre, traslación en X
2	3.39	1.58	Torre, traslación en Y
3	3.75	3.79	Presbiterio, traslación en X
4	5.05	1.09	Cuerpo, curva de segundo orden

Los modos 1 y 3 corresponden a movimientos traslacionales en la dirección X, mientras que el modo 2 corresponde a una traslación en la dirección Y. El modo 4 presenta una deformada más compleja asociada al comportamiento global de la estructura.

Los resultados experimentales evidencian un comportamiento estructural típico en templos históricos de adobe, caracterizado por una marcada diferenciación de rigideces entre sus componentes. Este fenómeno coincide con lo reportado por Noel (2017) en el templo de Huaro (frecuencias de 1.98 Hz a 3.60 Hz) y por Briceño (2016) en Andahuaylillas (3.07 Hz, 3.21 Hz y 4.47 Hz), donde los primeros modos correspondieron a movimientos traslacionales de la torre. En esta investigación, la proximidad entre los dos primeros modos (3.23 Hz y 3.39 Hz) denota una baja asimetría en la rigidez global de las direcciones X e Y. Asimismo, estas bajas frecuencias localizadas en la torre confirman la flexibilidad de este componente debido a su esbeltez y altura, en contraste con el volumen masivo de los muros del templo. Por otro lado, las frecuencias 3 y 4 (3.75 Hz y 5.05 Hz), asociadas al presbiterio y al cuerpo de la nave,

exhiben magnitudes más elevadas que demuestran una rigidez lateral significativamente mayor. Este incremento dinámico se explica por su configuración geométrica robusta, la cual está estabilizada mecánicamente por el sistema de contrafuertes de gran tamaño. Esta disposición restringe los desplazamientos del cuerpo ante vibraciones ambientales, confiriéndole un comportamiento más rígido que el de la torre y consolidando el acoplamiento estructural característico de la arquitectura virreinal de tierra.

6.2. Resultados de la calibración del modelo numérico

Como resultado del proceso de optimización, se obtuvieron frecuencias naturales de 3.24 Hz, 3.40 Hz, 3.76 Hz y 5.15 Hz para los modos de vibración del primero al cuarto, respectivamente, evidenciando una adecuada concordancia con los valores experimentales.

La correspondencia entre las formas modales experimentales y numéricas fue evaluada mediante la escala de frecuencia con representación MAC (FMAC), obteniéndose valores de 0.87, 0.54, 0.85 y 0.36 para los modos 1, 2, 3 y 4, respectivamente. Los modos 1 y 3 presentaron una adecuada correlación modal, mientras que los modos 2 y 4 mostraron menores niveles de correlación, asociados principalmente a la limitada cobertura espacial de los puntos de medición, baja participación modal en algunos puntos instrumentados y los puntos medidos se encuentran cerca de nodos modales en zonas donde la amplitud modal es reducida.

Asimismo, el análisis de sensibilidad desarrollado durante la calibración evidenció que la modelación de la interfaz estructural entre los muros interiores y exteriores, así como el módulo de elasticidad de la albañilería de adobe, constituyen los parámetros con mayor influencia en la respuesta dinámica del templo tal como se indica en la investigación de Oré & Suárez (2021), Pachón (2014) quienes identificaron que la propiedad de módulo de elasticidad del material de la estructura es sensible a su respuesta dinámica. La incorporación de estas variables permitió mejorar la representación del comportamiento dinámico global de la

estructura, obteniéndose un modelo numérico calibrado adecuado para la evaluación de su capacidad sísmica.

6.3. Resultados de la determinación de la capacidad sísmica

Los resultados del análisis no lineal pushover muestran que la capacidad sísmica de la estructura en las direcciones principales presenta factores de carga comprendidos entre 0.31 g y 0.38 g, valores superiores a la demanda sísmica establecida para la zona de estudio según la norma peruana E.030 de zona 2 con 0.25g de PGA. Las fuerzas cortantes basales máximas alcanzadas varían entre 21 MN y 25 MN, mientras que los desplazamientos asociados se encuentran en el rango de 9 mm a 15 mm. Estos resultados evidencian que la estructura posee una capacidad resistente adecuada frente a las acciones sísmicas consideradas.

Tabla 22.

Resultados de la capacidad sísmica de la estructura del templo

Dirección	Factor de carga (%g)	Cortante basal (MN)	Desplazamiento (mm)
+X	0.32	21	10
-X	0.33	22	9
+Y	0.38	25	15
-Y	0.31	21	11

En la investigación realizada por Noel (2017) en el templo de Huaro, se determinaron capacidades resistentes comprendidas entre 0.16g y 0.27g en términos de factor de carga. Estos valores presentan una adecuada concordancia con los obtenidos en la presente investigación, siendo representativos del comportamiento sísmico característico de los templos coloniales de albañilería de adobe de la región del Cusco.

De manera similar, Karanikoloudis y Lourenço (2018), en el estudio desarrollado para el templo de Kuñotambo, reportaron capacidades resistentes comprendidas entre 0.19g y 0.34g.

