

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



Evaluación de daño estructural de una bóveda de arista a escala real de mampostería de bloques de tierra comprimida

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

***Alejandro Bendezú Wilson***

Asesora:

***César Javier Chácara Espinoza, PhD***

Lima, 2025


## Informe de Similitud

Yo, César Javier Chácara Espinoza, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado: “Evaluación de daño estructural de una bóveda de arista a escala real de mampostería de bloques de tierra comprimida”, del autor Alejandro Bendezú Wilson, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 11%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el 02/10/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 02 de octubre del 2025

Apellidos y nombres del asesor: <u>Chácara Espinoza, César Javier</u>	
DNI: 70021679	Firma: 
ORCID: 0000-0001-5367-7435	

# Dedicatoria



*A mis abuelos.*

# Agradecimiento

Agradezco profundamente a mis padres por su apoyo incondicional. Todo lo que he logrado hasta ahora ha sido posible gracias a ellos. Sin su guía y respaldo, no estaría donde estoy hoy.

Expreso mi sincero agradecimiento a mi asesor de tesis, el Dr. César Chácará, por su exigencia y orientación constantes a lo largo de este proceso, por brindarme la oportunidad de crecer profesional y académicamente dentro de su proyecto y por abrirme las puertas al fascinante mundo de la investigación académica.

También agradezco a mis amigos y compañeros de trabajo, Persy y Christian's, por su apoyo constante durante los últimos dos años. Sus comentarios y sugerencias contribuyeron significativamente a mejorar la calidad de este trabajo.

A mis amigos Aymar y Ed, gracias por animarme a emprender este viaje que ha sido la maestría y por sus valiosos consejos a lo largo del camino.

Finalmente, gracias a Antonella, por haber estado siempre ahí para mí durante los momentos más difíciles del desarrollo de esta tesis.

Gracias.

# Resumen

Las bóvedas de arista constituyen elementos estructurales característicos de la arquitectura histórica a nivel mundial. Su vulnerabilidad frente a cargas sísmicas se debe a la naturaleza frágil de sus materiales constituyentes, así como a su compleja geometría. En este contexto, el presente trabajo de tesis desarrolla una evaluación experimental del daño estructural, a través del monitoreo de propiedades dinámicas, en una bóveda de arista a escala real. La bóveda fue construida con un sistema alternativo de mampostería compuesto por bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados y mortero de suelo-cemento. El espécimen, de planta cuadrada y 3,20 m de lado, fue diseñado específicamente para inducir una falla producida por cortante en el plano del elemento (horizontal) utilizando un sistema de apoyos compuesto por dos apoyos fijos y dos móviles. Para esto, se sometió la bóveda a un ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas mediante la aplicación controlada de desplazamientos horizontales incrementales en uno de los apoyos móviles. Las propiedades dinámicas de la bóveda fueron identificadas mediante Análisis Operacional Modal (OMA), aplicando el método Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) para el procesamiento de registros. La detección experimental del daño se evaluó mediante el monitoreo de la evolución de las frecuencias naturales y las formas modales, registradas a partir de vibraciones ambientales en una configuración sin daño y tras cada dos fases de carga cíclica. Con respecto a la respuesta estructural, los resultados mostraron que la bóveda de arista de mampostería BTC presentó capacidad limitada y un ablandamiento leve ante cargas cíclicas, caracterizado por deformaciones inelásticas y disipación de energía. Asimismo, se observó una disminución significativa de las frecuencias naturales y alteraciones considerables en las tres primeras formas modales conforme avanzó el daño estructural generado por el ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas laterales.

# Abstract

Cross-vaults are structural elements characteristic of historic architecture worldwide. Their vulnerability under seismic loads stems from the brittle nature of their constituent materials, as well as their complex geometry. In this context, the present thesis develops an experimental assessment of structural damage, through the monitoring of dynamic properties, in a full-scale groin vault. The vault was built with an alternative masonry system composed of stabilized compressed earth blocks (CEB) and soil-cement mortar. The specimen, with a square plan and a side length of 3.20 m, was specifically designed to induce an in-plane (horizontal) shear failure of the element by means of a support system consisting of two fixed supports and two movable supports. To this end, the vault was subjected to a quasi-static cyclic loading test by applying controlled incremental horizontal displacements at one of the movable supports. The dynamic properties of the vault were identified by means of Operational Modal Analysis (OMA), applying the Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) method for processing the measured data. Experimental damage detection was evaluated by monitoring the evolution of the natural frequencies and mode shapes, recorded from ambient vibrations in an undamaged configuration and after every two phases of cyclic loading. With respect to the structural response, the results showed that the BTC masonry groin vault exhibited limited capacity and slight softening under cyclic loading, characterized by inelastic deformations and energy dissipation. Likewise, a significant decrease in the natural frequencies and considerable changes in the first three mode shapes were observed as the structural damage progressed due to the quasi-static lateral cyclic loading test.

# Índice de contenido

INFORME DE SIMILITUD .....	I
DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTO .....	III
RESUMEN .....	IV
ABSTRACT.....	V
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. MOTIVACIÓN .....	2
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.3. ORGANIZACIÓN .....	5
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>7</b>
<b>CAPÍTULO 3. MATERIALES .....</b>	<b>14</b>
3.1. UNIDADES Y MORTERO.....	15
3.2. SISTEMA DE MAMPOSTERÍA.....	18
3.2.1. <i>Ensayo de compresión uniaxial</i> .....	18
3.2.2. <i>Ensayo de compresión diagonal</i> .....	22
<b>CAPÍTULO 4. BÓVEDA DE ARISTA DE MAMPOSTERÍA DE BTC .....</b>	<b>26</b>
4.1. DISEÑO DEL ESPÉCIMEN .....	27
4.1.1. <i>Modelado paramétrico</i> .....	27
4.1.2. <i>Sistema de apoyos</i> .....	32
4.1.3. <i>Diseño final</i> .....	34
4.2. PROCESO CONSTRUCTIVO .....	35
4.2.1. <i>Sistema de apoyos</i> .....	35
4.2.2. <i>Bóveda de arista de mampostería</i> .....	37
<b>CAPÍTULO 5. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>39</b>

5.1. ENSAYO DE CARGAS CÍCLICAS CUASI-ESTÁTICAS .....	40
5.2. EVALUACIÓN DE DAÑO .....	43
5.2.1 <i>Identificación dinámica</i> .....	43
5.2.2 <i>Indicadores de daño</i> .....	46
<b>CAPÍTULO 6. RESULTADOS .....</b>	<b>47</b>
6.1. RESPUESTA ESTRUCTURAL .....	48
6.1.1. <i>Comportamiento histerético</i> .....	48
6.1.2. <i>Mecanismo de falla</i> .....	51
6.2. DETECCIÓN DE DAÑO .....	53
6.2.1. <i>Propiedades dinámicas iniciales</i> .....	53
6.2.2. <i>Evolución de propiedades dinámicas</i> .....	54
<b>CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES.....</b>	<b>59</b>
<b>RECONOCIMIENTOS .....</b>	<b>63</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>65</b>
<b>ANEXO 1. PLANO DE DETALLE DEL ESPÉCIMEN DE BÓVEDA DE ARISTA DE MAMPOSTERÍA BTC .....</b>	<b>74</b>

# Índice de figuras

FIGURA 1. BÓVEDA DE ARISTA. (A) VISTAS ISOMÉTRICA Y SUPERIOR DE UNA BÓVEDA DE ARISTA GENÉRICA (CANGI, 2011), Y (B) VISTA DEL INTRADÓS DE LAS BÓVEDAS DE ARISTA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO (FLORES ET AL., 2013). .....	2
FIGURA 2. PATRONES TÍPICOS DE AGRIETAMIENTO EN BÓVEDAS DE ARISTA DE MAMPOSTERÍA. ACTUALIZADO POR (BIANCHINI ET AL., 2022): (A) FLEXIÓN, (B) FLEXIÓN ROTACIONAL, (C) PATRÓN DE FALLA POR CORTANTE, (D) PATRÓN DE FALLA TRIDIMENSIONAL, (E) Y (F) FISURAS DE SABOURET. ....	3
FIGURA 3. MECANISMO DE FALLA POR CORTE. (A) IGLESIA TÍPICA DE TRES NAVES, (B) DISTORSIÓN POR CORTE EN EL PLANO, Y (C) PATRÓN DE AGRIETAMIENTO TÍPICO (NATIONAL CIVIL PROTECTION SERVICE, 2013). .....	4
FIGURA 4. ESTUDIOS DE BÓVEDAS DE ARISTA ENSAYADAS BAJO CARGAS CUASI-ESTÁTICAS: (A) BÓVEDA A ESCALA REDUCIDA ENSAYADA POR INCLINACIÓN (MILANI ET AL., 2016), (B) BÓVEDA A ESCALA REDUCIDA ENSAYADA POR DESPLAZAMIENTO DE UN APOYO (ROSSI ET AL., 2016), (C) BÓVEDA A ESCALA REAL ENSAYADA POR DESPLAZAMIENTOS CÍCLICOS VERTICALES EN UN APOYO (BERTOLESI ET AL., 2020), Y (D) BÓVEDA A ESCALA REDUCIDA ENSAYADA POR DESPLAZAMIENTOS DE CORTE EN SUS APOYOS (CARFAGNINI ET AL., 2018).....	9
FIGURA 5. ESTUDIOS DE BÓVEDAS DE ARISTA ENSAYADAS BAJO CARGAS DINÁMICAS: (A) BÓVEDA SOBRE MUROS PARALELOS ENSAYADA SOBRE MESA VIBRATORIA (VINTZILEOU ET AL., 2022), (B) BÓVEDA ENSAYADA SOBRE MESA VIBRATORIA (ROSELLI ET AL., 2019), Y (C) BÓVEDA ENSAYADA POR FALLA CORTANTE SOBRE MESA SÍSMICA (BIANCHINI ET AL., 2024). .....	10
FIGURA 6. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS UNIDADES BTC. ADAPTADO DE HUAMANI ET AL. (2022).....	15
FIGURA 7. BTCs APILABLES (HUAMANI ET AL., 2022): (A) PROCESO DE PRENSADO, Y (B) BLOQUE TERMINADO. ....	16
FIGURA 8. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE BTCs. ADAPTADO DE (HUAMANI ET AL., 2022): (A) ENSAYO DE COMPRESIÓN, (B) CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, (C) FLEXIÓN EN TRES PUNTOS, Y (D) RESISTENCIA DE RUPTURA.....	17
FIGURA 9. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DEL MORTERO (ZAVALETA DE LA CRUZ, 2021): (A) ENSAYO DE FLUIDEZ, (B) COMPRESIÓN UNIAXIAL, Y (B) FLEXIÓN EN TRES PUNTOS. ....	18
FIGURA 10. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL.....	19
FIGURA 11. CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL. ....	21
FIGURA 12. MECANISMOS DE FALLA: (A) MURETE C-1, (B) MURETE C-2, Y (C) MURETE C-3.....	22
FIGURA 13. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN DIAGONAL.....	23
FIGURA 14. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN DIAGONAL: (A) CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, Y (B) MECANISMOS DE FALLA .....	24
FIGURA 15. MECANISMOS DE FALLA: (A) MURETE D-1, (B) MURETE D-2, Y (C) MURETE D-3. ....	25

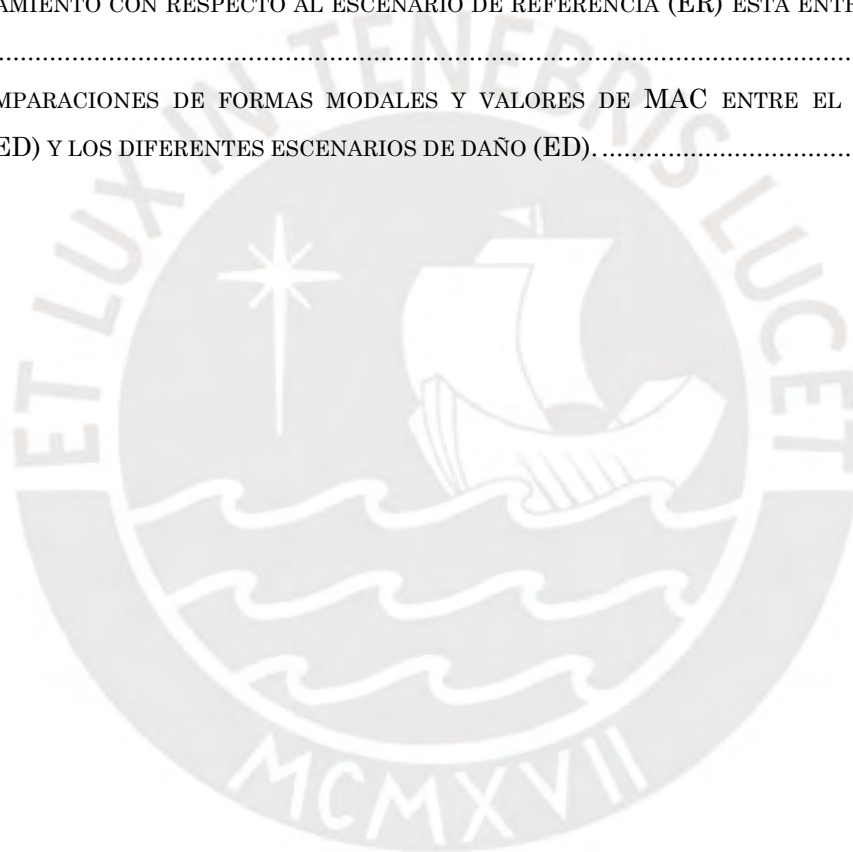
FIGURA 16. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS CONSIDERADOS PARA EL MODELADO PARAMÉTRICO DE LA BÓVEDA DE ARISTA: (A) DIMENSIONES DEL BLOQUE, (B) ESPESOR DE LA JUNTA DE MORTERO, Y (C) DIMENSIONES GLOBALES PARA LA BÓVEDA.....	28
FIGURA 17. MODELADO DE ENTRAMADO DE MAMPOSTERÍA: (A) PUNTOS DE DIVISIÓN EN EL ARCO PERIMÉTRICO PROYECTADOS AL PLANO DIAGONAL, (B) INSERCIÓN DE UNIDADES, .....	29
FIGURA 18. PRIMER CUARTO MODELADO DE LA BÓVEDA DE ARISTA: (A) VISTA INFERIOR, Y (B) VISTA ISOMÉTRICA INFERIOR.....	30
FIGURA 19. METODOLOGÍA DE CORTES PARA LOS BLOQUES DE LAS DIAGONALES: (A) POSICIONAMIENTO DE BLOQUES E IDENTIFICACIÓN DEL VÉRTICE EN COMÚN, (B) PRIMER CORTE DE LA UNIDAD B, (C) PRIMER CORTE DE LA UNIDAD A, (D) SEGUNDO CORTE DE LA UNIDAD A, (E) CONFIGURACIÓN RESULTANTE PARA UN PAR DE BLOQUES, Y (F) ESTEREOTOMÍA RESULTANTE EN LAS DIAGONALES.....	31
FIGURA 20. OPERACIONES BOOLEANAS DE SIMETRÍA PARA EL MODELADO DEL ESPÉCIMEN COMPLETO .....	31
FIGURA 21. TRAMO FINAL DEL PROCEDIMIENTO DE MODELADO: (A) APOYO Y RELLENO, Y (B) REPRESENTACIÓN GEOMÉTRICA DETALLADA DE LA BÓVEDA DE ARISTA DE MAMPOSTERÍA. ....	32
FIGURA 22. DESCRIPCIÓN ESQUEMÁTICA DEL SISTEMA DE APOYOS, PROPUESTO POR (BIANCHINI ET AL., 2024), PARA INDUCIR UNA FALLA POR CORTE EN EL PLANO.....	33
FIGURA 23. DISEÑO FINAL DEL ESPÉCIMEN DE BÓVEDA DE ARISTA, BASADO EN EL MODELADO PARAMÉTRICO SEMIAUTOMÁTICO: (A) FOTOGRAFÍA REAL DE LA BÓVEDA, Y (B) DIMENSIONES TOTALES DEL ESPÉCIMEN.....	35
FIGURA 24. CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE APOYOS: (A) PERFILES Y ESPÁRRAGOS VERTICALES SOLDADOS A LA BASE, (B) ESPÁRRAGOS HORIZONTALES Y VERTICALES EMBEBIDOS EN LA MAMPOSTERÍA, (C) REFUERZO INTERNO DE LAS CAJAS METÁLICAS, Y (D) MECANISMOS DE PRETENSADO DE LAS BARRAS BIARTICULADAS.....	36
FIGURA 25. ENCOFRADO FENÓLICO: (A) PARTES DEL ENCOFRADO FENÓLICO DE TRES PIEZAS, (B) INSTALACIÓN DEL ENCOFRADO .....	37
FIGURA 26. MOLDEADO DE BLOQUES ORTOGONALES EN LAS DIAGONALES.....	38
FIGURA 27. CONSTRUCCIÓN DE BÓVEDA DE ARISTA: (A) FASE INICIAL, (B) MEDIA, Y (C) FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN.....	38
FIGURA 28. SECUENCIA DE GENERACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO (ED) A LO LARGO DE LOS CICLOS DE CARGA.....	41
FIGURA 29. MECANISMO DE APLICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS CÍCLICOS: (A) APOYO MÓVIL SELECCIONADO PARA LA APLICACIÓN DE CARGA, Y (B) CONEXIÓN ENTRE EL ACTUADOR Y EL APOYO MÓVIL.....	42
FIGURA 30. ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN PARA LA MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DURANTE EL ENSAYO DE CARGAS CÍCLICAS CUASI-ESTÁTICAS.....	43
FIGURA 31. ESQUEMA DE INSTRUMENTACIÓN PARA LA MEDICIÓN DE ACELERACIÓN .....	44

FIGURA 32: (A) POSICIÓN DE LOS SENSORES EN EL EXTRADÓS DE LA BÓVEDA, Y (B) APOYO HORIZONTAL CON PLATAFORMA METÁLICA PARA EL MONTAJE DEL SENSOR.....	45
FIGURA 33. CURVAS DE HISTÉRESIS RESULTANTES DEL ENSAYO DE CARGAS CÍCLICAS CUASI-ESTÁTICAS: (A) PRIMEROS CUATRO ESCENARIOS DE DAÑO, Y (B) RANGO COMPLETO DE ESCENARIOS DE DAÑO. ....	49
FIGURA 34. COMPARACIÓN DE LA ENVOLVENTE DE RESPUESTA EN DIFERENTES PUNTOS MONITOREADOS: (A) RANGO DE DESPLAZAMIENTOS DE $\pm 3$ MM, Y (B) RANGO COMPLETO DE DESPLAZAMIENTO. ....	51
FIGURA 35. PROGRESIÓN DEL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO EN EL EXTRADÓS DE LA BÓVEDA DE ARISTA DEBIDO AL ENSAYO DE CARGAS CÍCLICAS CUASI-ESTÁTICAS. LAS GRIETAS PRODUCIDAS POR LAS CARGAS EN LA AMBAS DIRECCIONES ( $\pm Y$ ) SE PRESENTAN EN DIFERENTES COLORES PARA CADA DIRECCIÓN. ....	52
FIGURA 36. PLOTEO DE LOS VALORES SINGULARES DE LAS DENSIDADES ESPECTRALES.....	53
FIGURA 37. PROPIEDADES DINÁMICAS IDENTIFICADAS DE LA BÓVEDA DE ARISTA: (A) PRIMER, (B) SEGUNDO, Y (C) TERCER MODOS NATURALES DE VIBRACIÓN.....	54
FIGURA 38. VARIACIÓN EN PROPIEDADES DINÁMICAS Y FORMAS MODALES PARA LOS PRIMEROS TRES MODOS DE VIBRACIÓN: (A) REDUCCIÓN PORCENTUAL DE FRECUENCIAS NATURALES, (B) VARIACIÓN DE LA RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO, Y (C) REDUCCIÓN DE LOS VALORES DE MAC.....	56



# Índice de tablas

TABLA 1. ARTÍCULOS SOBRE BÓVEDAS DE ARISTA QUE INCLUYEN ENSAYOS EXPERIMENTALES CON CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS.....	11
TABLA 2. SECUENCIA DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE GENERACIÓN Y DETECCIÓN DE DAÑO CON OMA.....	40
TABLA 3. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS Y VELOCIDADES DE APLICACIÓN DE CARGA PARA LA APLICACIÓN DE CARGAS CÍCLICAS CUASI-ESTÁTICAS.....	42
TABLA 4. EVOLUCIÓN DE FRECUENCIA NATURAL Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO PARA LOS TRES PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN. LA REDUCCIÓN PORCENTUAL DE VALORES DE FRECUENCIA Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO CON RESPECTO AL ESCENARIO DE REFERENCIA (ER) ESTÁ ENTRE PARÉNTESIS. ....	55
TABLA 5. COMPARACIONES DE FORMAS MODALES Y VALORES DE MAC ENTRE EL ESCENARIO DE REFERENCIA (ED) Y LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE DAÑO (ED).....	58





# Capítulo 1. Introducción

## 1.1. Motivación

Las bóvedas de arista son estructuras de techo de doble curvatura que resultan de la intersección ortogonal de dos bóvedas semicilíndricas o “de cañón” (ver Figura 1a). Estos elementos se encuentran típicamente en iglesias, palacios y otros edificios patrimoniales en Europa, el norte de África y países con influencia cristiana (Gaetani et al., 2016; Mazzanti, 2021; Niell, 2015; Niell & Sundt, 2015; Rossi et al., 2020) como Perú (ver Figura 1b). Comúnmente construidas con materiales de mampostería, las bóvedas de arista interactúan con otros componentes estructurales (por ejemplo: pilares, muros y contrafuertes laterales), los cuales permiten la distribución de sus cargas hacia los cimientos (Gaetani et al., 2017). Como consecuencia de la naturaleza anisotrópica y resistencia a tracción prácticamente nula (Gkournelos et al., 2022) de la albañilería que los constituye, estos elementos estructurales presentan alta vulnerabilidad ante cargas sísmicas. En entornos con alta peligrosidad sísmica, como la región peruana, estos factores amplifican su vulnerabilidad estructural frente a eventos sísmicos. Además, considerando que este tipo de elementos es encontrado usualmente en edificaciones religiosas y turísticas con alta concurrencia de público, un hipotético colapso acarrearía pérdidas no solo en capital económico y patrimonial, sino también en vidas humanas.