La comparación de estos resultados evidencia que las capacidades sísmicas estimadas para los templos históricos de adobe de la región se encuentran dentro de rangos similares.

Asimismo, los mecanismos de falla identificados presentan una estrecha relación entre los diferentes templos analizados, debido a que responden a comportamientos estructurales y patrones de agrietamiento típicos de edificaciones históricas de albañilería de adobe. Entre los principales mecanismos observados destacan el volteo fuera del plano de fachadas, las fallas por corte diagonal y la separación entre muros, fenómenos asociados principalmente a la limitada conexión entre los muros perimetrales y laterales, así como a las deficiencias en la conectividad entre los distintos elementos estructurales.

CAPÍTULO VII:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

La capacidad sísmica resistente del templo de Santa María Magdalena del distrito de Taray en la dirección menos resistente Y negativo es 21 MN de fuerza cortante basal máxima con desplazamiento asociado de 11 mm y en términos de factor de carga es de 0.31 g, por encima de la aceleración máxima del suelo de 0.25 g en caso de sismo para la zona 2 de Cusco.

La calibración del modelo numérico en base a los resultados experimentales a través de las propiedades mecánicas de la albañilería de adobe y condiciones de contorno de la estructura; tiene valores de frecuencia del modelo numérico calibrado para las cuatro formas modales de 3.24 Hz, 3.40 Hz, 3.76 Hz y 5.15 Hz; con valores de FMAC de 0.87, 0.54, 0.85 y 0.36 respectivamente de correspondencia modal entre modelo numérico y el modelo experimental.

La capacidad sísmica del templo de Santa María Magdalena del distrito de Taray mediante el análisis estático no lineal pushover en las direcciones principales son: en X positivo tiene una capacidad de 21 MN de fuerza cortante basal máxima, con un desplazamiento de 10 mm y con un factor de carga de 0.32g; en X negativo se determinó una capacidad de 22 MN de fuerza cortante basal máxima, con un desplazamiento de 9 mm y con un factor de carga de 0.33g, en Y positivo se determinó una capacidad de 25 MN de fuerza cortante basal máxima, con un desplazamiento de 15 mm y con un factor de carga de 0.38g y en Y negativo se determinó una capacidad de 21 MN de fuerza cortante basal máxima, con un desplazamiento de 10 mm y con un factor de carga de 0.31g. En todas las direcciones los valores de factor de carga están por encima del pico de aceleración del suelo PGA de 0.25g para la zona de Cusco según el reglamento peruano E.030.

Recomendaciones:

En el desarrollo de la instrumentación de vibración ambiental, para estructuras patrimoniales de albañilería de adobe, se recomienda en lo posible tener una unión rígida y fija entre el sensor de medición y la superficie de la estructura a medir que garantice la medición de la estructura, para no tener incertidumbre sobre la captación real de la respuesta estructural.

Se recomienda tener una cobertura espacial suficiente de sensores y la utilización de equipos de acelerómetros con mayor sensibilidad de acuerdo a los requerimientos y objetivos de la investigación para realizar ensayos de vibración ambiental con metodología de análisis modal operacional, y tener un mapeo adecuado de la ubicación de sensores e identificar puntos y zonas de baja participación modal, nodos modales donde la amplitud modal es reducida.

Se recomienda que las intervenciones de restauración y conservación de templos coloniales de albañilería de adobe tengan un enfoque integral de intervención con estudios adecuados de ingeniería de análisis y evaluación estructural del comportamiento ante sismos e identificación de mecanismos de falla y de posibles patrones de agrietamiento para la correcta intervención en términos de reforzamiento estructural, manteniendo la originalidad de este tipo de estructuras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, R. (2010). *Dynamic structural identification using Wireless Sensor Networks*. Issue August.
- Almeida, J. (2012). *Mechanical characterization of traditional adobe masonry elements*. Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions.
- Alva, J. (2019). *Sismicidad y registros sísmicos en Cusco*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Andersen, P. (1999). *Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models*. Aalborg University.
- Arce, D., Retamozo, S., Aguilar, R., & Castañeda, B. (2016). *A mixed methodology for detailed 3D modeling of architectural heritage*. Conference on Structural Analysis of Historical .
- ARTEMIS Modal Pro. (2024). ARTEMIS Modal 8.0.0.3. *Structural Vibration Solutions A/S*.
- Autodesk. (2021). *AutoCAD (Version 2021)*. <https://www.autodesk.com/products/autocad/>.
- Bakhteri, J., Makhtar, A., & Sambasivam, S. (2012). Finite element modelling of structural clay brick masonry subjected to axial compression. *Jurnal Teknologi*.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Borja, M. (2016). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*.
- Briceño, C. (2016). *Diagnóstico estructural y análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Briceño, C., Noel, M. F., Chácará, C., & Aguilar, R. (2021). *Integration of non-destructive testing, numerical simulations, and simplified analytical tools for assessing the structural performance of historical adobe buildings*. ELSEVIER.
- Brincker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis*. J. Wiley, &S. LTD, Edits.
- Brownjohn, J. (2003). *Ambient vibration studies for system identification of tall buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics.
- Cassese, P., Balestrieri, C., Fenu, L., Asprone, D., & Parisi, F. (2021). In-plane shear behaviour of adobe masonry wallets strengthened with textile reinforced mortar. *ELSEVIER*.
- Catalán, P., Moreno-Martinez, J., Galván, A., & Arroyo, R. (2019). *Obtención de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe mediante ensayos de laboratorio*. Acta Universitaria 29, e1861.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Pearson.
- Chopra, A. K. (2017). *Structural analysis*. Pearson Education.
- Computers-and-Structures, I. (2025). *SAP2000 (2025)* . Estructural Analysis and Design.
- Condori, C., & Gonzales, W. (2019). *Evaluación del módulo de elasticidad de mampostería de adobe por los métodos: destructivo y propagación de onda en el templo San Pedro Apóstol, Andahuaylillas – cusco, 2017*. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Cuadros, E. (2020). *Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú*. Uniyersitat Politècnica de Catalunya Barcelona Tech.

DIANA FEA BV. (2021). DIANA Finite Element Analysis Release 10.5.
<https://dianafea.com/diana-software/>.

Fages, J. N., Tarque, N., Rodríguez-Mariscal, J. D., & Solis, M. (2022). Calibration of a total strain crack model for adobe masonry based on compression and diagonal compression tests. *Elseiver*.

Faghih, F., & Zaman, M. (2022). Experimental study on the effectiveness of short fiber reinforced clay mortars and plasters on the mechanical behavior of adobe masonry walls. *ELSEVIER*.

Farfán, C. (2004). *Proyecto de Investigación Arqueológica Templo de Santa María Magdalena de Taray*. Cusco: Instituto Departamental de Cultura Cusco.

Flores, F., & Paucar, L. (2018). *Análisis de vulnerabilidad sísmica del templo colonial del distrito de Chinchero-provincia de Urubamba, 2017*. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

Fonseca, C., & D'Ayala, D. (2012). *Seismic Assessment and Retrofitting of Peruvian Earthen Churches by Means of Numerical Modelling*. Lisboa: 15 WCEE.

Frechilla, N. (2017). *Metodologías para la estimación de los parámetros modales en pasarelas peatonales: Aplicación a la pasarela del museo de la ciencia de Valladolid*. Universidad de Valladolid.

Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. México: McGRAW-HILL.

Huamani, S. (2018). *Macro-Modelación Numérica con sólidos de ensayos cuasi-estáticos de prismas y muretes de albañilería de arcilla*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Illampas, R., Charmpis, D. C., & Ioannou, I. (2011). Dynamic finite element analysis of earth masonry structures based on experimental material data. *III Eccomas Them*.
- Illampas, R., Charmpis, D., & Ioannou, I. (2014). Laboratory testing and finite element simulation of the structural response of an adobe masonry building under horizontal loading. *Elsevier*.
- INC-CUSCO. (2006). *Proyecto anual de restauración del templo de Taray*. Cusco: DDC.
- Inman, D. (2017). *Engineering vibration*. Pearson.
- Instituto-Nacional-de-Cultura. (2000). *Templos, conventos, cementerios declarados patrimonio cultural*. Centro Nacional de Información Cultural.
- Ivancic, S. R., Briceño, C., Marques, R., Aguilar, R., Perucchio, R., & Vargas, J. (2014). Seismic Assessment of the St. Peter Apostle church of Andahuaylillas in Cusco, Perú. *ResearchGate SAHC2014- 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*.
- Karanikoloudis, G., & Lourenço, P. B. (2018). Structural assessment and seismic vulnerability of earthen historic structures. Application of sophisticated numerical and simple analytical models. *Elsevier*.
- Lizárraga, J., & Gavilán, J. (2016). *Modelación no lineal de muros de mampostería*. Revista de Ingeniería Sísmica.
- Losa, G. (2015). *Tecnologías de sensorización e identificación modal. Aplicación a la determinación del amortiguamiento estructural*. Valladolid: Universidad de Valladolid.

- Lourenço, P. (2009). *Recent advances in masonry structures: Micromodelling and homogenisation, em: Multiscale Modeling in Solid Mechanics: Computational Approaches*.
- Lourenço, P. B., & Pereira, J. M. (2020). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente Recomendaciones para el modelado avanzado de sitios históricos de tierra*. The Getty Conservation Institute.
- Lourenço, P., Trujillo, A., Mendes, N., & Ramos, L. F. (2012). Seismic performance of the St. George of the Latins church: Lessons learned from studying masonry ruins. *Engineering structures*, vol. 40, pp 501-518.
- Mahini, S. S. (2015). Smeared crack material modelling for the nonlinear analysis of CFRP-strengthened historical brick vaults with adobe piers. *Elsevier*.
- Mahini, S. S., Eslami, A., & Ronagh, H. R. (2012). Lateral performance and load carrying capacity of an unreinforced, CFRP-retrofitted historical masonry vault– A case study. *Elsevier*.
- Mamani, R. (2016). *Estudio comparativo del comportamiento estructural lineal y no lineal del monumento histórico “Templo de Miska”, para verificar los daños ocurridos por el sismo de Paruro (Cusco) en setiembre de 2014*. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Meli, R., Hernández, O., & Padilla, M. (1980). *Strengthening of adobe houses for seismic actions*. Turkey: de Proceedings of 7th world conference on earthquake engineering.
- Miccoli, L., Garofano, A., Fontana, P., & Muller, U. (2015). Experimental testing and finite element modelling of earth block masonry. *Elsevier*.