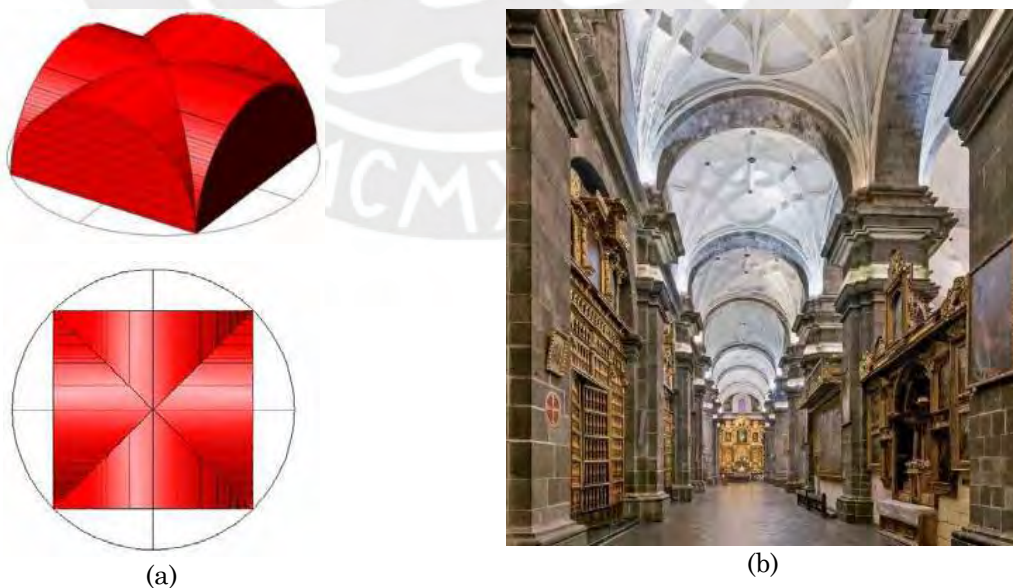


Figura 1. Bóveda de arista. (a) vistas isométrica y superior de una bóveda de arista genérica (Cangi, 2011), y (b) vista del intradós de las bóvedas de arista de la catedral del Cusco (Flores et al., 2013).

En las últimas décadas, el gobierno italiano ha desarrollado herramientas de documentación para registrar información sobre daños típicos en edificios patrimoniales tras eventos sísmicos (National Civil Protection Service, 2013). Estas herramientas han permitido identificar veintiocho mecanismos de falla recurrentes que involucran diversos elementos estructurales en edificaciones históricas, de los cuales siete están relacionados con arcos y bóvedas (Bianchini et al., 2022). Cada uno de estos mecanismos se asocia con patrones característicos de agrietamiento. Al respecto, (Crivellari & Grassi, 2015) elaboraron un catálogo de patrones frecuentes de agrietamiento en bóvedas de arista, el cual fue actualizado por (Bianchini et al., 2022). La Figura 2 muestra el catálogo actualizado.

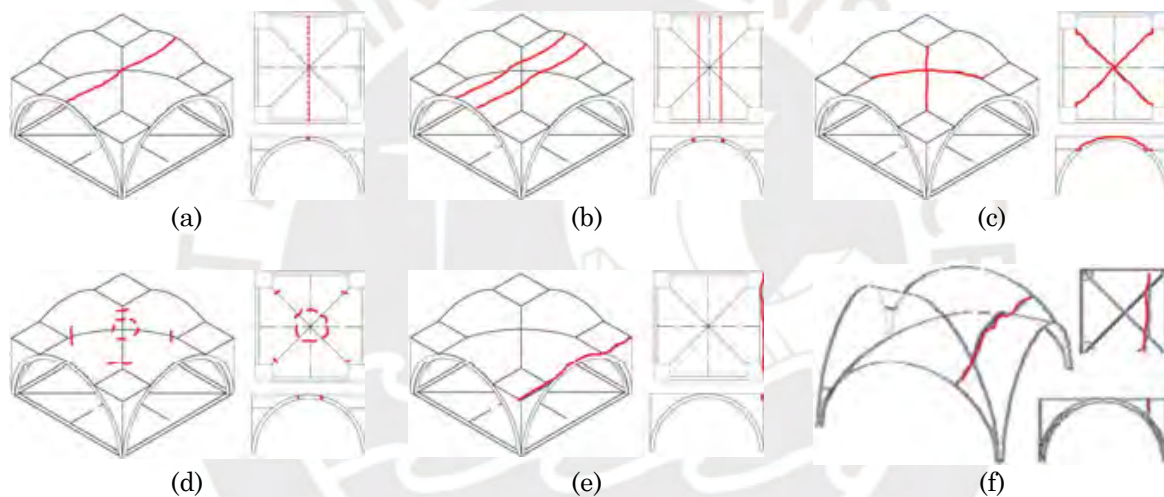


Figura 2. Patrones típicos de agrietamiento en bóvedas de arista de mampostería. Actualizado por (Bianchini et al., 2022): (a) flexión, (b) flexión rotacional, (c) patrón de falla por cortante, (d) patrón de falla tridimensional, (e) y (f) fisuras de Sabouret.

La Figura 2a ilustra el patrón de agrietamiento por flexión, con una grieta a lo largo de la clave de la bóveda causada por el aumento de cargas verticales y el desplazamiento hacia afuera, en sentidos opuestos, de los apoyos. De manera similar, debido a un efecto combinado de desplazamiento y rotación de los apoyos, la Figura 2b muestra dos grietas principales a lo largo de la clave de la bóveda. Otro patrón de agrietamiento característico en bóvedas de arista está relacionado con daños por cortante. Este patrón, representado en la Figura 2c, es consecuencia de distorsiones por cortante en el plano. Otros dos patrones de agrietamiento se describen en la Figura 2d, Figura 2e, y Figura 2f, las cuales corresponden

respectivamente al patrón de agrietamiento tridimensional, que involucra una rótula distintiva en la clave de la bóveda junto con otras cuatro fisuras ortogonales en las diagonales cerca de los rellenos; y las fisuras de Sabouret, que se forman paralelas a los muros laterales (Gaetani, 2020) y son generalmente vinculadas a la separación de la bóveda respecto a dichos muros. Información adicional sobre los patrones de agrietamiento y los mecanismos de falla puede encontrarse en (Bianchini et al., 2022; Gaetani et al., 2017; National Civil Protection Service, 2013)

El presente trabajo se centra en el estudio de la falla por corte, la cual es una de las más frecuentes entre todas las descritas (Bianchini et al., 2019). Este mecanismo se asocia con bóvedas ubicadas en iglesias típicas de tres naves, particularmente aquellas situadas en las naves laterales (ver Figura 3a). Durante un evento sísmico, la disparidad en la rigidez lateral entre los muros perimetrales y las columnas que delimitan la nave central induce una distorsión por cortante en el plano en las bóvedas (ver Figura 3b), lo que finalmente activa el mecanismo de falla y genera una característica grieta en sus diagonales (ver Figura 2c, Figura 3c).

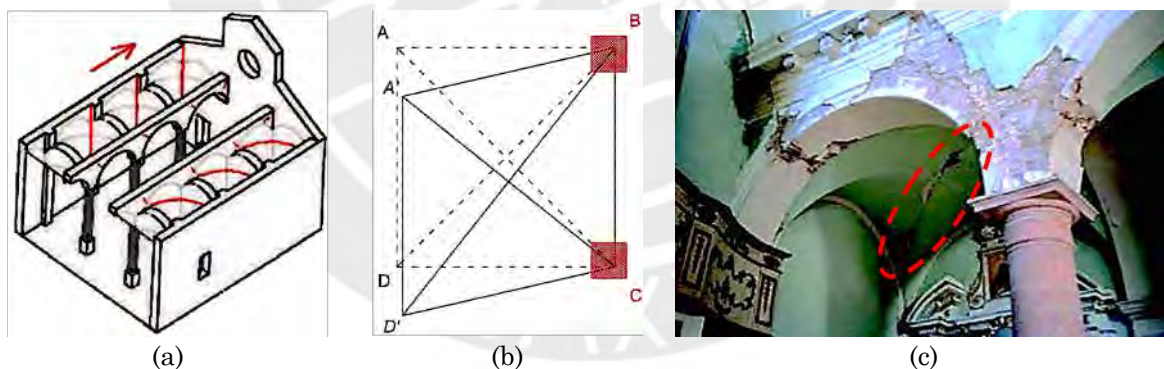


Figura 3. Mecanismo de falla por corte. (a) Iglesia típica de tres naves, (b) distorsión por corte en el plano, y (c) patrón de agrietamiento típico (National Civil Protection Service, 2013).

## 1.2. Objetivos

**OBJETIVO GENERAL:** El objetivo general de esta investigación se centra en evaluar el daño estructural en una bóveda de arista a partir de los cambios en sus propiedades dinámicas, obtenidas mediante Análisis Modal Operacional (OMA),

durante escenarios de daño progresivo e incremental inducidos por ensayos de cargas cíclicas cuasi-estáticas.

Objetivos específicos:

- Desarrollar un procedimiento semiautomático para el modelado geométrico detallado de bóvedas de arista de mampostería.
- Evaluar la respuesta cíclica del espécimen mediante la aplicación de desplazamientos laterales incrementales.
- Identificar las propiedades dinámicas del espécimen a través de las diferentes etapas de daño inducido.

### 1.3. Organización

El presente trabajo está organizado de la siguiente manera:

- **Capítulo 1:** Introduce la problemática, la motivación y la importancia del estudio. Asimismo, define los objetivos generales y específicos de la investigación y presenta la estructura del documento, describiendo brevemente el contenido de cada capítulo.
- **Capítulo 2:** Presenta el estado del arte sobre las investigaciones relacionadas con el comportamiento estructural de bóvedas de arista de mampostería. Se revisan estudios enfocados en la evaluación estructural bajo cargas cuasi-estáticas y dinámicas, así como técnicas de estabilización y monitoreo estructural aplicadas a este tipo de elementos. Además, se describe el Análisis Operacional Modal (OMA) como técnica para realizar identificación modal y se presenta un repaso de algunos métodos e indicadores empleados en la evaluación de daño en estructuras.
- **Capítulo 3:** Describe los materiales utilizados en el estudio, específicamente los bloques de tierra comprimida estabilizados (BTC), el mortero de suelo-cemento, y el sistema de mampostería compuesto de dichos materiales. Se incluyen sus propiedades físicas y mecánicas, así como los procesos de fabricación y caracterización.

- **Capítulo 4:** Detalla el diseño y la construcción del espécimen experimental, el cual consiste en una bóveda de arista de mampostería BTC a escala real, incluyendo el modelado paramétrico del elemento, el diseño del sistema de apoyos y el proceso constructivo seguido para su fabricación.
- **Capítulo 5:** Expone la metodología experimental empleada en la tesis. Se describe la identificación dinámica de la bóveda mediante Análisis Modal Operacional (OMA), y el ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas aplicado para inducir daño en la estructura. También se detalla el procedimiento y los indicadores usados para la detección experimental de daño a través de la evolución de las propiedades dinámicas.
- **Capítulo 6:** Presenta y analiza los resultados obtenidos en los ensayos experimentales, incluyendo la respuesta estructural bajo cargas cíclicas, las propiedades dinámicas del espécimen, y su evolución a lo largo de diferentes escenarios de daño.
- **Capítulo 7:** Expone las conclusiones principales del trabajo y plantea recomendaciones para investigaciones futuras. Además, se discuten las potenciales aplicaciones de la metodología desarrollada en el estudio de otros elementos patrimoniales de albañilería.



## **Capítulo 2. Estado del arte**

Considerando la naturaleza anisotrópica y frágil de los materiales, así como la alta vulnerabilidad sísmica que presentan las bóvedas de arista de mampostería, resulta urgente comprender su comportamiento estructural y sísmico. Por estas razones, se han desarrollado diversas investigaciones experimentales y numéricas orientadas a abordar esta problemática. Según el estudio bibliométrico realizado por Bertolesi et al. (2019), se publicaron treinta y ocho artículos científicos en revistas indexadas en Scopus (Elsevier, s/f) entre los años 2014 y 2018. Este número aumentó con treinta y nueve nuevas publicaciones registradas en dicha base de datos entre 2019 y 2024, lo que evidencia un creciente interés en el estudio de las bóvedas de arista.

En cuanto a la investigación experimental, varios autores han contribuido recientemente a la evaluación del comportamiento de bóvedas de arista de mampostería sometidas tanto a cargas cuasi-estáticas como dinámicas (ver Tabla 1). Por ejemplo, respecto al primer tipo de cargas, se evaluó la respuesta de bóvedas de arista a escala 1:5, construidas en seco con bloques impresos en 3D (ver Figura 4a y b), mediante ensayos experimentales como pruebas de inclinación (Calderini et al., 2017; Milani et al., 2016) y desplazamientos diferenciales en los apoyos (Rossi et al., 2015, 2016). Asimismo, se ensayó una bóveda de arista a escala real del tipo timbrada o catalana (ver Figura 4c) bajo desplazamientos verticales monotónicos (Torres, Bertolesi, Moragues, et al., 2019) y desplazamientos verticales cíclicos en uno de sus apoyos (Bertolesi et al., 2020; Torres, Bertolesi, Calderón, et al., 2019), con el objetivo de evaluar su capacidad resistente y su respuesta histerética. También, en Bertolesi et al. (2020), se analizó la efectividad del refuerzo con mortero reforzado con textiles (TRM por sus siglas en inglés) frente a cargas cíclicas en dicha bóveda. En Carfagnini et al. (2017) y Carfagnini et al. (2018), se estudió el comportamiento estructural de una bóveda de arista con entramado de madera a escala 1:4 (ver Figura 4d), sometida a desplazamientos cortantes monotónicos incrementales, con el fin de evaluar su mecanismo de falla y los patrones de fisuración. Más recientemente, en Bru et al. (2024), se analizaron los cambios en las propiedades dinámicas de una bóveda de

arista de ladrillo a escala real, como consecuencia de daños inducidos por asentamientos controlados.

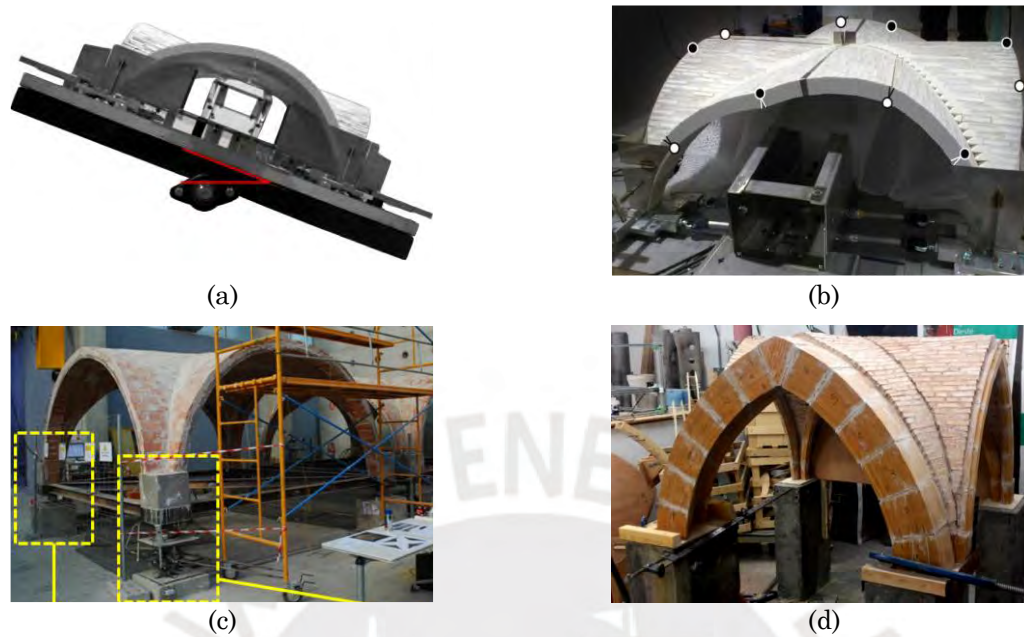


Figura 4. Estudios de bóvedas de arista ensayadas bajo cargas cuasi-estáticas: (a) bóveda a escala reducida ensayada por inclinación (Milani et al., 2016), (b) bóveda a escala reducida ensayada por desplazamiento de un apoyo (Rossi et al., 2016), (c) bóveda a escala real ensayada por desplazamientos cíclicos verticales en un apoyo (Bertolesi et al., 2020), y (d) bóveda a escala reducida ensayada por desplazamientos de corte en sus apoyos (Carfagnini et al., 2018).