- Montesinos , M. (2016). *Caracterización mecánica de componentes estructurales en construcciones arqueológicas de tierra: El caso de Huaca de La Luna*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Nakamura , Y. (1989). *A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute)*.
- Noel, M. F. (2017). *Integración de Ingeniería Inversa y Modelamiento Numérico para la Evaluación Sísmica de Construcciones Históricas de Adobe*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- NORMA E.010 MADERA. (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: SENCICO.
- NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE. (2026). Reglamento Nacional de Edificaciones, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *Diario Oficial El Peruano*.
- NTC. (2008). *Norme tecniche per le costruzioni (D. M. 14 de enero 2008) y Circular núm. 617 (2 de febrero 2009)*. Italia: Ministero delle Infrastrutture.
- Oré , A. G., & Suárez, P. E. (2021). *Calibración de un modelo numérico en elementos finitos de la iglesia de la compañía de Jesús de la ciudad de Cusco*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ortega Cárdenas, N. (2018). *Aplicativo Computacional de Código Abierto para Análisis Modal Operacional en Puentes*. Pontificia Universidad Javeriana.
- Ortega, L. (2016). *Identificación modal operacional de estructuras mediante técnicas de dominio de frecuencia y tiempo*. Universidad Nacional Autónoma de México.

- Ottazzi, G., Jep, J., Blondet, M., Villa-García, G., & Ginocchio, J. (1989). *Ensayos de simulación sísmica de viviendas de adobe*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Pachón, P. (2014). *Evaluación Estructural de Edificaciones Históricas Mediante Análisis Modal Operacional (OMA)*. Universidad de Sevilla.
- Pereira, J. M., & Lourenço, P. B. (2016). *Numerical Analysis of the SismoAdobe Conference Models from PUCP, Perú*. Informe técnico 2016-DEC/E-19. Universidade do Minho.
- Quagliarini, E., Lenci, S., & Iorio, M. (2010). Mechanical properties of adobe walls in a Roman Republican domus at Suasa. *Republican domus at Suasa*, vol. 11, nº 2, pp. 130-137.
- Rodríguez, M. (2005). *Análisis Modal Operacional: Teoría y Práctica*. Sevilla: Escuela Superior De Ingenieros Sevilla.
- Rodríguez-Mariscal, J. D., & Solís, M. (2020). Hacia una metodología para la caracterización experimental del comportamiento a compresión de la mampostería de adobe. *Informes de la Construcción*, 72(557):e332.
- Rodríguez-Mariscal, J. D., Ma, Q., & Solís, M. (2020). Experimental analysis of diagonal compression and splitting tests for the characterization of shear and tensile behavior of adobe masonry. *ELSEVIER*.
- Rots, J., & Blaauwendraad, J. (1989). Crack models for concrete, discrete or smeared Fixed, multi-directional or rotating. HERON.
- Ruiz, J., & Vidal, F. (2014). Caracterización mecánica de piezas de adobe fabricado en la región de Tuxtla Gutiérrez. *Espacio I+D Innovación más Desarrollo*, 4 (7), 130-154.
- San Bartolomé, A., Delgado, E., & Quiun, D. (2009). *Seismic Behavior of a Two Story Model of Confined Adobe Masonry*. 11th Canadian Masonry Symposium.

- SESAME. (2004). *Guidelines for the Implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on Ambient Vibrations: Measurements, Processing and Interpretation*. Proyecto europeo.
- Tarque, N. (2011). *Numerical modelling of the seismic behaviour of adobe buildings*. Università degli Studi di Pavia.
- Tarque, N., Blondet, M., & Vargas Neuman, J. (2022). Rope mesh as a seismic reinforcement for two-storey adobe buildings. *Bull. Earthq. Eng.*
- Tzamtzis, A., & Asteris, P. (2003). Finite element analysis of masonry structures: Part I: Review of previous work. In 9th North American masonry conference.
- Van der Pluijm, R. (1999). *Out of plane bending of masonry: behaviour and strength PhD thesis*. Eindhoven University of Technology: Eindhoven.
- Vargas, L. (2016). *Determinación de propiedades mecánicas de la mampostería de adobe, ladrillo y piedra en edificaciones históricas peruanas*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Varum, H., Figueiredo, A., Silveira, D., Martins, T., & Costa, A. (2011). Investigaciones realizadas en la Universidad de Aveiro sobre caracterización mecánica de las construcciones existentes en adobe en Portugal y propuestas de rehabilitación y refuerzo. *Informes de la construcción*, vol. 63, nº 523, pp. 127-142.
- Varum, H., Tarque, N., Silveira, D., Camata, G., Lobo, B., Blondet, M., & Costa, A. (2014). *Structural behaviour and retrofitting of adobe masonry buildings of Structural rehabilitation of old buildings*. Springer Berlin Heidelberg.
- Vélez, W., Gómez, D., & Thomson, P. (2009). *Ajuste de modelos de elementos finitos*. Universidad Nacional de Colombia.