En el caso de cargas dinámicas, Vintzileou et al. (2022) evaluó la vulnerabilidad sísmica de una bóveda de arista de ladrillo a escala 2:3 montada sobre dos muros paralelos (ver Figura 5a), analizando la influencia de distintas técnicas de refuerzo en los patrones de daño y la capacidad máxima de los especímenes. En Roselli et al. (2019) y Rossi et al. (2020), se construyó y ensayó un espécimen a escala real representativo de una bóveda de arista de la mezquita de Dey (ver Figura 5b), en Argelia, sometido a cargas dinámicas. En dicho estudio se utilizaron sensores ópticos 3D para medir deformaciones, identificar mecanismos de daño y determinar cambios en las propiedades dinámicas de la estructura. Finalmente, en Bianchini et al. (2024), se abordó la respuesta dinámica de bóvedas de arista frente al mecanismo de cortante en el plano, generado mediante pruebas en mesa vibratoria (ver Figura 5c). Se sometieron bóvedas sin refuerzo y bóvedas reparadas con TRM a acción sísmica unidireccional, analizando su resistencia, patrones de agrietamiento y cambios en

propiedades modales. Estos estudios evidencian la importancia de comprender el comportamiento sísmico de este elemento estructural, especialmente en contextos patrimoniales y zonas de alta peligrosidad sísmica.

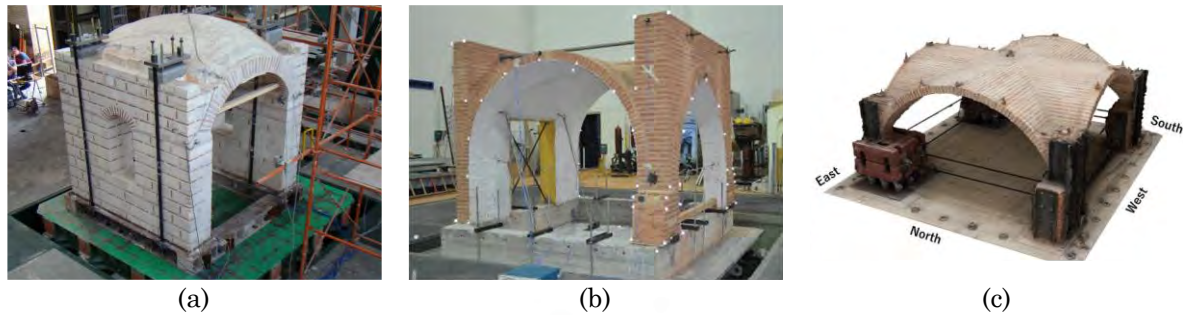


Figura 5. Estudios de bóvedas de arista ensayadas bajo cargas dinámicas: (a) bóveda sobre muros paralelos ensayada sobre mesa vibratoria (Vintzileou et al., 2022), (b) bóveda ensayada sobre mesa vibratoria (Roselli et al., 2019), y (c) bóveda ensayada por falla cortante sobre mesa sísmica (Bianchini et al., 2024).

Los estudios experimentales existentes consultados han abordado principalmente bóvedas de arista de ladrillo tradicional o prototipos en seco a escala reducida, sometidos a inclinación, asientos verticales o acciones sísmicas en mesa vibratoria; en menor medida han explorado el cortante en plano mediante desplazamientos en los arranques o en los apoyos. Además, aunque varios trabajos han documentado cambios dinámicos, pocos han integrado un seguimiento sistemático de propiedades modales a lo largo de un historial de carga quasi-estático. La presente investigación cierra esa brecha al evaluar a escala real una bóveda de arista construida con bloques de tierra comprimida estabilizados y mortero suelo-cemento, sometida a cortante en el plano mediante cargas laterales cíclicas quasi-estáticas, y al monitorear la evolución de frecuencias y formas modales en estados de daño progresivo. Este enfoque aporta datos inéditos sobre el comportamiento histerético y la degradación de la salud estructural en bóvedas de arista en mampostería de tierra, un material y un esquema de carga poco representados en la literatura.

Tabla 1. Artículos sobre bóvedas de arista que incluyen ensayos experimentales con cargas estáticas y dinámicas.

<b>Año</b>	<b>Autores</b>	<b>Escala/Geometría</b>	<b>Ensayo / Carga</b>	<b>Refuerzo</b>	<b>Principales resultados</b>
2016	Milani et al.	1:5; prototipo en seco con bloques 3D; bóveda de arista completa	Plano inclinado ( <i>tilting</i> ) hasta vuelco	No	Aceleración crítica y mecanismos de colapso; buena correlación con modelo numérico.
2016	Rossi et al.	1:5; prototipo de bóveda de arista	Capacidad de desplazamiento en el plano vía movimientos relativos en apoyos	No	Cuantificación de capacidad en el plano; evolución de daño y rigidez con el desplazamiento impuesto.
2019	Torres, Bertolesi, Moragues, et al.	Escala real; bóveda timbrada/catalana	Asiento vertical monotónico (un apoyo)	No	Capacidad resistente ante asientos; descripción de mecanismos y distribución de fisuras.
2019	Torres, Bertolesi, Calderón, et al.	Escala real; bóveda timbrada/catalana	Desplazamientos verticales cíclicos (un apoyo)	No	Respuesta histerética, degradación de rigidez y disipación de energía bajo ciclos.
2020	Bertolesi et al.	Escala real; bóveda timbrada/catalana	Cargas cíclicas tras reparación	TRM	TRM incrementa resistencia y rigidez, reduce daño y mejora disipación respecto a la bóveda sin refuerzo.
2017	Carfagnini et al.	1:4; bóveda de arista con entramado de madera	Desplazamientos cortantes monotónicos en arranques	No	Caracterización del mecanismo de cortante en arranques y mapeo de fisuración.
2018	Carfagnini et al.	1:4; bóveda de arista con entramado de madera	Desplazamientos de cortante en el plano en arranques	No	Parámetros de rigidez y resistencia para cargas en el plano; efectos del nivel de desplazamiento en el patrón de daño.
2024	Bru et al.	Escala real; bóveda de ladrillo	Daño forzado y evaluación dinámica posterior	No	Reducción de frecuencias naturales y cambios en formas modales tras daño controlado.
2022	Vintzileou et al.	2:3; bóveda de ladrillo sobre dos muros paralelos	Mesa vibratoria; acción sísmica	Varias técnicas	Influencia del refuerzo en patrones de daño y capacidad máxima; comparación de soluciones de refuerzo.
2020	Rossi et al.	Escala real; caso de estudio mezquita de Dey	Mesa vibratoria; análisis sísmico	No	Identificación de mecanismos de daño y correlación con variaciones de propiedades dinámicas.
2024	Bianchini et al.	Escala real; bóveda de arista de ladrillo	Mesa vibratoria unidireccional	TRM	Efecto del TRM en resistencia, patrón de agrietamiento y propiedades modales bajo acción sísmica.

Respecto a la identificación modal, esta consiste en estimar los parámetros modales de una estructura (frecuencias, formas y amortiguamiento) a partir de mediciones experimentales de su respuesta, describiendo su comportamiento con un modelo matemático (Brincker & Ventura, 2015). Existe una variedad de técnicas que se emplean para realizar la identificación modal de estructuras, dentro de las cuales, el Análisis Operacional Modal (OMA por sus siglas en inglés) destaca porque permite realizar mediciones sin el uso de fuerzas de excitación artificiales, empleando vibraciones ambientales en su lugar. Además, es una técnica no destructiva y poco invasiva que no requiere la interrupción del uso de las estructuras medidas, es decir, se realiza bajo condiciones de operación. Este conjunto de características hace al OMA particularmente adecuado para la identificación modal de estructuras patrimoniales (Gallino et al., 2009).

El proceso de identificación modal con OMA se puede realizar empleando métodos de procesamiento de señales tanto en el dominio del tiempo como en el de las frecuencias. En el caso del dominio del tiempo, el método más popular y robusto es la Identificación de Subespacios Estocásticos (Van Overschee & De Moor, 1996), o SSI por sus siglas en inglés, donde se busca ajustar un modelo paramétrico matemático directamente a las señales registradas en el dominio del tiempo. Por otro lado, en el dominio de las frecuencias, uno de los métodos más empleados es la Descomposición Mejorada en el Dominio de las Frecuencias (Brincker et al., 2000, 2001), o EFDD por sus siglas en inglés. En este método, la respuesta en frecuencias del sistema estudiado se descompone en sistemas equivalentes de un solo grado de libertad, donde cada uno representa un modo de vibración independiente. Para esto se emplea la Descomposición de Valores Singulares, o SVD por sus siglas en inglés, sobre la matriz de densidad espectral (dominio de las frecuencias) derivada de las señales registradas en el dominio del tiempo.

Respecto a la evaluación del daño, de acuerdo a (Kautz Monteiro et al., 2023; Rytter, 1993), los métodos disponibles se pueden clasificar en cuatro niveles: (1) detección del daño, (2) localización del daño, (3) cuantificación del daño, y (4) pronóstico de la vida útil de la estructura. Para la detección, es sabido que los cambios en las propiedades dinámicas de una estructura pueden ser indicativos de

daño estructural (Cawley & Adams, 1979; Pandey et al., 1991). Los indicadores de daño, algunos de los cuales se muestran en las ecuaciones (1), (2), y (3), se basan en estas propiedades, evaluando sus variaciones entre dos escenarios: un escenario de referencia (ER), notado con superíndice  $u$ , y un escenario de daño (ED), notado con superíndice  $d$ . Los indicadores de detección de daño:  $FR_i$  (Frequency Ratio), descrito en la ecuación (1);  $USI$  (Unified Significance Indicator) (Brincker et al., 1994), descrito en la ecuación (2); y  $MAC$  (Modal Assurance Criterion) (Allemang, 2003), descrito en la ecuación (3) para una coordenada  $i$ ; emplean para su computación tanto las frecuencias ( $f_i$ ) como las formas ( $\varphi_i$ ) y amortiguamientos ( $\zeta_i$ ) modales. Realizar un seguimiento en el tiempo de las propiedades dinámicas de una estructura a través de estos indicadores o sus derivados es fundamental para monitorear su salud. Este proceso forma parte clave de metodologías de Monitoreo de Salud Estructural, o SHM por sus siglas en inglés, que han sido empleadas en múltiples casos de estudio en todo el mundo (Girardi et al., 2025; Masciotta et al., 2017; Ubertini et al., 2016; Zonno et al., 2019).

$$FR_i = \frac{f_d - f_u}{f_u} \quad (1)$$

$$USI_i = \frac{f_d + f_u}{\sqrt{\sigma_{f_d}^2 + \sigma_{f_u}^2}} + \frac{\zeta_d + \zeta_u}{\sqrt{\sigma_{\zeta_d}^2 + \sigma_{\zeta_u}^2}} \quad (2)$$

$$MAC_i = \frac{|\varphi_i^u \varphi_i^d|^2}{(\varphi_i^u)^2 (\varphi_i^d)^2} \quad (3)$$



## **Capítulo 3. Materiales**

Los materiales principales utilizados en la construcción de los especímenes correspondieron a bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados y mortero de suelo-cemento, propuestos respectivamente por (Huamani et al., 2022) y (Zavaleta de la Cruz, 2021). La elección de estos materiales añade otra dimensión al trabajo de investigación: sostenibilidad. Esto es debido a las ventajas en términos de accesibilidad, bajo consumo energético específico y reducción de emisiones de carbono de los materiales (B. V. Venkatarama Reddy, 2022). En esta sección, se presenta una breve descripción de la composición junto con las características físicas y mecánicas de cada material. Asimismo, se presentan los resultados de una campaña de caracterización mecánica del sistema de mampostería realizada como parte de esta investigación.

### 3.1. Unidades y mortero

Respecto a las unidades, en (Huamani et al., 2022) se desarrollaron bloques de tierra comprimida (BTC) apilables con machihembrado como parte de un sistema alternativo de mampostería en seco pensado para regiones propensas a sismos. Las dimensiones promedio de un bloque individual, sin considerar las extrusiones de encastre, fueron 140 mm de espesor, 280 mm de longitud y 75 mm de altura. Estos bloques huecos se caracterizaron por un diseño geométrico que incorpora dos sistemas de encastre macho-hembra. El sistema de encastre se describió como una forma geométrica de cono truncado hueco, donde el diámetro exterior superior e inferior eran aproximadamente 90 mm y 70 mm, respectivamente, y el diámetro interior 50 mm. Las características geométricas detalladas de los BTCs se ilustran en la Figura 6.

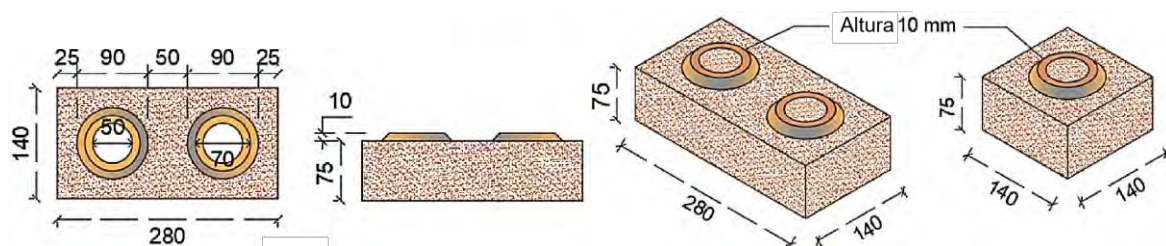


Figura 6. Características geométricas de las unidades BTC. Adaptado de Huamani et al. (2022)

El suelo utilizado para la producción de los BTCs era principalmente arcilloso, y requirió mejoras físicas para cumplir con las recomendaciones

granulométricas de las normativas (UNE 41410, 2008) y (ARS 681, 1966) para construcciones con tierra. La matriz del suelo fue químicamente estabilizada con combinaciones diferentes de cemento Portland tipo I y cal hidráulica, manteniendo una proporción 9:1 respecto a su peso seco de manera constante. Los bloques usados en esta investigación adoptan la combinación denominada SCL10(25%) (Huamani et al., 2022), conformada por 90% suelo, 2.5% cemento y 7.5% cal hidráulica como la dosificación del material de los BTCs. La fabricación de los BTCs se realizó mediante un proceso semi-industrial, que consistió en colocar la mezcla de suelo estabilizado en un molde metálico y aplicar una presión axial de 16 MPa mediante una máquina de compresión hidráulica. El procedimiento de compactación y el bloque BTC final se muestran en la Figura 7a y Figura 7b, respectivamente.



Figura 7. BTCs apilables (Huamani et al., 2022): (a) proceso de prensado, y (b) bloque terminado.

Para su caracterización mecánica, en (Huamani et al., 2022), especímenes de diferentes edades fueron sometidos a ensayos de compresión uniaxial (ver Figura 8a y b) y flexión en tres puntos (ver Figura 8c y d), siguiendo la norma EN 772-6 (EN, 2001). Se consideró un total 72 especímenes divididos en edades de 7, 14, 21 y 28 días para el ensayo de compresión uniaxial, mientras que, para el ensayo de flexión, se consideraron 18 especímenes de 28 días de edad como mínimo. Las velocidades de carga fueron 0.50 mm/min para los ensayos de compresión uniaxial y 0.30 mm/min para los de flexión en tres puntos. Para los especímenes de 28 días de edad, los valores promedio de resistencia a la

compresión y resistencia a la flexión, junto con sus respectivos coeficientes de variación (CoVs), fueron 2.42 MPa (10%) y 0.37 MPa (13%), respectivamente.

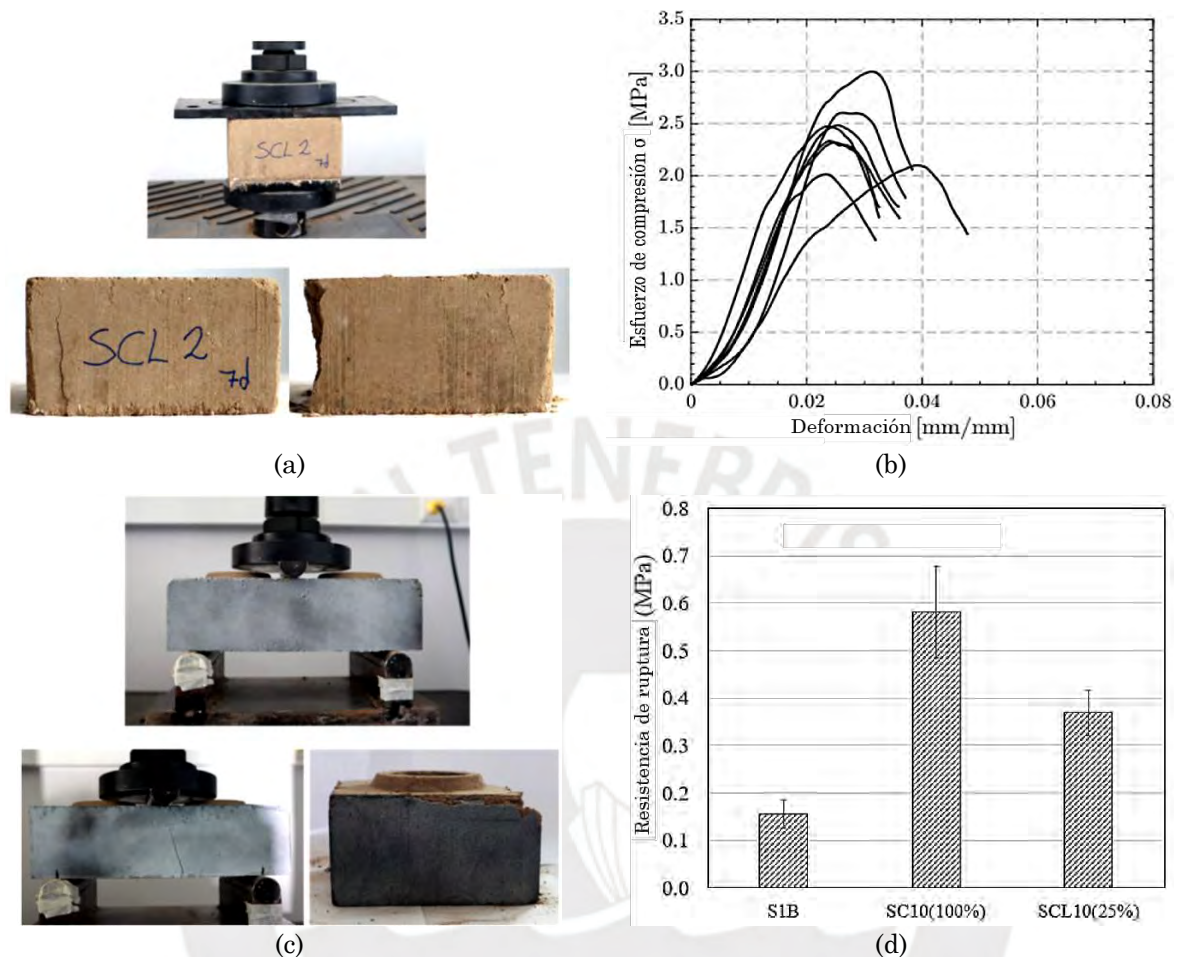


Figura 8. Caracterización mecánica de BTCs. Adaptado de (Huamani et al., 2022): (a) ensayo de compresión, (b) curvas esfuerzo-deformación, (c) flexión en tres puntos, y (d) resistencia de ruptura.

Respecto al mortero, en el trabajo realizado por (Zavaleta de la Cruz, 2021), se diseñó una dosificación de suelo-cemento que garantiza la compatibilidad con los bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados, descritos en previamente. Los criterios para definir la dosificación óptima fueron: adherencia entre el mortero y los BTCs, y cumplimiento de los requisitos mínimos de resistencia a compresión y flexión. Estos criterios fueron validados mediante la aplicación de pruebas de fluidez (ver Figura 9a), según ASTM C230 (ASTM, 2014); compresión uniaxial (ver Figura 9b), según ASTM C109 (ASTM, 2020a); y flexión en tres puntos (ver Figura 9c), según ASTM C348 (ASTM, 2020b). La dosificación que obtuvo los mejores resultados estaba compuesta por 80% suelo y 20% cemento Portland Tipo I, con una proporción agua/material seco de 27.4%. En el caso de la

prueba de fluidez, el diámetro de extensión del mortero osciló entre 150 y 240 mm. Por otro lado, se determinó un valor medio de resistencia a la compresión uniaxial de 9.84 MPa, con un CoV de 2.6%, en muestras cúbicas de 50 mm de lado. Asimismo, los ensayos de flexión se realizaron en muestras prismáticas de 40 mm x 40 mm x 160 mm, obteniendo una resistencia promedio de 2.28 MPa con un CoV de 2.8%.

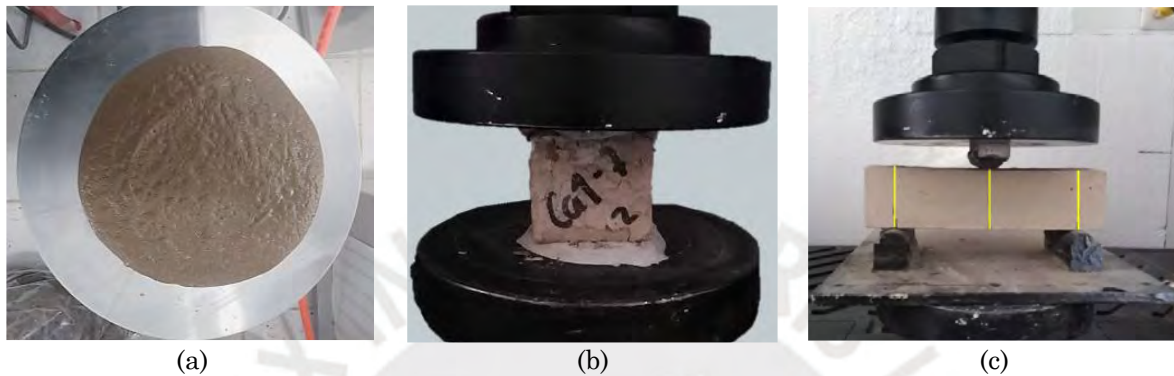


Figura 9. Caracterización mecánica del mortero (Zavaleta de la Cruz, 2021): (a) ensayo de fluidez, (b) compresión uniaxial, y (c) flexión en tres puntos.

## 3.2. Sistema de mampostería

Con el objetivo de proporcionar una comprensión inicial del comportamiento del espécimen de bóveda de arista, y tener un punto de referencia para el análisis de los resultados que se obtuvieron de los ensayos de carga cíclica cuasi-estática del mismo, se determinaron las propiedades mecánicas del sistema de mampostería BTC mediante ensayos experimentales. Para ello, se llevaron a cabo dos tipos de ensayo: ensayo de compresión uniaxial y ensayo de compresión diagonal, considerando tres especímenes para cada caso.

### 3.2.1. Ensayo de compresión uniaxial

Los ensayos de compresión uniaxial se realizaron sobre tres muretes de mampostería BTC, siguiendo las directrices establecidas en la norma EN 1052-1 (British Standards Institution, 1999). Los muretes, denominados C-1, C-2 y C-3, fueron construidos con siete hiladas de bloques BTC, alcanzando dimensiones nominales de aproximadamente 585 mm de altura, 570 mm de longitud y 140 mm

de espesor. Además, se consideró una capa de mortero o “*capping*” de arena-cemento de 15 mm de espesor en la superficie superior.

La carga de compresión vertical se aplicó mediante un ensayo controlado por desplazamiento, utilizando un actuador servo-controlado y una celda de carga de 500 kN, a una velocidad constante de 0.78 mm/min. Los desplazamientos verticales asociados a la aplicación de carga fueron medidos mediante transformadores diferenciales de variación lineal (LVDTs). Para cada ensayo, se fijaron tres LVDTs en cada cara del murete: dos en posición vertical y uno en posición horizontal. Como se muestra en la Figura 10, las distancias iniciales para los LVDTs verticales y horizontales fueron de 195 mm y 285 mm, respectivamente.

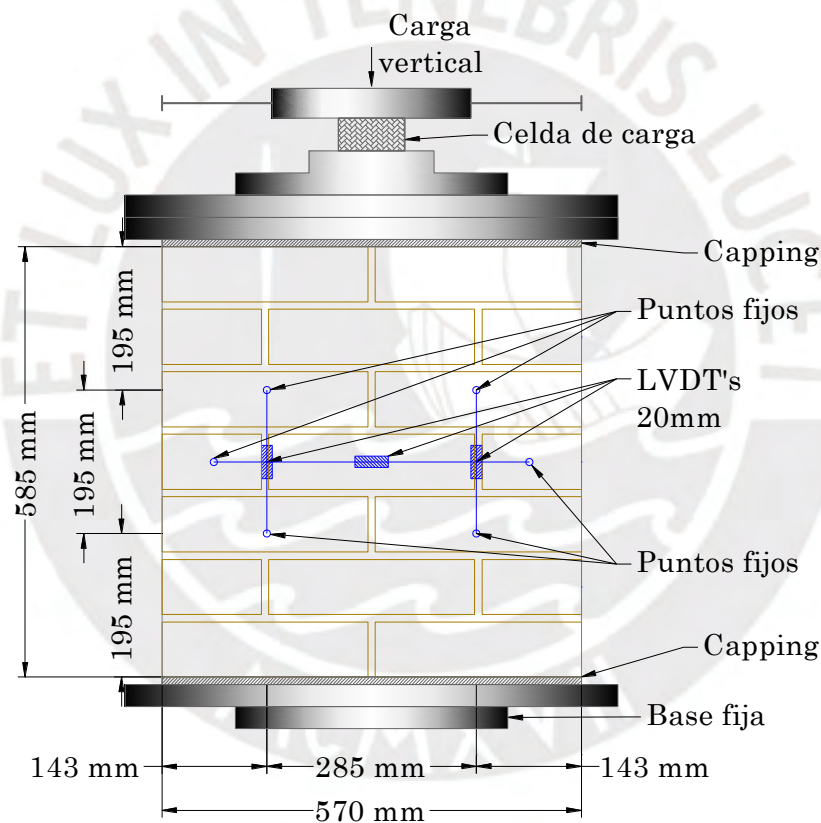


Figura 10. Configuración del ensayo de compresión uniaxial.

El cálculo de la curva esfuerzo-deformación se realizó siguiendo el procedimiento establecido en la norma EN 1052-1 (British Standards Institution, 1999). Los esfuerzos de compresión  $\sigma_c$  se determinaron como el cociente entre la fuerza  $F_c$ , registrada por la celda de carga, y la sección transversal  $A$  del murete, según lo indicado en la ecuación (4). Es importante señalar que, durante la

construcción de todos los especímenes, el mortero se infiltró y rellenó los huecos de los bloques BTC; por ello, al calcular el área de la sección transversal  $A$ , dichos huecos se consideraron macizos. Por otro lado, la deformación  $\varepsilon$  se obtuvo como el promedio de las cuatro deformaciones verticales medidas en ambas caras del espécimen. Finalmente, el módulo de Young secante  $E$  se definió como el cociente entre un tercio de la tensión máxima de compresión y su deformación correspondiente  $\varepsilon$ . La expresión utilizada para calcular el módulo de Young secante del material de mampostería BTC se presenta en la ecuación (5).

$$\sigma_c = F_c / A \quad (4)$$

$$E = F_{c,máx} / (3 * \varepsilon * A) \quad (5)$$

El comportamiento mecánico de la mampostería BTC bajo carga de compresión uniaxial fue evaluado a partir de las curvas esfuerzo-deformación y los patrones de fisuración, como se muestra en la Figura 11 y la Figura 12, respectivamente. A partir de las curvas, se observó que los muretes C-1 y C-3 presentaron un comportamiento similar tanto en el rango elástico como en el no lineal. Por ejemplo, estos muretes se caracterizaron por módulos de Young de 1.27 GPa y 1.12 GPa, respectivamente. Además, se obtuvieron valores aproximados de resistencia a la compresión de 1.22 MPa y 1.19 MPa para los muretes C-1 y C-3, respectivamente, a una deformación de  $1.80 \times 10^{-3}$  mm/mm. Ambos especímenes mostraron un comportamiento de ablandamiento típico de materiales cuasi-frágiles (Nochebuena-Mora et al., 2023). Por otro lado, el murete C-2 presentó un módulo de Young inferior, con un valor aproximado de 0.87 GPa. A partir de una deformación de  $2.00 \times 10^{-3}$  mm/mm, su comportamiento mecánico en compresión se caracterizó por un ligero incremento en la resistencia, alcanzando un valor máximo de 1.32 MPa.

Con base en los resultados obtenidos de los tres muretes, se determinó que el material de mampostería BTC se caracteriza por un módulo de Young promedio de 1.09 GPa, con un coeficiente de variación (CoV) de 15.1%, y una resistencia a la compresión promedio de 1.24 MPa, con un CoV de 4.3%.

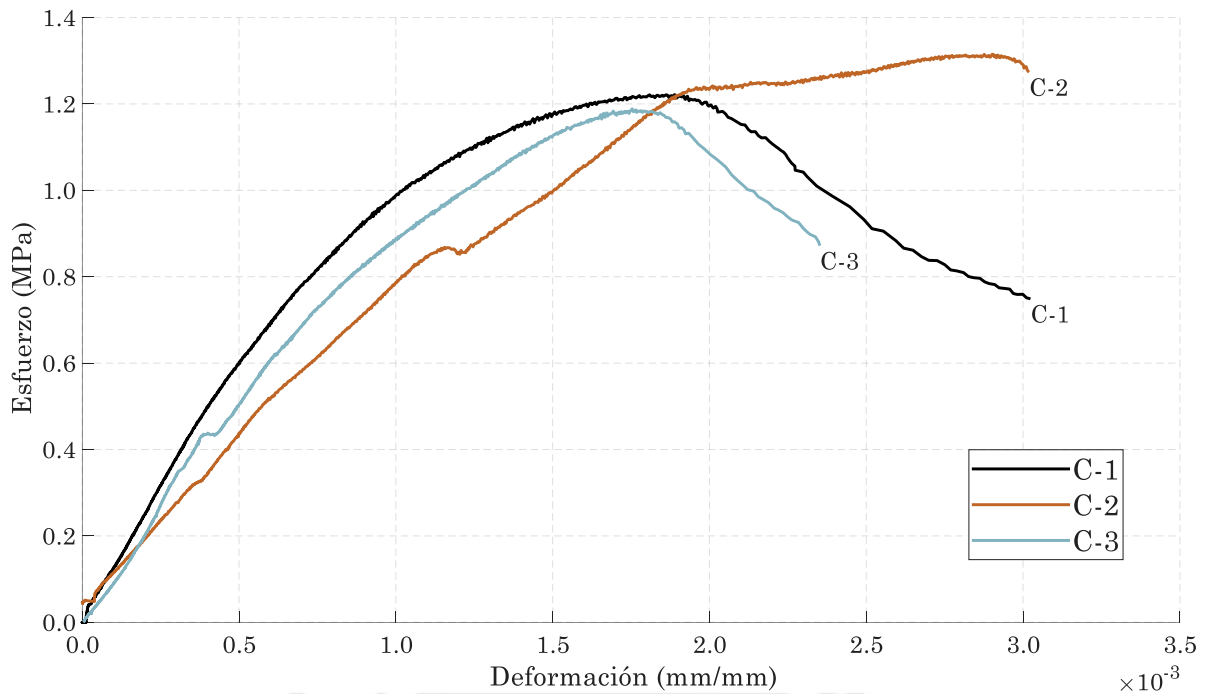


Figura 11. Curvas de esfuerzo-deformación de los ensayos de compresión uniaxial.

En cuanto a los patrones de fisuración (ver Figura 12), el murete C-1 se caracterizó por la aparición de fisuras verticales formadas principalmente a lo largo de las juntas de cabeza, acompañadas por la fractura de algunas unidades BTC. El murete C-2 desarrolló un patrón de fisuración inclinado que atravesó tanto las juntas de mortero como las unidades BTC, lo que sugiere la activación de un mecanismo de falla mixto. En los muretes C-1 y C-2, se observó que las unidades BTC ubicadas en la base presentaron fallas por compresión, posiblemente asociadas a un efecto de restricción inducido por las juntas, fenómeno reportado por D'Amato et al. (2023) en sistemas de mampostería con unidades débiles y mortero resistente. Finalmente, el murete C-3 mostró un patrón de fisuración más distribuido, con múltiples fisuras verticales que se extendieron a lo largo de una mayor porción de la altura del espécimen.

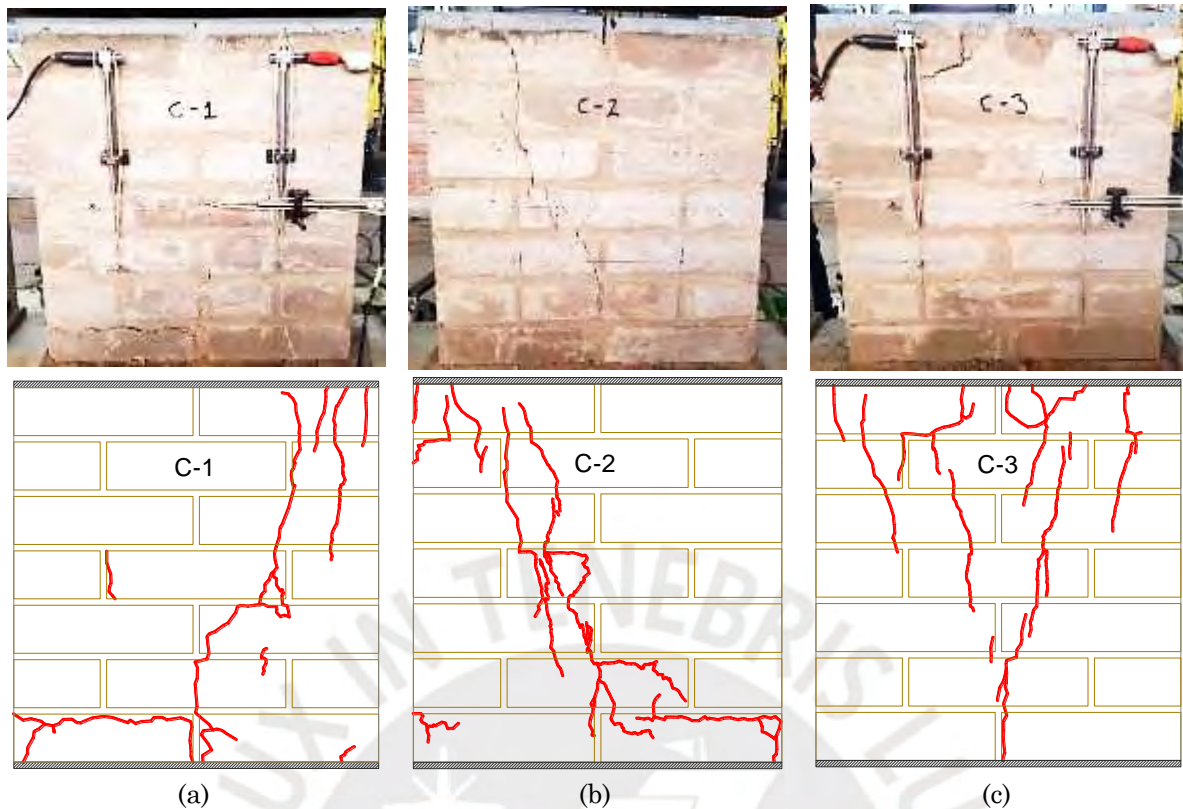


Figura 12. Mecanismos de falla: (a) murete C-1, (b) murete C-2, y (c) murete C-3.

### 3.2.2. Ensayo de compresión diagonal

Los ensayos de compresión diagonal se realizaron sobre tres muretes de mampostería BTC, denominados D-1, D-2 y D-3, siguiendo las especificaciones establecidas en la norma ASTM E519 (ASTM, 2002). Para estos ensayos, los muretes estuvieron compuestos por diez hiladas de bloques BTC, presentando dimensiones aproximadas de 860 mm de altura, 860 mm de longitud y 140 mm de espesor, además de una capa de mortero o “*capping*” de arena-cemento de 15 mm en la superficie superior.

Los ensayos se realizaron bajo un enfoque de desplazamientos controlados, con una velocidad constante de 0.3 mm/min. La carga vertical fue aplicada mediante un actuador servo-controlado, equipado con una celda de carga de 500 kN de capacidad. Para medir los desplazamientos horizontales y verticales, se instalaron dos LVDTs en cada cara del murete, alineados a lo largo de las dos diagonales. Un esquema del montaje experimental para los ensayos de compresión diagonal se muestra en la Figura 13.

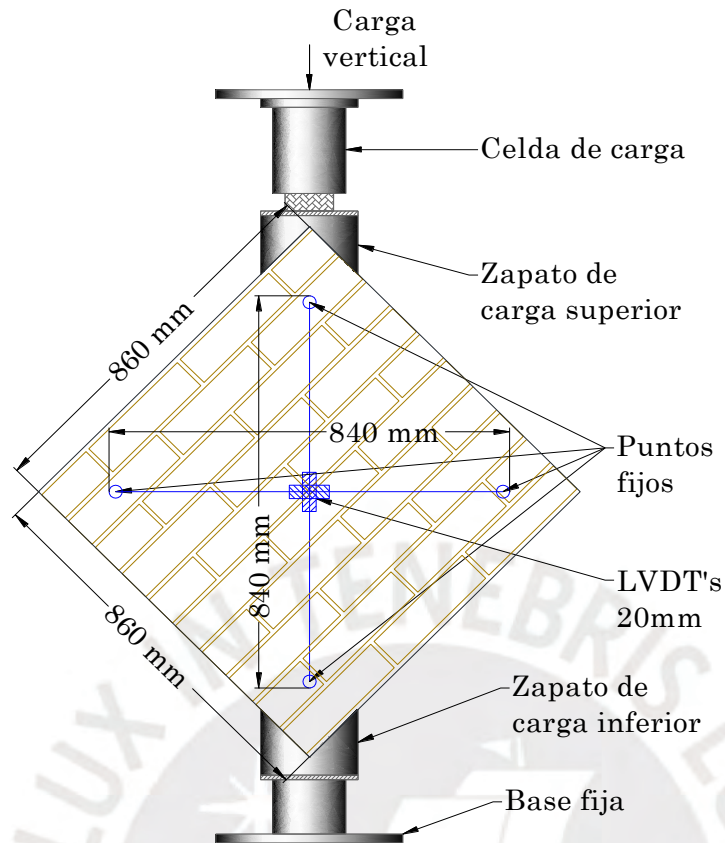


Figura 13. Configuración del ensayo de compresión diagonal.