- Viviescas, A., Herrera, L., & Arenas, J. (2017). *Determinación de la capacidad resistente de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental: Caso de estudio Puente El Ramo*. INGE CUC.
- Weihe, S., Kröplin, B., & De Borst, R. (1998). Classification of smeared crack models based on material and structural properties. *International journal of solids and structures*.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (2005). *The finite element method: Its basis and fundamentals*. Elsevier.

ANEXOS

A) Matriz de consistencia

Título: “Determinación de la capacidad sísmica del templo histórico Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco – 2024”

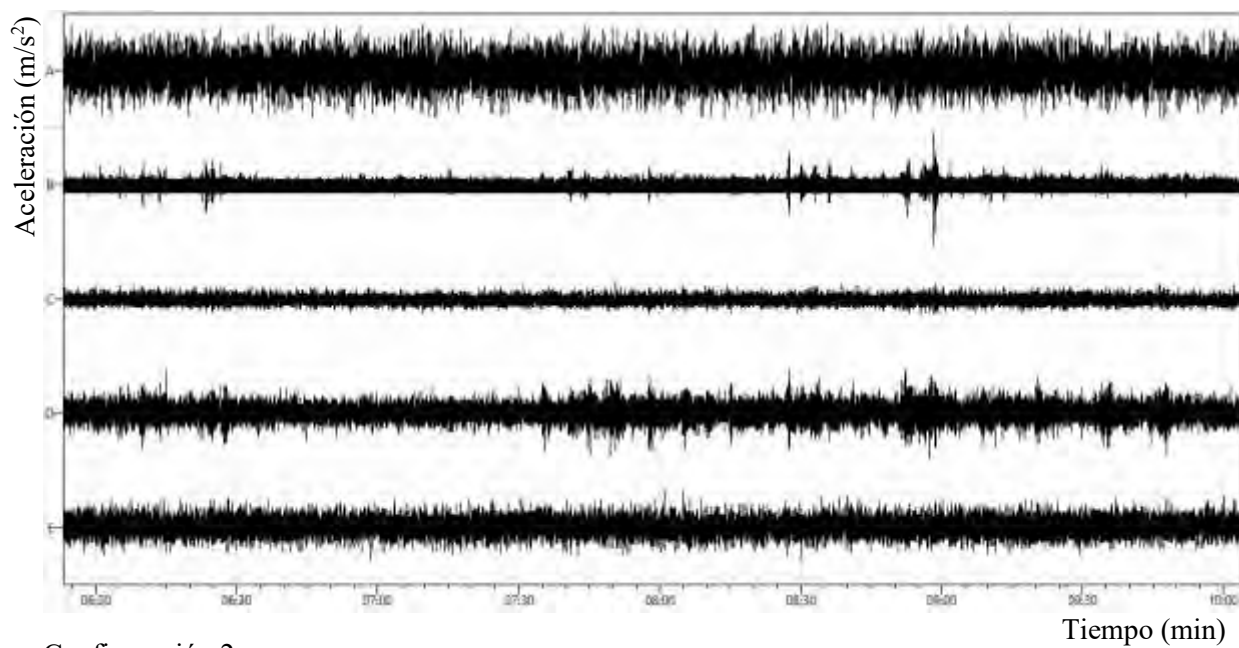
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	INDICADORES
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	Variable 1	
¿Cuál es la capacidad sísmica del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco?	Determinar la capacidad sísmica del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.	Es posible determinar la capacidad sísmica del templo histórico Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco	Capacidad Sísmica	
PROBLEMA ESPECÍFICO	OBJETIVO ESPECÍFICO	HIPÓTESIS ESPECÍFICO	Variable 2	
¿Es factible la calibración del modelo numérico mediante Análisis Modal Operacional del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco?	Realizar la calibración del modelo numérico mediante Análisis Modal Operacional del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.	El modelo numérico de la estructura del templo histórico Santa María Magdalena puede ser calibrado mediante la metodología del Análisis Modal Operacional (OMA)	Modelo numérico calibrado	-Fuerza cortante basal -Factor de carga (%g) -Desplazamiento lateral -Criterio de correlación modal FMAC
¿Es factible determinar la capacidad sísmica mediante el Análisis Estático no Lineal Pushover del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco?	Determinar la capacidad sísmica mediante el Análisis Estático no Lineal Pushover del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray, provincia Calca, departamento Cusco.	La capacidad sísmica del templo histórico de Santa María Magdalena del distrito de Taray puede determinarse mediante un análisis estático no lineal Pushover		