El cálculo de la curva esfuerzo-deformación asociada a este mecanismo se realizó con base en las expresiones proporcionadas por la norma ASTM E519 (ASTM, 2002). Según la ecuación (6), el esfuerzo cortante  $\tau_s$  está directamente relacionado con la fuerza  $P$ , registrada por la celda de carga, y la sección transversal nominal  $A_N$  del murete de mampostería BTC. Por otro lado, el cálculo de la distorsión cortante  $\gamma$  se llevó a cabo según la ecuación (7), en la cual  $\Delta x$  y  $\Delta y$  corresponden al incremento promedio de desplazamientos en las direcciones paralela y ortogonal a la dirección de carga, respectivamente. Además,  $g$  representa la longitud inicial de los LVDTs diagonales.

$$\tau_s = (0.707 * P) / A_N \quad (6)$$

$$\gamma = (\Delta x + \Delta y) / g \quad (7)$$

El comportamiento mecánico del material de mampostería BTC fue evaluado mediante el análisis de las curvas esfuerzo-deformación y los mecanismos de falla. Se determinó que los tres muretes presentaron un comportamiento similar en el rango elástico lineal y no lineal (ver Figura 14) y,

por el contrario, se observaron diferencias en la resistencia a tracción, especialmente en el caso del murete D-1.

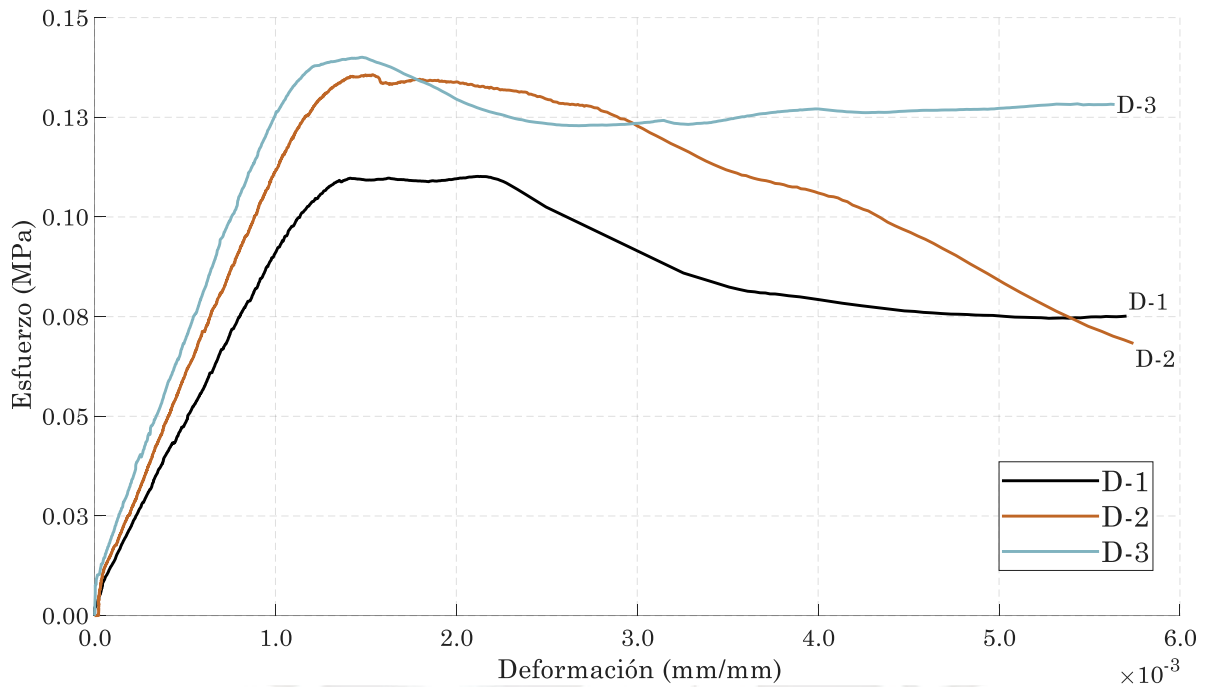


Figura 14. Resultados de los ensayos de compresión diagonal: (a) curvas esfuerzo-deformación, y (b) mecanismos de falla

Los muretes D-2 y D-3 presentaron resistencias a tracción de 0.136 MPa y 0.140 MPa, respectivamente, con una diferencia absoluta del 3.09%. Esta diferencia fue más significativa en el murete D-1, cuya resistencia a tracción se redujo a 0.110 MPa. Tras alcanzar sus tensiones máximas, los muretes de mampostería mostraron un comportamiento no lineal con una respuesta relativamente dúctil frente a la carga de compresión diagonal. El murete D-1 presentó una respuesta de ablandamiento, caracterizada por una reducción de aproximadamente 31% en su resistencia a tracción en el rango de deformación entre  $2.20 \times 10^{-3}$  mm/mm y  $4.50 \times 10^{-3}$  mm/mm. A partir de ese punto, se observó una resistencia residual a tracción de 0.075 MPa. Una respuesta de ablandamiento similar se evidenció en el murete D-2, cuyo comportamiento no lineal se caracterizó por una reducción progresiva de la resistencia a tracción. En el caso del murete D-3, se observó una disminución de aproximadamente 12.25% entre  $1.50 \times 10^{-3}$  mm/mm y  $2.50 \times 10^{-3}$  mm/mm, seguida de un valor relativamente constante de resistencia residual de 0.125 MPa. Estos resultados permitieron

establecer un valor promedio de resistencia a tracción de 0.13 MPa, con un CoV del 10.2%.

En cuanto al mecanismo de falla (ver Figura 14 y Figura 15), se determinó que los tres muretes presentaron un patrón de fisuración similar, gobernado por esfuerzos de tracción diagonal. Esta respuesta se manifestó mediante una fisura diagonal principal bien definida, que no solo se propagó a lo largo de las juntas de mortero, sino que también provocó la fractura de unidades BTC. Por ejemplo, el murete D-1 presentó una trayectoria de fisuración relativamente recta, siguiendo principalmente las juntas de mortero. En contraste, los muretes D-2 y D-3 exhibieron una trayectoria de fisuración más irregular, que atravesó tanto juntas como bloques. En estos casos, también se evidenció deslizamiento adicional en juntas de mortero horizontales. Estas diferencias en respuesta estructural sugieren influencia de factores como imperfecciones constructivas, variabilidad en unidades y distribuciones no uniformes de esfuerzos.

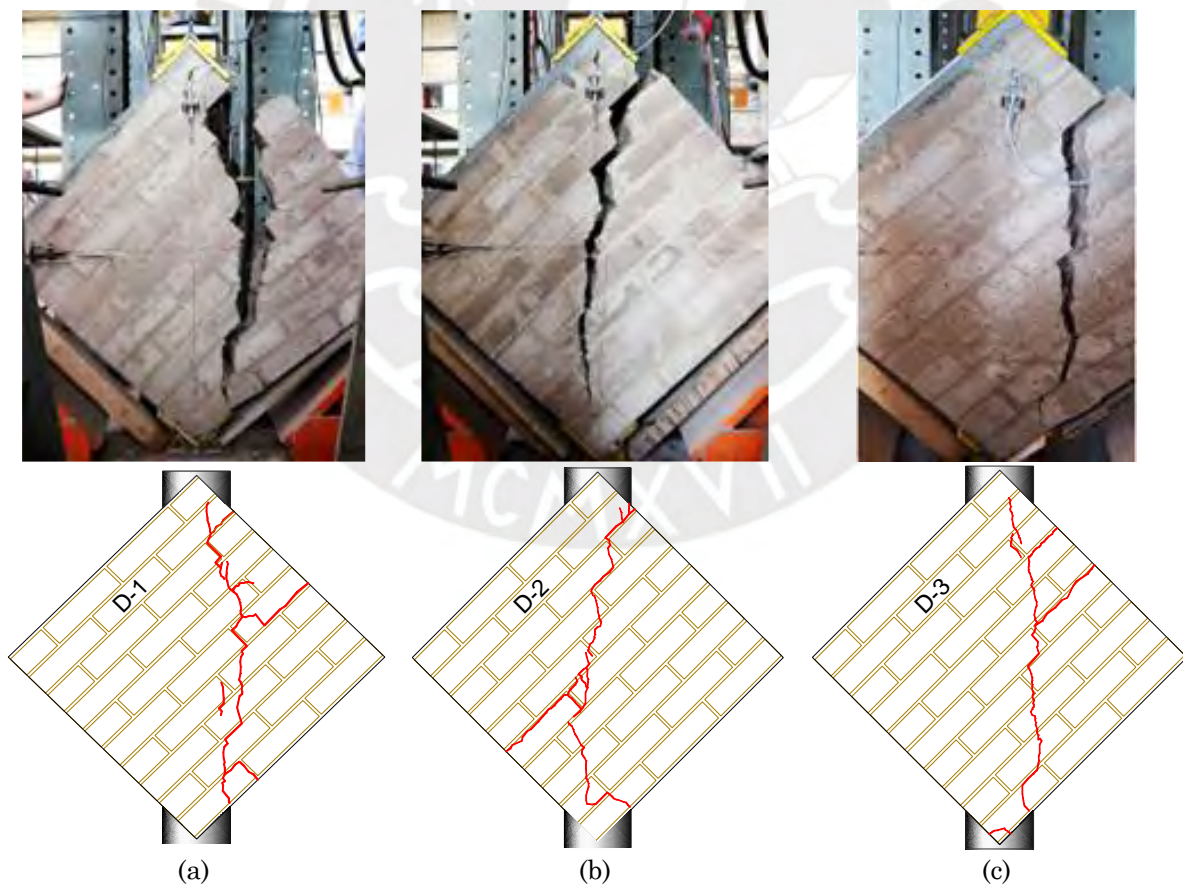


Figura 15. Mecanismos de falla: (a) murete D-1, (b) murete D-2, y (c) murete D-3.



## **Capítulo 4. Bóveda de arista de mampostería de BTC**

El espécimen consistió en una bóveda de arista de mampostería y un sistema de soportes diseñado para generar condiciones de borde que inducen un mecanismo de falla por cortante en el plano en la bóveda soportada. La concepción del sistema de soporte se basó en el trabajo de Bianchini et al. (2024). Además, se consideró la construcción de una losa de concreto reforzado para facilitar su transporte.

El proceso de diseño del espécimen a escala real de la bóveda de arista se centró principalmente en las limitaciones físicas asociadas a su ensayo. Se realizaron múltiples iteraciones hasta lograr que las dimensiones finales satisfagan dichas limitaciones. Asimismo, se tuvo en cuenta la estereotomía de los bloques en su planificación. Respecto a las restricciones físicas, el peso total del espécimen y sus dimensiones horizontales fueron factores clave, ya que influían tanto en su transporte como en su colocación dentro de la instalación de ensayos. El límite de peso para el transporte mediante grúa aérea fue 140 kN, mientras que el espacio disponible en la instalación de pruebas fue de 4.00 m x 4.00 m.

## **4.1. Diseño del espécimen**

### **4.1.1. Modelado paramétrico**

Con el objetivo de proporcionar una representación geométrica precisa de la bóveda de arista de mampostería y optimizar el proceso de diseño iterativo, se desarrolló un procedimiento semiautomático basado en modelado paramétrico. Con este enfoque, cada iteración del diseño solo requirió la entrada de un juego nuevo de parámetros ya que el modelado estaba programado. Todo este proceso se llevó a cabo utilizando el complemento de programación visual Dynamo (Autodesk Inc., 2022), compatible con el software Autodesk Revit (Autodesk Inc., 2023).

Para la parametrización, se consideraron tres conjuntos de variables geométricas, asociadas a: las unidades de mampostería, las juntas de mortero y las dimensiones generales del espécimen. En el caso de las unidades, las variables utilizadas para el modelado paramétrico fueron su longitud ( $l_u$ ), espesor ( $t_u$ ) y altura ( $h_u$ ) (ver Figura 16a). Por otro lado, la variable paramétrica asociada a las

juntas de mortero correspondió a su espesor ( $t_m$ ) en el intradós (ver Figura 16b), el cual fue el mismo tanto para las juntas longitudinales como transversales. Finalmente, las variables geométricas globales, definidas para el espécimen completo, incluyeron el radio interno de los arcos ( $r$ ), el ángulo de barrido ( $\theta$ ), la altura de relleno ( $h_f$ ) y la longitud de apoyo ( $l_s$ ) (ver Figura 16c).

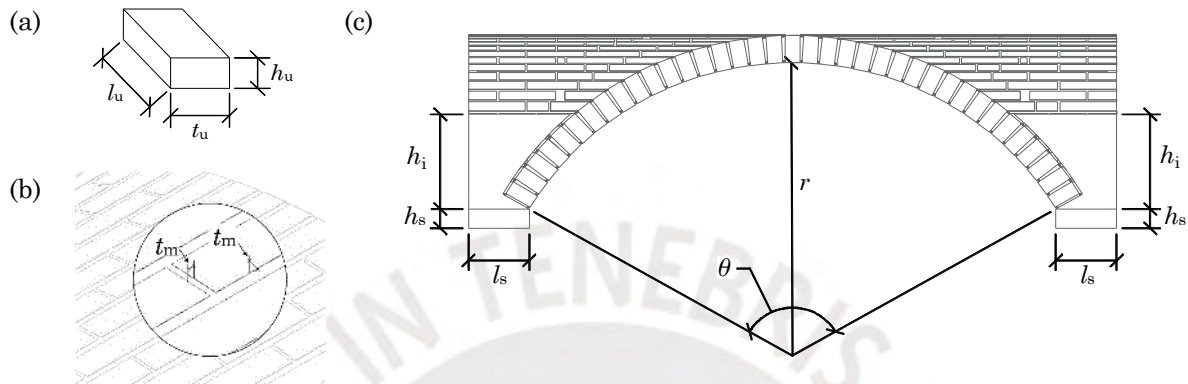


Figura 16. Parámetros geométricos considerados para el modelado paramétrico de la bóveda de arista: (a) dimensiones del bloque, (b) espesor de la junta de mortero, y (c) dimensiones globales para la bóveda.

El punto de partida del procedimiento de modelado paramétrico consistió en la definición de la geometría correspondiente a un octavo del entramado de mampostería del espécimen completo. Para ello, se creó una línea curva con un radio de  $(r + t_u)$  que barría un ángulo de  $\theta/2$  (ver Figura 17a), con el fin de esbozar el extradós de la mitad de uno de los arcos perimétricos de la bóveda, cubriendo la distancia entre uno de sus apoyos y la unidad central. Dicha línea fue dividida en varios segmentos, definidos por puntos de división, cuya separación se estableció en función de la altura de las unidades ( $h_u$ ) y el espesor de las juntas de mortero ( $t_m$ ). A continuación, se generó un plano vertical que contenía el arco perimétrico, con un desplazamiento ortogonal igual a la longitud del apoyo ( $l_s$ ). Este plano fue posteriormente rotado  $45^\circ$ , con el objetivo de alinearlo con la dirección de la diagonal correspondiente. El plano inclinado se utilizó para proyectar cada punto de división del arco perimétrico sobre la diagonal (ver Figura 17a), definiendo así las hiladas de mampostería.

Posteriormente, el procedimiento de modelado paramétrico consistió en insertar las unidades en cada punto de división. En el caso del arco perimétrico,

las unidades se dispusieron en un patrón de aparejo a soga, alternando un bloque entero seguido de un medio bloque. Cada unidad fue colocada en orientación longitudinal y rotada tangencialmente al arco perimétrico para mantener una correcta alineación. Por otro lado, en la diagonal, se insertaron bloques enteros, excepto en las hiladas más cercanas al apoyo, donde la distancia entre los puntos de división del arco perimétrico y el plano inclinado era relativamente pequeña. En cada hilada, la distancia restante entre el arco perimétrico y el plano inclinado fue rellenada con unidades adicionales. En este caso, se insertaron bloques enteros o parciales, dependiendo de la longitud que debía cubrirse (ver Figura 17b). Cualquier unidad resultante cuya longitud fuera inferior al 10% de su valor original no fue considerada durante el modelado. Se repitió el procedimiento para crear un segundo segmento de un octavo adyacente al primero (ver Figura 18a), de modo que juntos formaran un cuarto de la bóveda de arista a lo largo de una diagonal común. Este procedimiento generó un solape de las unidades que se intersecaban en la diagonal (ver Figura 18b), lo cual requirió un análisis detallado de estereotomía para garantizar un modelado adecuado de la trabazón entre unidades ortogonales

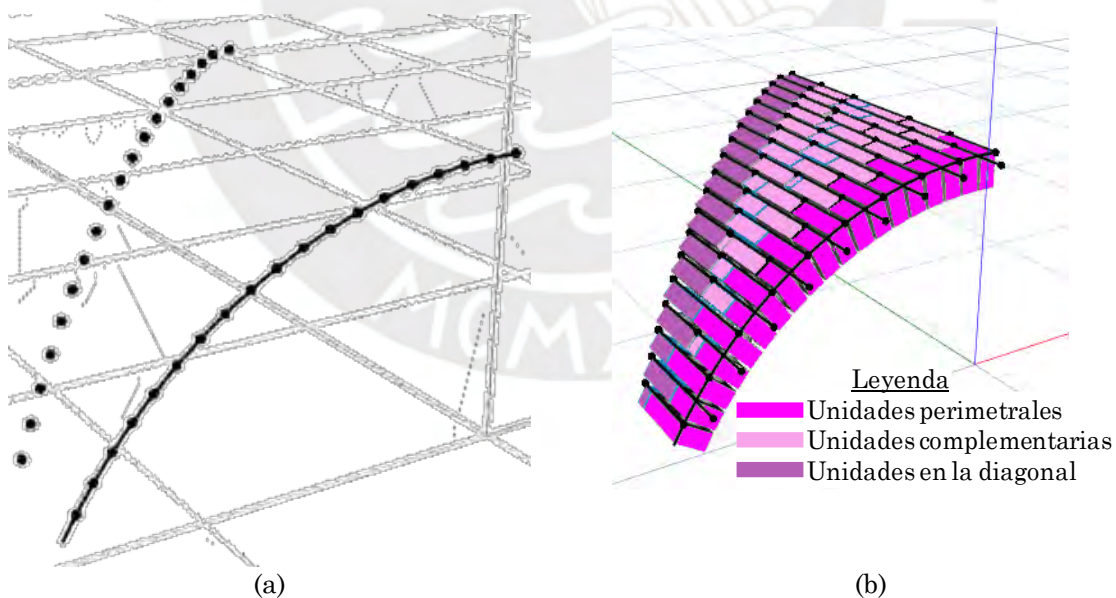


Figura 17. Modelado de entramado de mampostería: (a) puntos de división en el arco perimétrico proyectados al plano diagonal, (b) inserción de unidades,

Para abordar los problemas de estereotomía en las diagonales (Cangi, 2011; Gaetani et al., 2021), el procedimiento de modelado paramétrico empleó una

metodología reportada por Bianchini et al. (2024), la cual consistió en un proceso de corte entre dos unidades inclinadas con orientación ortogonal, derivadas de bóvedas de cañón ortogonales. Inicialmente, fue necesario identificar un vértice común compartido por dos unidades, denominadas A y B (ver Figura 19a), que coincidía con la diagonal interior de la bóveda de arista. Posteriormente, la unidad B fue cortada mediante un plano desplazado alineado con la cara lateral inferior de la unidad A (ver Figura 19b). De forma análoga, la unidad A fue recortada con un plano desplazado alineado con la cara inferior de la unidad B (ver Figura 19c). Finalmente, la unidad A fue sometida a un último corte mediante un plano desplazado alineado con la cara lateral superior de la unidad B (ver Figura 19d). Cabe destacar que la distancia entre los planos de corte y las caras de las unidades fue igual al espesor de las juntas de mortero. Tras este procedimiento, el ensamble resultante entre las unidades A y B en la diagonal de la bóveda de arista se muestra en la Figura 19e.

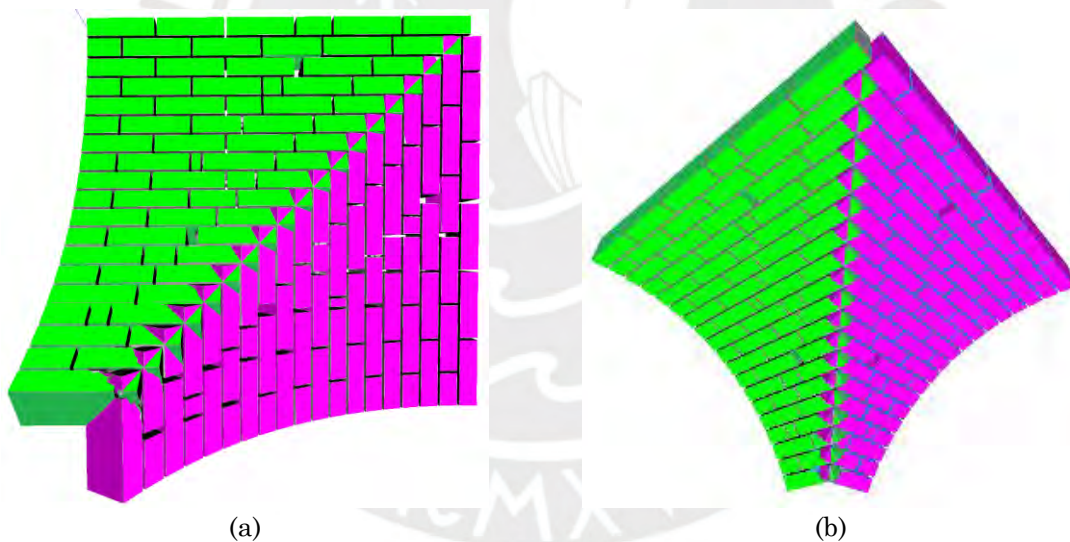


Figura 18. Primer cuarto modelado de la bóveda de arista: (a) vista inferior, y (b) vista isométrica inferior.

Dado que la inclinación de las unidades ortogonales varía según su posición a lo largo de la diagonal interior de la bóveda, la orientación de los planos de corte requiere un ajuste adicional. Para ello, se implementó en el script de Dynamo una generación automatizada de los planos de corte, considerando la posición relativa de las unidades. La aplicación de este procedimiento al cuarto de la bóveda de arista de mampostería se ilustra en la Figura 19f.

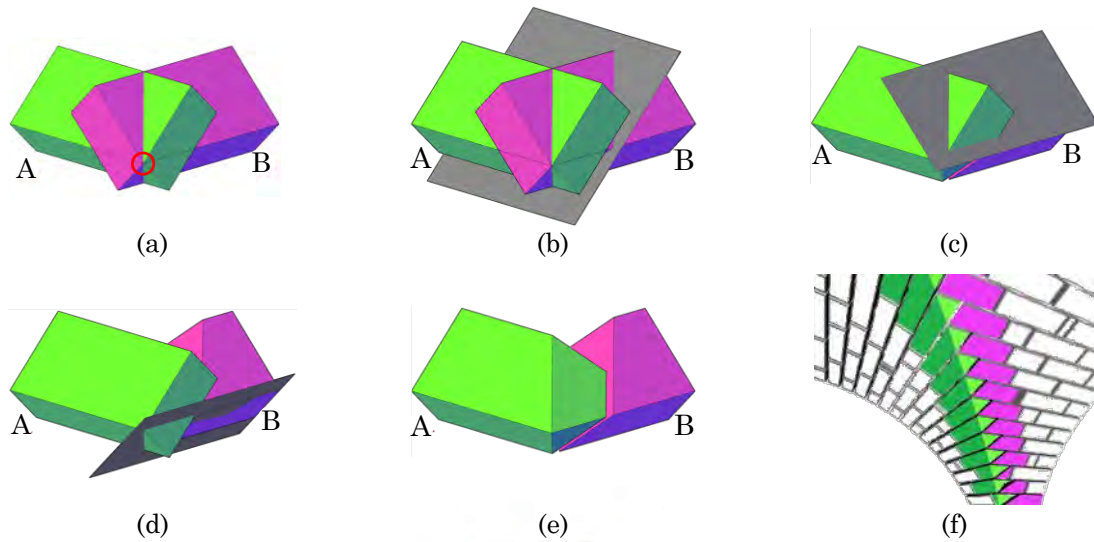


Figura 19. Metodología de cortes para los bloques de las diagonales: (a) posicionamiento de bloques e identificación del vértice en común, (b) primer corte de la unidad B, (c) primer corte de la unidad A, (d) segundo corte de la unidad A, (e) configuración resultante para un par de bloques, y (f) estereotomía resultante en las diagonales.

Una vez obtenida una representación geométrica adecuada de un cuarto del espécimen, el procedimiento de modelado paramétrico se completó mediante dos operaciones de simetría sucesivas para generar el modelo completo (ver Figura 20). La primera operación de simetría se utilizó para generar un cuarto adyacente del espécimen, lo que dio lugar a la mitad de la geometría de la bóveda de arista. La segunda operación reflejó dicha mitad para producir la bóveda de arista completa.

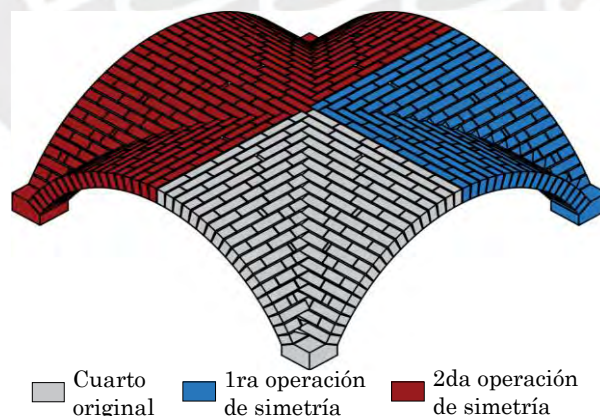


Figura 20. Operaciones booleanas de simetría para el modelado del espécimen completo

El modelado de las juntas de mortero requirió la creación de una representación simplificada de la bóveda como un elemento sólido, basado en sus variables paramétricas correspondientes, para después realizar una operación booleana de sustracción con el fin de eliminar la geometría del conjunto de

unidades. Por otro lado, el modelado de los apoyos se llevó a cabo mediante un enfoque directo, en el que se creó un elemento sólido con dimensiones  $(l_s \times l_s \times h_s)$ , el cual fue insertado debajo del extremo del intradós diagonal en las esquinas. Finalmente, el modelado del relleno siguió un procedimiento similar, en el que se generó un elemento sólido de grandes dimensiones sobre el apoyo, asegurando que su esquina inferior coincidiera con la esquina superior del apoyo. Se realizó una operación booleana de corte entre el sólido y un plano horizontal ubicado a una altura  $h_i$  desde su base. Posteriormente, se ejecutó una segunda operación booleana de corte entre el sólido y la representación simplificada de la bóveda de arista de mampostería. Ejemplos del modelado del apoyo y del relleno, así como una representación detallada de la bóveda de arista de mampostería utilizando el procedimiento de modelado paramétrico, se muestran en la Figura 21a y la Figura 21b, respectivamente.

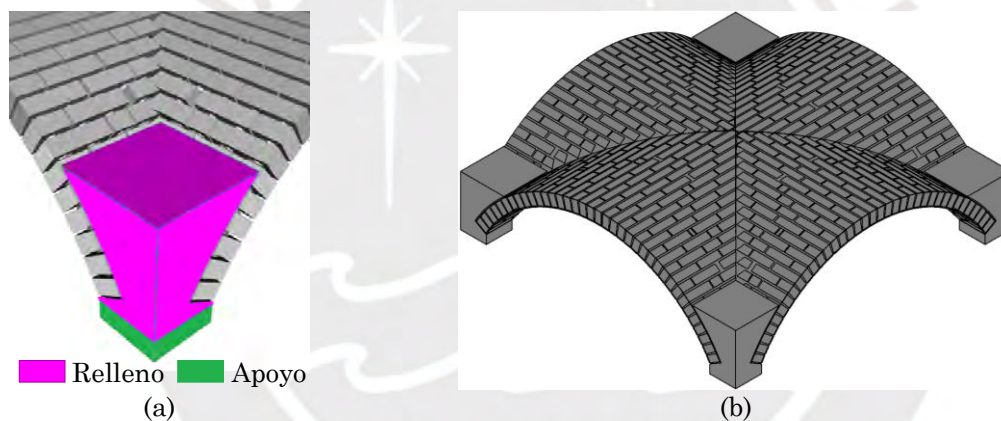


Figura 21. Tramo final del procedimiento de modelado: (a) apoyo y relleno, y (b) representación geométrica detallada de la bóveda de arista de mampostería.

#### 4.1.2. Sistema de apoyos

El sistema de apoyo considerado en esta investigación se basó en el trabajo desarrollado por (Bianchini et al., 2024). Dicho sistema estuvo compuesto por dos apoyos fijos (borde fijo) y dos apoyos móviles (borde móvil), como se aprecia en la Figura 22, permitiendo la activación del mecanismo de cortante en el plano característico de las bóvedas de arista (ver Figura 3). Los apoyos fijos, construidos con pilastras de mampostería de 0.60m x 0.60m x 0.70m, fueron diseñados para restringir desplazamientos o rotaciones, mediante la incorporación de perfiles de acero en forma de U. Además, estas pilastras fueron rígidamente conectadas

mediante vigas de acero tipo W, simulando la condición de borde de un muro perimetral de alta rigidez, como los que se encuentran en iglesias.

Por otro lado, los apoyos móviles consistieron en masas de acero de 0.60m x 0.60m x 0.60m, montadas sobre bases con ruedas, permitiendo así desplazamientos horizontales. Estas masas representaban las columnas o columnatas de una iglesia que sostienen las bóvedas de arista. Tanto los apoyos móviles como los fijos fueron conectados mediante barras de acero articuladas en ambos extremos, con el objetivo de evitar desplazamientos indeseados provocados por el empuje diagonal generado por el peso propio de la bóveda.

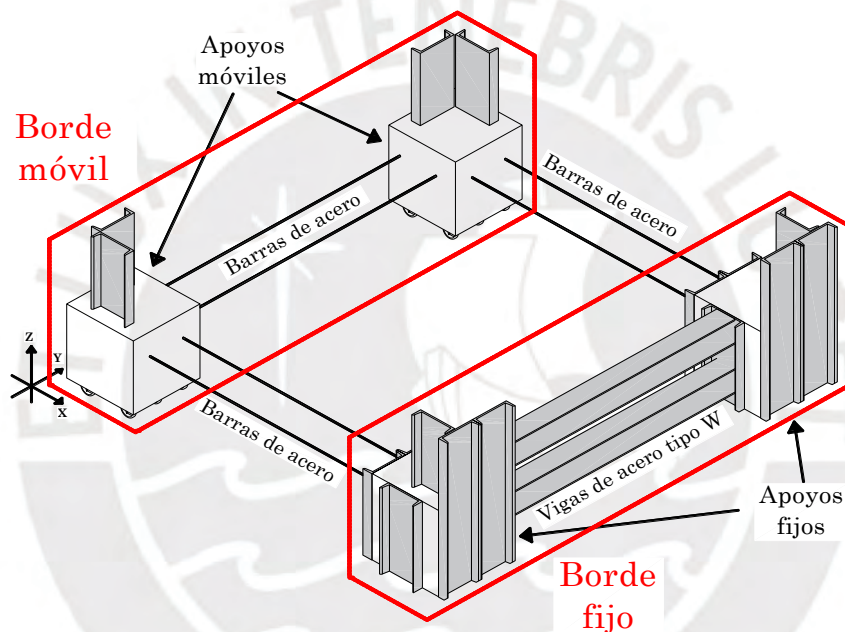


Figura 22. Descripción esquemática del sistema de apoyos, propuesto por (Bianchini et al., 2024), para inducir una falla por corte en el plano.

Todo el sistema de apoyo fue montado sobre una losa de concreto armado diseñada específicamente para facilitar el transporte del espécimen. Para esta investigación, las dimensiones de las pilastras y de las masas de acero fueron definidas en función de las características geométricas de la bóveda de arista de mampostería. De igual manera, las dimensiones generales de los componentes del sistema de apoyo se establecieron considerando tanto la geometría de la bóveda como las limitaciones del laboratorio de ensayos.

### 4.1.3. Diseño final

El diseño geométrico de la bóveda de arista de mampostería BTC se llevó a cabo de manera iterativa, condicionado tanto por las unidades de mampostería adoptadas como, principalmente, por las limitaciones del laboratorio de ensayos. Dado que esta investigación se centró en el uso de los BTC estabilizados desarrollados por (Huamani et al., 2022), las variables paramétricas de las unidades se mantuvieron fijas, con valores de longitud ( $l_u$ ) de 280 mm, espesor ( $t_u$ ) de 140 mm y altura ( $h_u$ ) de 75 mm. Asimismo, el espesor de las juntas de mortero ( $t_m$ ) también se mantuvo constante para ambos sentidos, con un valor de 10 mm.

En cuanto a las limitaciones del laboratorio, el peso máximo del espécimen completo (bóveda de arista de mampostería BTC, sistema de apoyo y losa de transporte de concreto armado) estuvo determinado por la capacidad de carga del puente grúa, la cual era de aproximadamente 140 kN. Además, las dimensiones horizontales del espécimen estaban restringidas por el espacio disponible en el laboratorio, con un máximo de 4.00 m x 4.00 m. En este contexto, el proceso iterativo consistió en ajustar las variables geométricas del diseño, tales como el radio interior de los arcos ( $r$ ), el ángulo de barrido ( $\theta$ ), la altura del relleno ( $h_i$ ), y la longitud ( $l_s$ ) y altura ( $h_s$ ) de los apoyos, de modo que no se superaran los límites establecidos. Cabe señalar que el cálculo del peso total se realizó considerando el volumen de cada componente y su peso específico correspondiente. En el caso de los materiales utilizados, se consideró 17 kN/m<sup>3</sup> para la mampostería de BTC, 78 kN/m<sup>3</sup> para el acero estructural, y 24 kN/m<sup>3</sup> para el concreto armado.

Tras el proceso iterativo, los parámetros finales seleccionados para las variables  $r$ ,  $\theta$ ,  $h_i$ ,  $l_s$ , y  $h_s$  fueron 1.50 m, 120°, 0.50 m, 0.30 m, y 0.075 m, respectivamente. Este conjunto de parámetros dio lugar a una configuración final (ver Figura 23a) con dimensiones de 3.95 m x 3.90 m x 1.85 m (ver Figura 23b), y un peso total aproximado de 100 kN. En la sección de Anexo, se pueden encontrar los planos de detalle con el diseño final que se empleó para la construcción del espécimen.

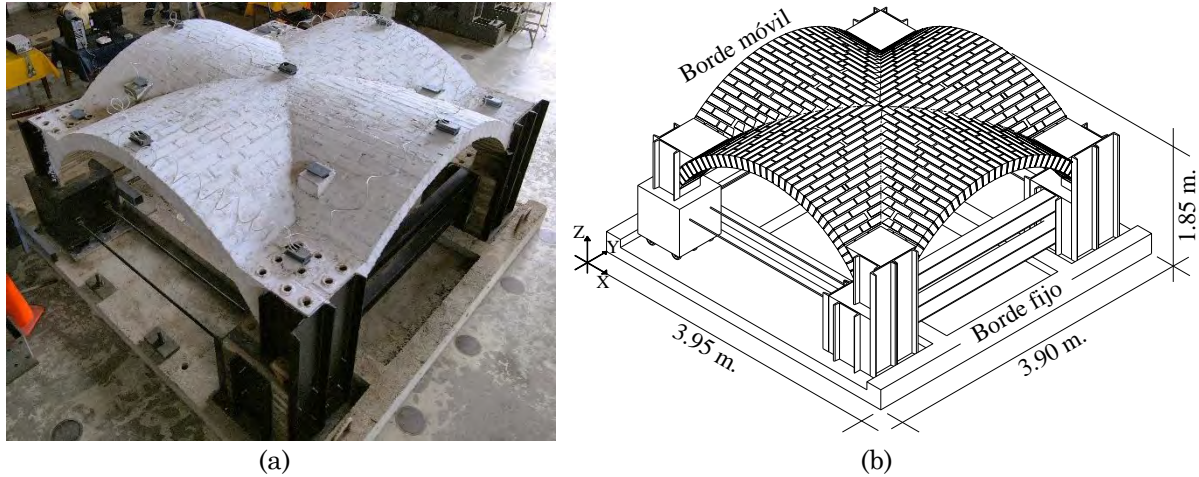


Figura 23. Diseño final del espécimen de bóveda de arista, basado en el modelado paramétrico semiautomático: (a) fotografía real de la bóveda, y (b) dimensiones totales del espécimen.

## 4.2. Proceso constructivo

### 4.2.1. Sistema de apoyos

La construcción de la bóveda de arista de mampostería BTC comenzó con el ensamblaje del sistema de apoyos. Para esto, se fijaron mediante pernos cuatro placas de acero de 0.70 m x 0.70 m y 1/4 de pulgada de espesor sobre una losa de concreto, las cuales sirvieron como base para la construcción de los apoyos fijos y móviles. Para los apoyos fijos, se soldaron a las placas de acero cinco espárragos verticales de 1/2 pulgada de diámetro y seis perfiles en U verticales (ver Figura 24a). Posteriormente, se construyeron dos pilastras con base cuadrada nominal de 0.60 m x 0.60 m y altura de 0.70 m, utilizando mampostería BTC. Con el fin de garantizar una conexión adecuada entre perfiles en U opuestos, se instalaron espárragos horizontales de 3/8 de pulgada de diámetro a diferentes alturas de las pilastras. Tanto los espárragos verticales como los horizontales quedaron embebidos en la mampostería BTC (ver Figura 24b).

En el caso de los apoyos móviles, se fabricaron dos cajas de acero de forma cúbica, con 0.60 m de lado. Para su fabricación se utilizaron dos tipos de placas de acero: las caras superior e inferior de las cajas se construyeron con placas de 1/2 pulgada de espesor, mientras que las caras laterales se realizaron con placas de 1/4 de pulgada. Para brindar mayor rigidez estructural, se incorporaron perfiles angulares de acero de 2" x 2" x 1/4" como elementos de refuerzo interno (ver Figura

24c). Además, en la parte inferior de cada caja se fijaron cuatro ruedas giratorias de 3 pulgadas de diámetro con una capacidad máxima de 5.0 kN, permitiendo así desplazamientos laterales. Cada caja fue equipada con una masa de acero adicional de 540 kg. Contando la propia masa de las cajas metálica, cada apoyo móvil resultó con una masa total aproximada de 700 kg.