B) Formato de registro de puntos de medición y sensores utilizados

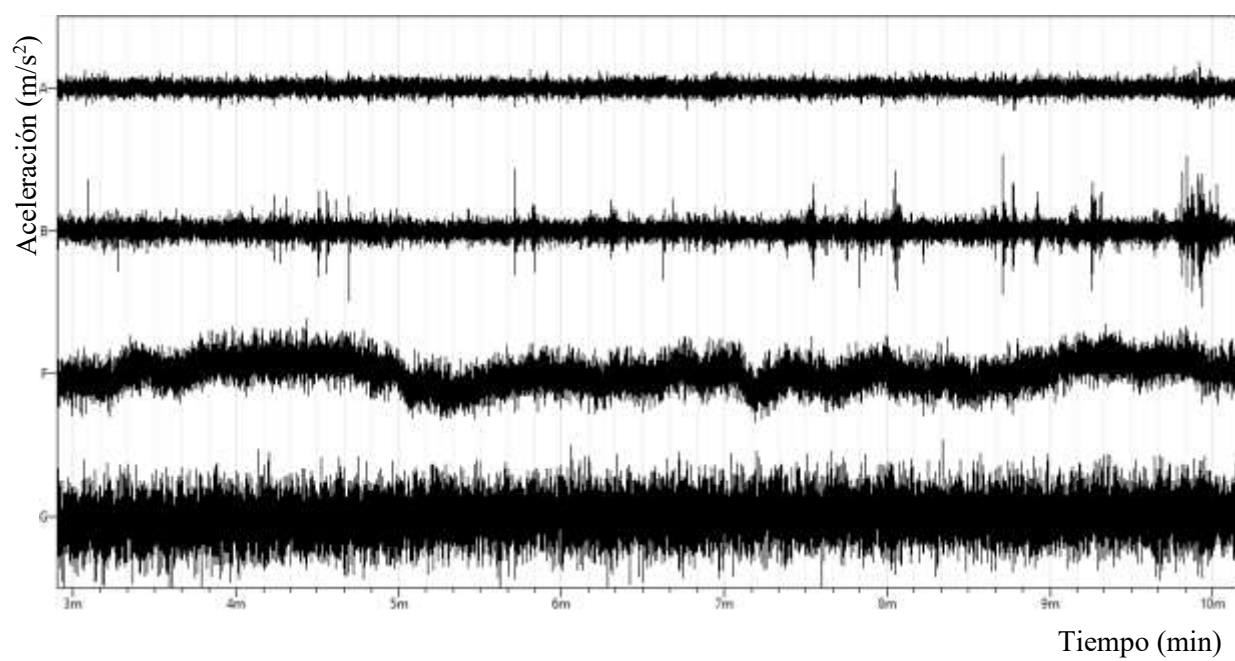
UNIVERSIDAD DE CALICA		PROTOCOLO DE ENSAYO Ensayos de Análisis Operacionales		CÓDIGO						
DATOS GENERALES										
Proyecto:	TEMPLO SANTA MARÍA MAGDALENA TABAY			Nº Ensayo: 01						
Técnico:	Milton Arque Arque			Fecha: 18/10/25						
Supervisión:	Ing. Mijail Montiel Sánchez									
Ejecutor:										
Elementos:	CUERPO NAVE Y TORRE CAMPANARIO									
Ubicación:	DISTRITO TABAY - CALICA - CUSCO									
INSPECCIÓN EN CAMPO				Sensores						
Legenda: ☒ Observado ☒ Conforme ☐ No aplica				PCB 353B06						
Item 01	Inspección Visual Antes del Ensayo		Item 02	Selección de los Parámetros a Evaluar						
01	Se puede acceder a todos los grados de libertad que se desea medir	Si ☒ No ☒	01	Delimitación de Propiedades Dinámicas						
02	Existe Conexión de Energía	Si ☒ No ☒	02	Control de Vibraciones						
03	Existe Puntos Seguros para Sensores	Si ☒ No ☒	03							
Item 03	Configuración de Ensayo		Item 04	Ejecución de Ensayo						
01	Frecuencia de Muestreo	2.00 Hz	01	Cantidad de Sensores Disponibles						
02	Duración de Ensayo	1200 Seg	02	Cantidad de Sensores Referenciales						
03	Número de grados de Libertad		03	Cantidad de Sensores Móviles						
04	Número de Set up	02	04	Verificar conexiones entre Cables						
Item 05	Descripción de Ensayo Análisis Modal Operacional Esquema de Ensayo		Dirección							
PLANO EN REFERENCIAL NAVE MÓVIL 1-1 Presbiterio MÓVIL 2-2 TORRE			Modo nº	Nº Sensor	+X	-X	+Y	-Y	+Z	-Z
			1	57			✓			
			2	08	✓					
			3	12		✓				
			4	26		✓				
			5	27	✓					
			1	12			✓			
			2	08	✓					
			4	26			✓			
			5	27	✓					
Observaciones:										