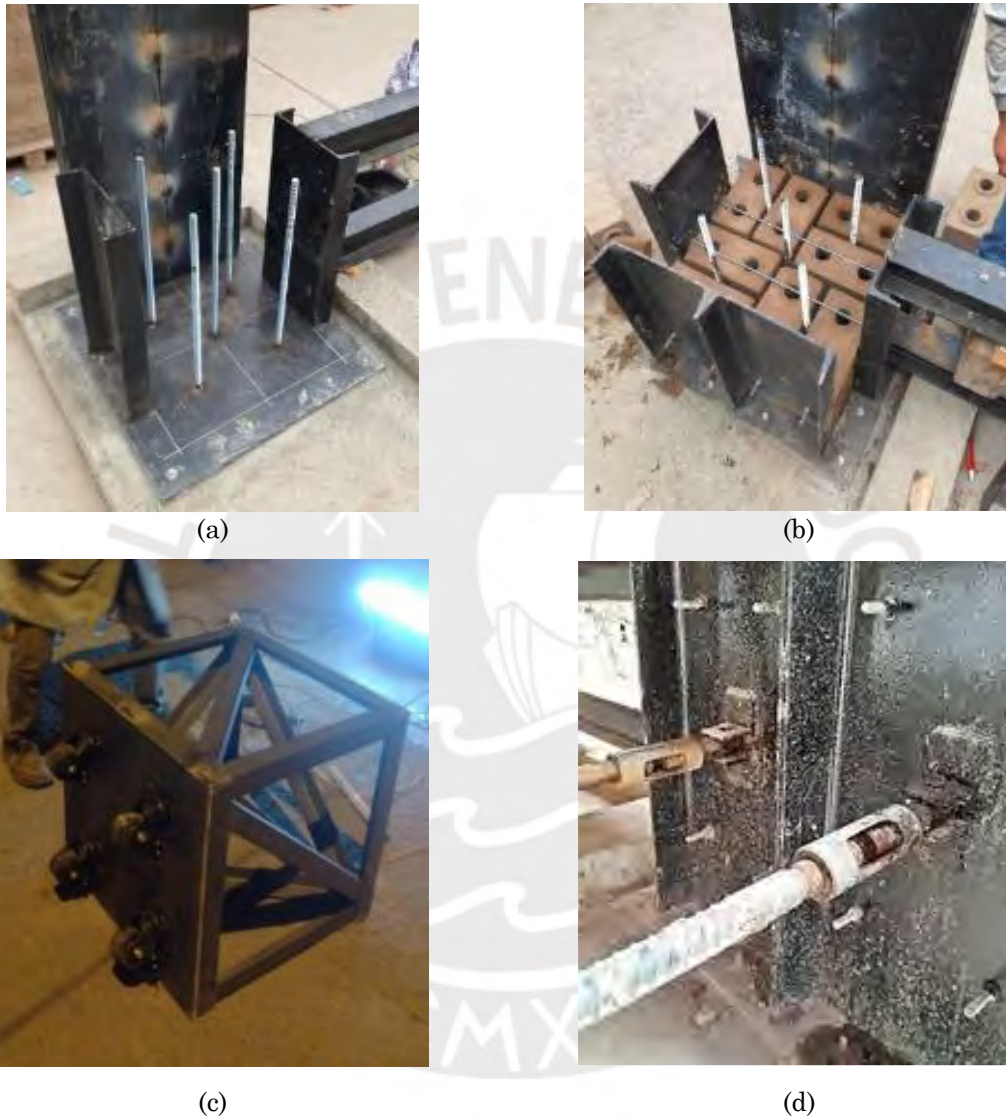


Figura 24. Construcción del sistema de apoyos: (a) perfiles y espárragos verticales soldados a la base, (b) espárragos horizontales y verticales embebidos en la mampostería, (c) refuerzo interno de las cajas metálicas, y (d) mecanismos de pretensado de las barras biarticuladas.

Una vez ensamblados correctamente los cuatro apoyos, se soldaron dos perfiles horizontales tipo W para unir los perfiles en U internos entre los apoyos fijos. Asimismo, se integraron dos barras de acero de 1 pulgada de diámetro entre el resto de los apoyos. Dichas barras fueron equipadas con mecanismos para aplicar pre-esfuerzo y, de esta manera, contrarrestar el empuje diagonal de la

bóveda debido a su propio peso. Además, contaron con conexiones articuladas en ambos extremos (ver Figura 24d) para facilitar la ocurrencia del fenómeno de distorsión por corte en la bóveda de arista.

#### 4.2.2. Bóveda de arista de mampostería

Una vez finalizado el ensamblaje del sistema de apoyos, se dio inicio a la construcción de la bóveda de arista, comenzando con la soldadura de dos perfiles en U adicionales sobre cada apoyo construido. Estos sirvieron para transmitir el empuje diagonal de la bóveda hacia los apoyos y restringir la rotación de los rellenos de mampostería ubicados en las esquinas de la bóveda.

La construcción de los entramados de mampostería BTC requirió la fabricación de un encofrado fenólico de tres piezas (ver Figura 25a). La pieza central, de forma semicilíndrica, abarcaba toda la longitud de la bóveda de arista y presentaba las dimensiones más significativas. Las dos piezas restantes fueron diseñadas para acoplarse a la pieza central, encontrándose exactamente en la diagonal de la bóveda de arista de mampostería BTC (ver Figura 25b).



Figura 25. Encofrado fenólico: (a) partes del encofrado fenólico de tres piezas, (b) instalación del encofrado

Previo a la construcción, los bloques BTC fueron moldeados de acuerdo a la geometría obtenida mediante el modelado paramétrico con el fin de representar adecuadamente la estereotomía a lo largo de las diagonales. Para esto, los planos de corte fueron reproducidos considerando sus puntos de intersección de las aristas del bloque. Una vez determinados dichos puntos, se les unió con líneas que

sirvieron de guía para realizar los cortes adecuados. En la Figura 26 se puede apreciar el resultado de este procedimiento en un par de unidades ortogonales.



Figura 26. Moldeado de bloques ortogonales en las diagonales.

Como se ilustra en la Figura 27a y la Figura 27b, la construcción de los entramados de mampostería se realizó de manera simultánea desde cada esquina hacia el centro de la bóveda. Una vez completados los entramados, el proceso concluyó con la construcción de los rellenos BTC (ver Figura 27c). Posteriormente, el espécimen fue sometido a un proceso de curado de siete días, con el objetivo de evitar retracciones en las juntas de mortero. Además, se esperó a que el espécimen cumpliera una edad mínima de 60 días antes de su ensayo. Cabe señalar que, antes de los ensayos, se aplicó aceite en el contacto entre las ruedas y las placas de acero, con el fin de minimizar los efectos de fricción.

El peso total del espécimen fue de aproximadamente 104.4 kN, considerando no solo la bóveda de arista de mampostería BTC, sino también la losa de concreto, el sistema de apoyo y el encofrado fenólico. Este valor no superó las capacidades físicas del laboratorio, lo que permitió el traslado adecuado del espécimen para su ensayo.

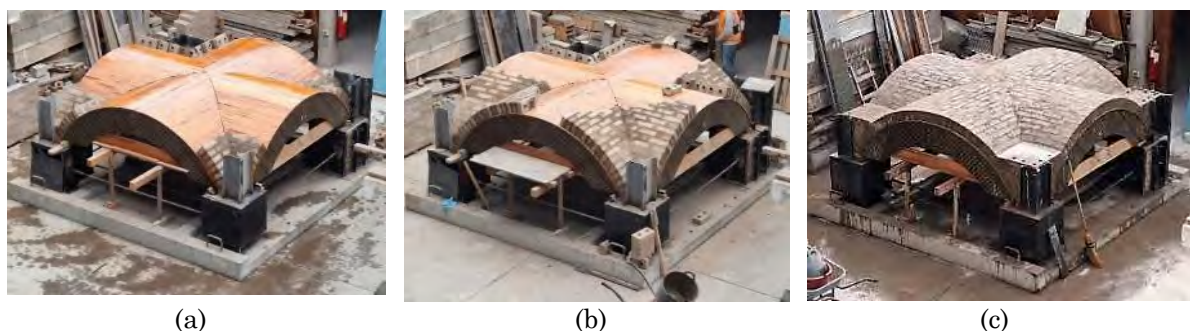


Figura 27. Construcción de bóveda de arista: (a) fase inicial, (b) media, y (c) final de la construcción.



# **Capítulo 5. Metodología experimental**

La campaña experimental sobre la bóveda de arista de mampostería se llevó a cabo en noviembre de 2024 en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas (LEDI) de la Pontificia Universidad Católica del Perú. El objetivo fue reproducir, de manera controlada, el mecanismo de falla por cortante en el plano mediante la aplicación progresiva de ensayos de cargas cíclicas cuasi-estáticas. Al finalizar cada ensayo, se definió un escenario de daño (ED), acumulando distintos niveles de deterioro estructural. En cada uno de estos escenarios, incluyendo el estado inicial sin daño, se realizaron ensayos de Análisis Operacional Modal (OMA) con el fin de identificar las propiedades dinámicas de la bóveda. A partir de esta información, se evaluó la detección de daño estructural mediante el monitoreo de cambios en las frecuencias naturales y las formas modales. La secuencia completa de ensayos realizada durante la campaña se presenta en la Tabla 2.

Tabla 2. Secuencia de la campaña experimental de generación y detección de daño con OMA.

Ítem	Código	Descripción
1	OMA-0	Identificación dinámica de la bóveda sin daño
2	CIC-1	Aplicación de cargas cíclicas iniciales
3	OMA-1	Identificación dinámica de la bóveda en el 1er escenario de daño
4	CIC-2	Aplicación de cargas cíclicas incrementadas
5	OMA-2	Identificación dinámica de la bóveda en el 2do escenario de daño
6	CIC-3	Aplicación de cargas cíclicas incrementadas
8	OMA-3	Identificación dinámica de la bóveda en el 3er escenario de daño
7	CIC-4	Aplicación de cargas cíclicas incrementadas
9	OMA-4	Identificación dinámica de la bóveda en el 4to escenario de daño
10	CIC-5	Aplicación de cargas cíclicas incrementadas
11	OMA-5	Identificación dinámica de la bóveda en el 5to escenario de daño
12	CIC-6	Aplicación de cargas cíclicas incrementadas
13	OMA-6	Identificación dinámica de la bóveda en el 6to escenario de daño
14	CIC-7	Aplicación de cargas cíclicas finales
15	OMA-7	Identificación dinámica de la bóveda en el 7mo escenario de daño

## 5.1. Ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas

El ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas sobre la bóveda de arista de mampostería BTC siguiendo las recomendaciones establecidas en la norma FEMA 461 (FEMA 461, 2007), mediante un método de control por desplazamiento.

En este contexto, el espécimen fue sometido a desplazamientos horizontales, unidireccionales (eje Y) y cíclicos, organizados en múltiples fases de carga con amplitudes progresivamente crecientes. El ensayo constó de un total de catorce fases, cada una compuesta por dos ciclos completos, con amplitudes de desplazamiento que variaron entre 0.50 mm y 39.69 mm, aplicando un factor de incremento de 1.4 entre fases de carga consecutivas, como se aprecia en la Figura 28.

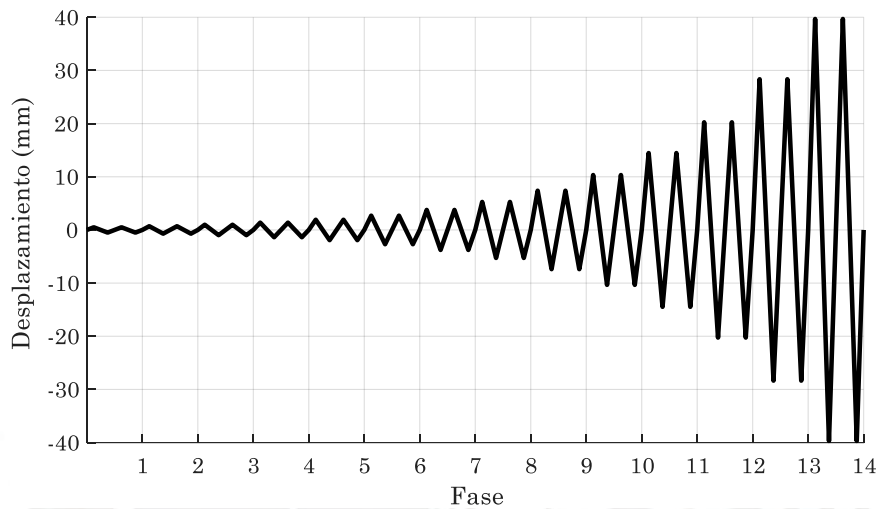


Figura 28. Secuencia de generación de escenarios de daño (ED) a lo largo de los ciclos de carga.

La velocidad de carga utilizada para aplicar los desplazamientos varió en función de la amplitud correspondiente para evitar que el ensayo se prolongue demasiado: las primeras cuatro fases de carga se aplicaron a una velocidad de 1 mm/min; las fases 5 a 8 se aplicaron a 3.0 mm/min; las fases 9 y 10, a 5.0 mm/min; las fases 11 y 12, a 12.0 mm/min; y, finalmente, las últimas dos fases fueron caracterizadas por una velocidad de carga de 30 mm/min. Por otro lado, se establecieron distintos escenarios de daño (ED) para la bóveda, los cuales fueron generados de manera progresiva mediante la aplicación de cargas cíclicas cuasi estáticas. El estado inicial sin daño, previo al inicio del ensayo, fue considerado como escenario de referencia (ER). A partir de este punto, se definieron siete escenarios de daño adicionales (ED<sub>1</sub> a ED<sub>7</sub>), cada uno correspondiente al efecto acumulado de dos fases de carga consecutivas del ensayo de carga cíclica. Un resumen de las amplitudes de desplazamiento y las velocidades de carga consideradas para las catorce fases del ensayo, así como de los escenarios de daño (ED), se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3. Historia de desplazamientos y velocidades de aplicación de carga para la aplicación de cargas cíclicas cuasi-estáticas.

Código	Escenario de daño generado	Fase	Desplazamiento máximo (mm)	Velocidad de carga (mm/min)
CIC-1	ED <sub>1</sub>	1	0.5	1.0
		2	0.7	
CIC-2	ED <sub>2</sub>	3	1.0	3.0
		4	1.4	
CIC-3	ED <sub>3</sub>	5	1.9	5.0
		6	2.7	
CIC-4	ED <sub>4</sub>	7	3.8	12.0
		8	5.3	
CIC-5	ED <sub>5</sub>	9	7.4	30.0
		10	10.3	
CIC-6	ED <sub>6</sub>	11	14.5	
		12	20.2	
CIC-7	ED <sub>7</sub>	13	28.4	
		14	39.7	

Como se ilustra en la Figura 29a, uno de los apoyos del borde móvil de la bóveda fue seleccionado para la aplicación de los desplazamientos laterales, utilizando un actuador dinámico servo-controlado, equipado con una celda de carga de 500 kN de capacidad. Para garantizar una aplicación adecuada de la carga cíclica, se implementó un sistema de conexión rígida entre el actuador y el apoyo móvil (ver Figura 29b). Este sistema consistió, por un lado, en un conjunto de tres perfiles tubulares de acero: dos verticales, soldados a un perfil transversal, que permitieron la conexión del actuador con una de las caras laterales del apoyo móvil. Por otro lado, el sistema incluyó un segundo perfil tubular transversal, soldado a la cara lateral opuesta del mismo apoyo móvil. Para completar el ensamblaje, se insertaron barras de acero a través de orificios alineados en ambos perfiles transversales, las cuales fueron ajustadas con pernos una vez que se estableció el contacto entre el actuador y el sistema de apoyo.

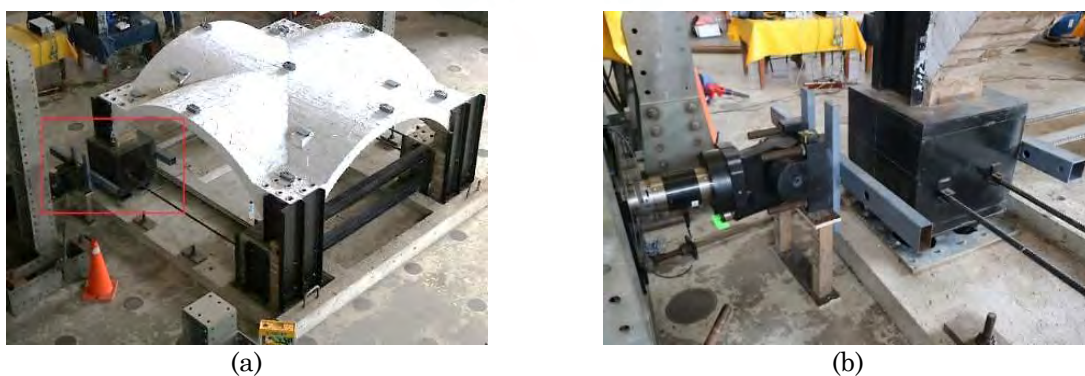


Figura 29. Mecanismo de aplicación de desplazamientos cíclicos: (a) apoyo móvil seleccionado para la aplicación de carga, y (b) conexión entre el actuador y el apoyo móvil.

Para medir los desplazamientos laterales durante el ensayo de cargas cíclicas, la bóveda de arista fue instrumentada con dos LVDTs. Estos transductores de desplazamiento se colocaron, por un lado, sobre el apoyo móvil no conectado al actuador, y por otro, sobre la clave del arco ubicado a lo largo del borde móvil (ver Figura 30). Esta información fue complementada con los valores de desplazamiento y fuerza registrados por el propio actuador en el segundo apoyo móvil. En cuanto al mecanismo de falla, la evolución de los patrones de fisuración a lo largo de las distintas fases de carga del ensayo fue documentada manualmente mediante dibujos en 2D y grabaciones en video, lo que permitió un seguimiento detallado del comportamiento estructural del espécimen.

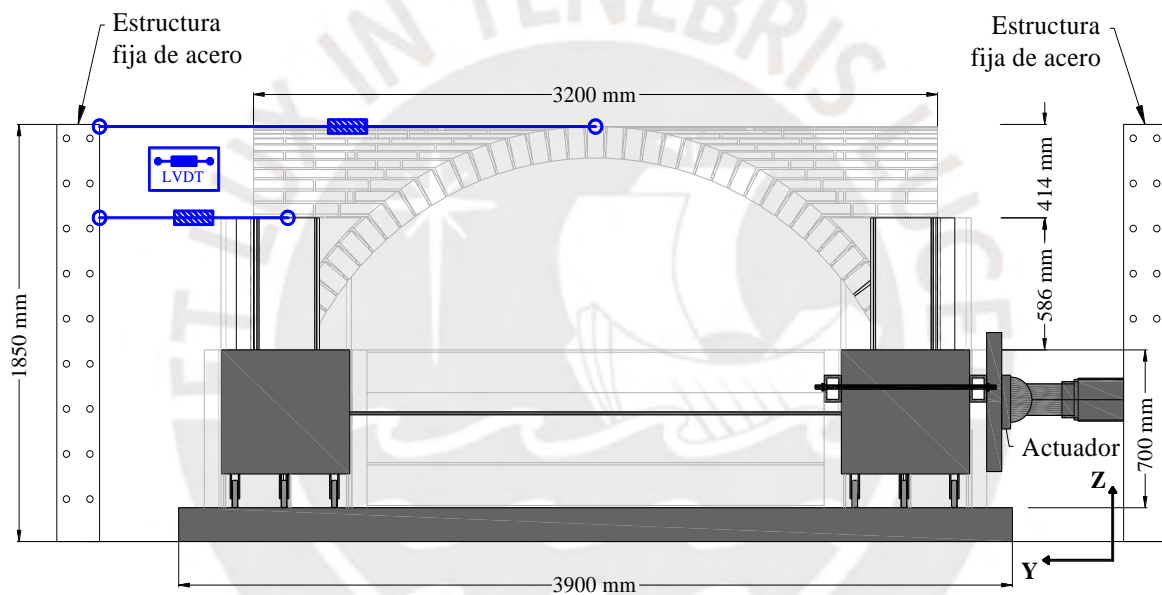


Figura 30. Esquema de instrumentación para la medición de desplazamientos durante el ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas.