C) Espectro de respuesta de la estructura a vibraciones naturales

Configuración 1



Configuración 2



D) Autorización de Arzobispado del Cusco



ARZOBISPADO DEL CUSCO

Cusco, 28 de Agosto de 2024

"AÑO DEL BICENTENARIO DE LA CONSOLIDACIÓN DE NUESTRA INDEPENDENCIA, Y DE
LA CONMEMORACIÓN DE LAS HERÓICAS BATALLAS DE JUNÍN Y AYACUCHO"
"AÑO MISIONERO DE LA PIEDAD POPULAR Y LA LITURGIA"

Prot. Nro. 1538-AC-2024
Exp. Nro. 1414-2024

Rvdo. Pbro.
David Yshuc Pure
Párroco de la Parroquia Santa María Magdalena de Taray
TARAY. -

AUTORIZACION

Mediante la presente **AUTORIZO**:

A la Srta **MIRIAM ARQUE ARQUE** con DNI N° 73860561
de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad
Nacional San Antonio Abad del Cusco, quien realiza su Tesis titulada: "**DETERMINACIÓN
DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DEL TEMPLO HISTÓRICO SANTA MARÍA MAGDALENA
DEL DISTRITO DE TARAY, PROVINCIA DE CALCA, DEPARTAMENTO CUSCO – 2024**",
para que realice su Trabajo de Investigación- visitas técnicas y toma de fotografías en el
Templo de Taray.
El trabajo de campo se realizará de acuerdo a cronograma adjunto
Por lo señalado **SE AUTORIZA** el acceso al **Templo Santa María Magdalena de Taray** de
la solicitante.

En salvaguarda del Patrimonio del Templo, quien ha firmado un convenio con el
Arzobispado del Cusco, para toma y uso de imágenes, así como el compromiso de entregar
una copia de la investigación al Arzobispado del Cusco.

Séame propicia la oportunidad para renovarle las seguridades de mi alto aprecio y personal
deferencia.



[Firma manuscrita]
RICHARD DANIEL ALARCON URRUTIA
ARZOBISPO DEL CUSCO

E) Ficha técnica de acelerómetros

SENSOR SN 6457



Calibration Data

Low Frequency Accelerometer

Model 731-207

Serial Number 6457

Sensitivity 9.3 V/g

Bias Voltage 9.9 Vdc

Resonance 3.1 kHz

Maximum Amplitude Range 0.5 g peak

Frequency Response			
±5%	0.60 Hz	to	1020 Hz
±10%	0.50 Hz	to	1140 Hz
±3dB	0.20 Hz	to	1860 Hz

Calibrated by: T.PHOUBANDITH Date: 10/03/2024

This calibration is traceable to the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899.
 Frequency Response is traceable 5 Hz to 10 kHz.
 Low end frequency response and amplitude range are nominal values.
 Sensitivity measured at 10 Hz, 0.5g, 25°C.

Wilcoxon Sensing Technologies is an ISO 9001 Registered Company.

Wilcoxon Sensing Technologies
 8435 Progress Drive, Frederick, MD 21701, USA

Annapolis (Maryland) is: M&M Wilcoxon Sensing Technologies

Tel: +1 (301) 330 8911
 Tel: 1-800 WILCOXON
 FAX: +1 (301) 330 8973
 www.wilcoxon.com

SENSOR SN 6108**Calibration Data****Low Frequency Accelerometer**Model **731-207**Serial Number **6108**Sensitivity **10.1 V/g**Bias Voltage **9.5 Vdc**Resonance **2.8 kHz**Maximum Amplitude Range **0.5 g peak**

Frequency Response			
±5%	0.60 Hz	to	1040 Hz
±10%	0.50 Hz	to	1190 Hz
±3dB	0.20 Hz	to	1740 Hz

Calibrated by: **T.PHOUBANDITH** Date: **04/04/2024**

This calibration is traceable to the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 20899.

Frequency Response is traceable 5 Hz to 10 kHz.

Low end frequency response and amplitude range are nominal values.

Sensitivity measured at 10 Hz, 0.5g, 25°C.

Wilcoxon Sensing Technologies is an ISO 9001 Registered Company.

Wilcoxon Sensing Technologies
 9420 Progress Drive, Frederick, MD 21703-4204

Tel: +1 (202) 330-8871
 Fax: 1-800-WILCOXON
 E-MAIL: sales@wilcoxon.com
www.wilcoxon.com

SENSOR SN 6112**Calibration Data****Low Frequency Accelerometer**Model **731-207**Serial Number **6112**Sensitivity **10.3 V/g**Bias Voltage **9.7 Vdc**Resonance **2.6 kHz**Maximum Amplitude Range **0.5 g peak**

Frequency Response			
±5%	0.60 Hz	to	850 Hz
±10%	0.50 Hz	to	1070 Hz
±3dB	0.20 Hz	to	1600 Hz

Calibrated by: **T.PHOUBANDITH** Date: **04/04/2024**

This calibration is traceable to the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899.

Frequency Response is traceable 5 Hz to 10 kHz.

Low end frequency response and amplitude range are nominal values.

Sensitivity measured at 10 Hz, 0.5g, 25°C.

Wilcoxon Sensing Technologies is an ISO 9001 Registered Company.

Wilcoxon Sensing Technologies
 14415 Progress Drive, Fort Worth, TX 76155, USA

Tel: +1 (817) 206-6511
 Tel: +86 0571 82090428
 FAX: +1 (817) 206-6423
www.wilcoxon.com

SENSOR SN 38626

~ Calibration Certificate ~
Per ISO 18053:21

Model Number: 393B05
 Serial Number: 38626
 Description: ICP® Accelerometer
 Manufacturer: PCB Method: Back-to-Back Comparison AT40133

Calibration Data

Sensitivity @ 100 Hz: 10.13 V/g
 (1.033 V/m/s²)
 Discharge Time Constant: 1.0 seconds
 Output Bias: 11.3 VDC
 Transverse Sensitivity: 1.3 %
 Resonant Frequency: 2.9 kHz

Sensitivity Plot

Temperature: 74 °F (23 °C) Relative Humidity: 62 %

Data Points

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
10	1.6	300	-1.3
15	1.2	450	-2.1
30	0.8		
50	0.5		
REF. FREQ.	0.0		

Measurement: Back-to-Back Comparison; Device: 393B05; Tester: David Harrison; 10/06/13
 Accuracy Level: +/- 0.05 g/m/s²
 The accuracy level may be tested by other equipment at the frequency of the device level range for various uncertainties associated with the following conditions: the device, equipment, measurement level (1.000 g rms), the precision, location and the calibration of the calibration source (1.0 g/m/s² rms)

Condition of Unit

As Found: n/a
 As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/283498 and PTB Traceable thru Project 10065.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz: +/- 2.0%, 10-99 Hz: +/- 1.5%, 100-1999 Hz: +/- 1.0%, 2-10 kHz: +/- 2.5%.

Technician: Scott Skibniewski Date: 7/5/2013

  **PCB PIEZOTRONICS**
 AN AMPHENOL COMPANY
 HEADQUARTERS: 3825 WALDEN AVENUE - DEPEW, NY 14043
 CALIBRATION PERFORMED AT: 10869 HIGHWAY 903 - HALIFAX, NC 27839
 TEL: +1 (888) 684-0013 - FAX: +1 (716) 685-3888 - www.pcb.com

calcert-00000001010

SENSOR SN 38627

~ Calibration Certificate ~

Part ISO 18053-21

Model Number:	393B05	
Serial Number:	38627	
Description:	ICP® Accelerometer	
Manufacturer:	PCB	Method: Back-to-Back Comparison AT4013

Calibration Data

Sensitivity @ 100 Hz	10.19 V/g (1.039 V/ms²)	Output Bias	+1.4 VDC
Discharge Time Constant	1.0 second	Transverse Sensitivity	± 3 %
		Resonant Frequency	> 3.0 kHz

Sensitivity Plot

Temperature: 74 °F (23 °C) Relative Humidity: 81 %

Data Points

Frequency (Hz)	Dev. (%)	Frequency (Hz)	Dev. (%)
10	+1.4	300	-1.4
15	0.7	450	-2.5
30	1.0		
50	0.4		
REF. FREQ.	0.0		

Measurement Uncertainty Statement: This measurement was made by direct comparison with a reference standard traceable to NIST. Measurement uncertainty includes contributions from the reference standard, the calibration process, and the test equipment used. The combined uncertainty for this calibration is ± 0.5% (k=2).

Condition of Unit

As Found: n/a

As Left: New Unit, In Tolerance

Notes

1. Calibration is NIST Traceable thru Project 683/283498 and PTB Traceable thru Project 10065.
2. This certificate shall not be reproduced, except in full, without written approval from PCB Piezotronics, Inc.
3. Calibration is performed in compliance with ISO 9001, ISO 10012-1, ANSI Z540.3 and ISO 17025.
4. See Manufacturer's Specification Sheet for a detailed listing of performance specifications.
5. Measurement uncertainty (95% confidence level with coverage factor of 2) for frequency ranges tested during calibration are as follows: 5-9 Hz: +/- 2.0%, 10-99 Hz: +/- 1.5%, 100-1999 Hz: +/- 1.0%, 2-10 kHz: +/- 2.5%.

Technician: _____	Scott Skibniewski	Date: 7/5/2013
-------------------	-------------------	----------------

IACCREDITED
CALIBRATION CERT. 1801.02

PCB PIEZOTRONICS
 AN AMPHENOL COMPANY
HEADQUARTERS: 3425 WALDEN AVENUE • DEPEW, NY 14043
 CALIBRATION PERFORMED AT: 10868 HIGHWAY 903 • HALIFAX, NC 27839
 TEL: +1 (888) 684-9013 • FAX: +1 (716) 685-3888 • www.pcb.com

E:\CS\certificates\4