## 5.2. Evaluación de daño

### 5.2.1 Identificación dinámica

Se realizó Análisis Modal Operacional (OMA) sobre la bóveda de arista con el objetivo de identificar y monitorear sus propiedades dinámicas, incluyendo frecuencias naturales, formas modales y coeficientes de amortiguamiento. Estos ensayos fueron realizados tanto para el escenario de referencia (ER), como para todos los escenarios de daño (ED) definidos (ver Tabla 3). Para ello, se registraron vibraciones ambientales empleando sensores de aceleración triaxiales

DEWESoft® IOLITE® 3xMEMS-ACC-INC (DEWESoft®, 2025), los cuales presentan una sensibilidad al ruido de  $25 \mu\text{g}\sqrt{\text{Hz}}$  y un rango de medición de  $\pm 2 \text{ g}$ . Se colocaron un total de ocho sensores sobre el extradós de la bóveda de arista, distribuidos en dos configuraciones con el objetivo de medir un total de trece puntos (ver Figura 31). Para esta investigación, cada configuración estuvo compuesta por tres transductores fijos y cinco transductores móviles. Dos de los transductores fijos se ubicaron sobre los rellenos del borde móvil de la bóveda, mientras que el tercero se colocó en el centro de la misma. Por otro lado, los transductores móviles se distribuyeron sobre los puntos restantes del extradós de la bóveda y sobre el relleno del borde fijo de acuerdo a lo mostrado en la Figura 31.

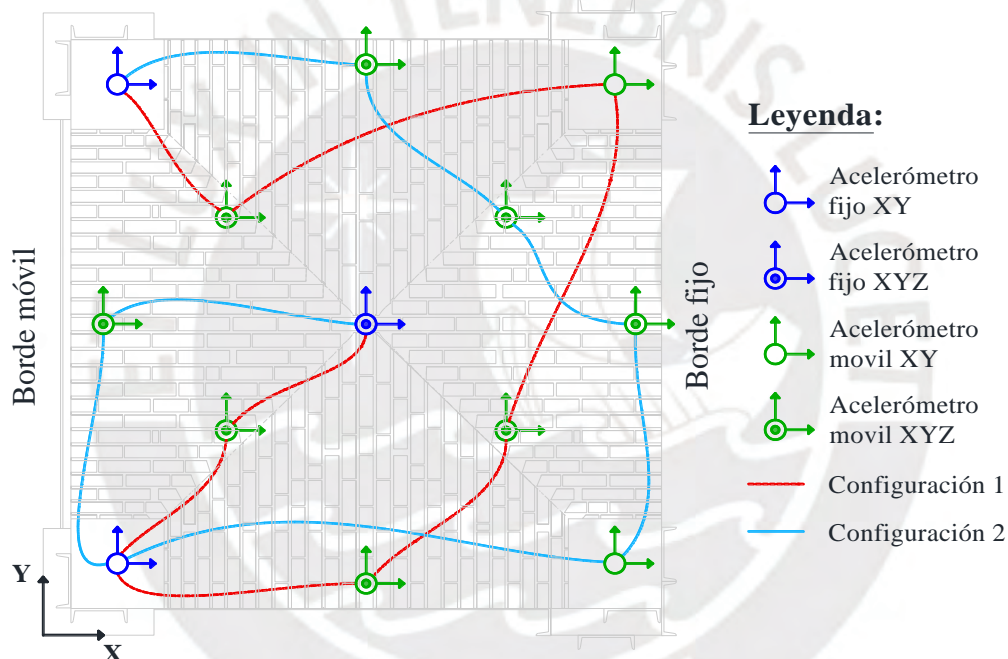


Figura 31. Esquema de instrumentación para la medición de aceleración

Para garantizar una correcta horizontalidad y una conexión estable y rígida entre la bóveda y los acelerómetros, se elaboró una delgada capa horizontal de mortero sobre los puntos a medir (ver Figura 32a) y, encima de esta, se adhirió con pegamento industrial soportes metálicos a los cuales se empernarían los sensores. Esto facilitaría la desinstalación y reposicionamiento de sensores entre las dos configuraciones usadas (ver Figura 31). Además, debido a la curvatura de la bóveda, se emplearon soportes tipo cuña fabricados con mortero suelo-cemento compatible en los sensores ubicados en las diagonales (ver Figura 32b) para asegurar su horizontalidad.

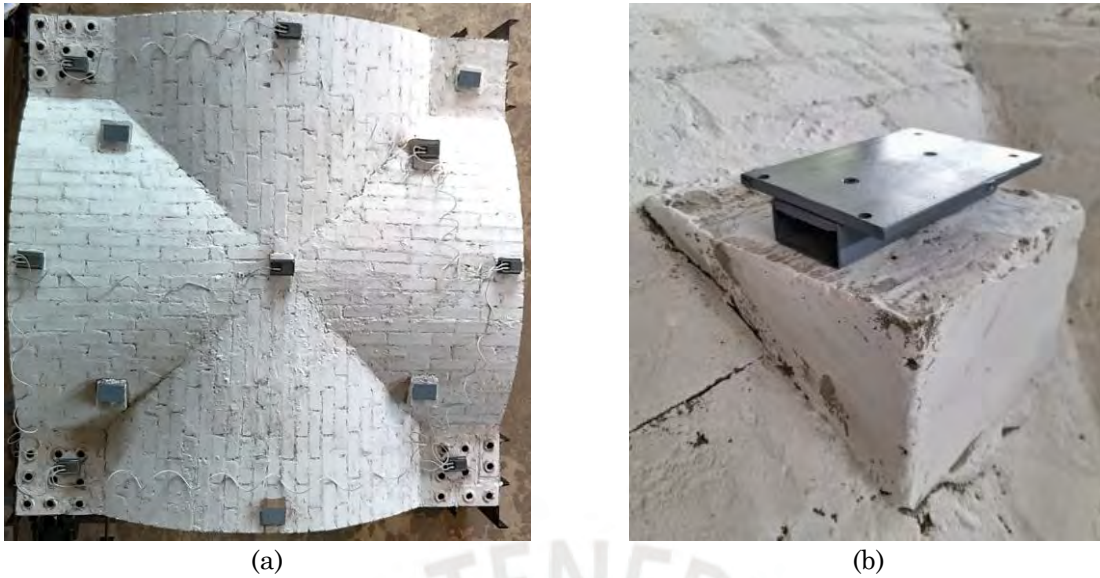


Figura 32: (a) posición de los sensores en el extradós de la bóveda, y (b) apoyo horizontal con plataforma metálica para el montaje del sensor.

Todos los ensayos OMA realizados entre ciclos de carga requirieron de la desconexión del actuador y el apoyo móvil. Esto fue con el fin de eliminar la influencia del sistema de carga sobre las propiedades dinámicas del espécimen, permitiendo así una caracterización adecuada del comportamiento modal de la bóveda. Además, es importante señalar que las componentes verticales (eje Z) de los transductores triaxiales ubicados sobre los cuatro rellenos fueron descartadas para el análisis de vibraciones ambientales, lo que resultó en un total de treinta y cinco canales de medición.

En cada configuración, las vibraciones ambientales fueron registradas durante cinco minutos a una frecuencia de muestreo de 500 Hz, utilizando el software DEWESoftX (DEWESoft®, 2024) para la adquisición de datos. Respecto al preprocesamiento de las señales de vibración ambiental, se aplicó un proceso de decimado considerando un rango de frecuencias de 0 hasta 50 Hz. Finalmente, las señales fueron procesadas mediante el software ARTeMIS Modal (Structural Vibration Solutions, 2025), utilizando un enfoque en el dominio de las frecuencias, específicamente, el método Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) (Brincker et al., 2001).

### 5.2.2 Indicadores de daño

Para el presente trabajo de investigación se consideraron como indicadores de daño el Ratio de Frecuencias ( $FR_i$ ), descrito en la ecuación (8); la razón de amortiguamiento ( $\zeta$ ); y el Modal Assurance Criterion (MAC), descrito en la ecuación (9). Para el primer indicador, se calcularán las variaciones relativas en frecuencias naturales, comparando las frecuencias ( $f_d$ ) de la bóveda obtenidas en cada escenario de daño (ED) con las frecuencias ( $f_u$ ) obtenidas en escenario de referencia (ER). Un proceso análogo se consideró para el segundo indicador. Por otro lado, para el tercer indicador mencionado, se calculará la correlación existente entre formas modales, para la cual se compararán los vectores de formas modales ( $\varphi_d$ ) de la bóveda obtenidos para cada escenario de daño (ED) con los vectores de formas modales ( $\varphi_u$ ) correspondientes al escenario de referencia (ER).

$$FR_{u,d} = \frac{f_d - f_u}{f_u} \quad (8)$$

$$MAC_{u,d} = \frac{|\varphi_u \varphi_d|^2}{(\varphi_u)^2 (\varphi_d)^2} \quad (9)$$



## **Capítulo 6. Resultados**

Esta sección presenta y discute los resultados obtenidos durante la campaña experimental. Se evaluó el comportamiento cíclico del espécimen a partir de las curvas de histéresis y los patrones de fisuración observados durante el ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas. Además, se examinaron las propiedades dinámicas del espécimen sin daño, obtenidas mediante Análisis Modal Operacional (OMA), incluyendo las frecuencias naturales, los coeficientes de amortiguamiento y las formas modales. Después, se evaluó la evolución de dichas propiedades dinámicas a través de diferentes escenarios de daño (ED) generados por las cargas cíclicas.

## 6.1. Respuesta estructural

### 6.1.1. Comportamiento histerético

La Figura 33 muestra las curvas histeréticas obtenidas a partir del ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas realizado en la bóveda de arista de mampostería BTC. Las curvas están caracterizadas con un color distinto de acuerdo al escenario de daño (ED) al que corresponden. Para estas curvas, los desplazamientos se obtuvieron del LVDT colocado en la clave del arco perimetral ubicado en el borde móvil denotado como *C*, mientras que el factor de carga se expresó como la razón entre la fuerza lateral aplicada por el actuador y el peso del espécimen.

Durante la generación de los primeros cuatro escenarios de daño (ver Figura 33a), se observó que la respuesta cíclica de la bóveda presentó un comportamiento principalmente simétrico. Por ejemplo, hasta el escenario ED<sub>4</sub>, el factor de carga absoluto observado fue aproximadamente  $\pm 0,12$ , con desplazamientos de -3,26 mm y 3,47 mm para las direcciones positiva (+Y) y negativa (-Y), respectivamente. Por el contrario, en el resto de los escenarios de daño (ver Figura 33b), se evidenció que la bóveda de arista presentó un comportamiento cíclico asimétrico en términos de capacidad y desplazamiento, tanto en las direcciones positiva (+Y) como negativa (-Y). Por ejemplo, en la dirección +Y (empujando la masa de acero), la capacidad máxima correspondió a un factor de carga de 0.13, alcanzado a un desplazamiento horizontal de aproximadamente 7.45 mm. Por otro lado, en la dirección -Y (tirando de la masa de acero), el factor de carga máximo fue 0.15, alcanzado a un desplazamiento de 10.13 mm. También, se determinó que esta asimetría se reflejó

en los desplazamientos horizontales máximos, alcanzando 27 mm y 30 mm en las direcciones +Y e -Y, respectivamente.

Estas diferencias en capacidad y desplazamiento pueden estar asociadas a la carga cíclica aplicada a una única masa y a un pretensado inadecuado de las barras de acero que conectan los apoyos. En este sentido, se pudo generar inestabilidad flexional o efectos de segundo orden en las barras cuando se sometieron a cargas axiales de compresión durante la aplicación de la carga cíclica en la dirección +Y. En cambio, estos efectos pudieron haber sido despreciables en la dirección -Y, dado que en este caso las barras de acero estuvieron sometidas a cargas axiales de tracción. A pesar de estas diferencias, se observó que la respuesta post-pico de la bóveda se caracterizó por un comportamiento dúctil, con una reducción mínima de su capacidad, en concordancia con la caracterización mecánica del sistema de albañilería (ver Figura 11 y Figura 14), que mostró buena capacidad de deformación inelástica. En cuanto al comportamiento histérico, se evidenció que la bóveda de arista BTC experimentó deformaciones incrementales y permanentes durante los ciclos de descarga. Además, se observó una fuerte degradación de la rigidez durante los ciclos de descarga y recarga, aunque sin aparente degradación de material.

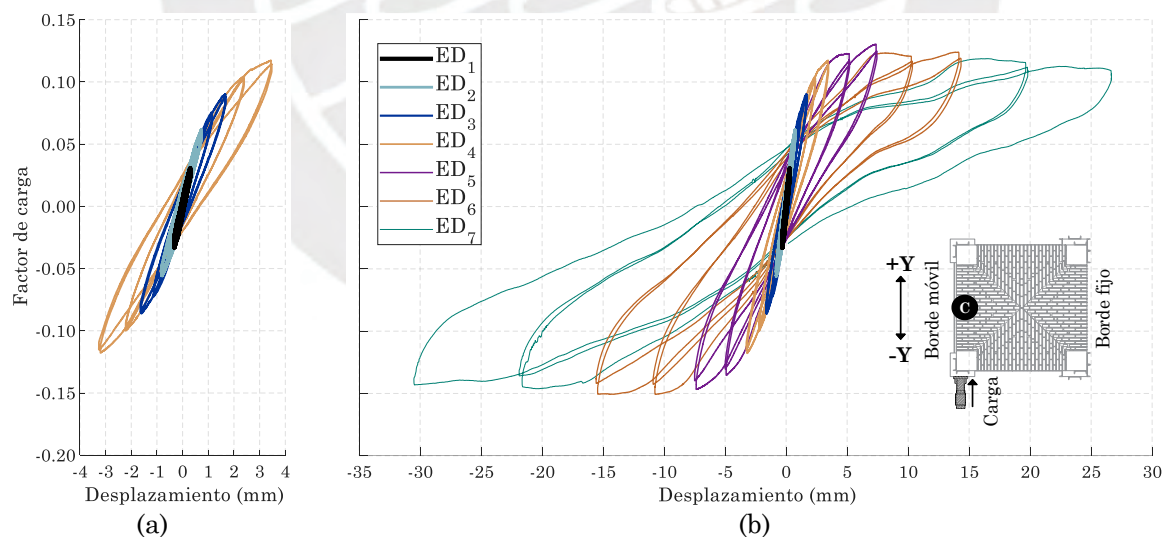


Figura 33. Curvas de histéresis resultantes del ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas: (a) primeros cuatro escenarios de daño, y (b) rango completo de escenarios de daño.

La respuesta de la bóveda de arista en términos de desplazamiento también fue evaluada en ambos extremos del borde móvil, permitiendo una comprensión más detallada del papel de las barras de acero. Para ello, se comparó la envolvente

de las curvas históricas de los dos rellenos, denominados “A-1” e “A-2”, y la clave “C” (ver Figura 34), siguiendo las directrices de ASCE 41-13 (ASCE, 2014). Cabe mencionar que la respuesta en las direcciones +Y e -Y del punto monitoreado A-1 estuvo gobernada por el historial de desplazamientos registrado por el actuador.

Durante la generación de los primeros escenarios de daño (ver Figura 34a), los puntos de control C y A-2 mostraron un comportamiento similar en las direcciones positiva (+Y) y negativa (-Y), mientras que A-1 experimentó desplazamientos mayores. Por ejemplo, el desplazamiento de A-1, con un factor de carga aproximado de 0.10, fue un 75% y un 115% mayor en la dirección +Y respecto al obtenido en C y A-2, respectivamente. De manera similar, la diferencia en términos de desplazamiento entre A-1 y los otros dos puntos de control siguió siendo sustancial en la dirección -Y, presentando valores de 58% y 78% con un factor de carga de 0.10 para C y A-2, respectivamente. Siguiendo esta tendencia, en las últimas fases de carga (ver Figura 34b), se evidenció que la respuesta de la bóveda de arista también presentó un comportamiento asimétrico pronunciado. Por ejemplo, el punto monitoreado A-2 presentó un desplazamiento lateral máximo de aproximadamente 11.5 mm, lo que representó una reducción del 71% con respecto a A-1. Por otro lado, en el caso de la clave C, la diferencia absoluta en desplazamiento fue aproximadamente del 33% en comparación con A-1. En la dirección -Y, se observó que la respuesta de los tres puntos monitoreados también difería, aunque esta diferencia fue notablemente menos drástica que en la dirección +Y. En este sentido, la diferencia absoluta de los desplazamientos máximos de los puntos monitoreados A-2 y C, con respecto a A-1, fue 25% y 10%, respectivamente. Con base en estos resultados, se puede concluir que la variabilidad en el desplazamiento entre los tres puntos monitoreados, que se manifiesta desde los ciclos iniciales, puede estar parcialmente asociada a aplicación asimétrica de carga que se concentró en solo uno de los apoyos móviles. A esto contribuyeron la inestabilidad flexional o efectos de segundo orden de las barras de acero, que limitaron la transmisión de cargas entre ambos apoyos móviles, así como la apertura y cierre de grietas durante los ciclos de carga y descarga.

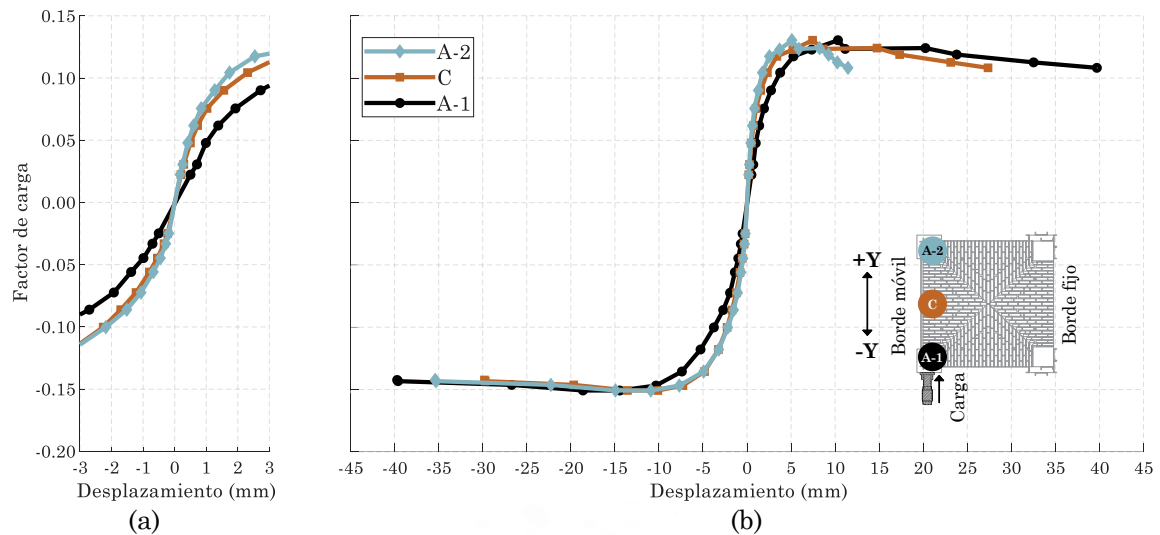


Figura 34. Comparación de la envolvente de respuesta en diferentes puntos monitoreados: (a) rango de desplazamientos de  $\pm 3$  mm, y (b) rango completo de desplazamiento.

### 6.1.2. Mecanismo de falla

El mecanismo de falla de la bóveda de arista de mampostería BTC fue evaluado en función de la propagación del patrón de fisuración durante las distintas fases del ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas (ver Figura 35). Se evidenció que la bóveda de arista no presentó daños significativos durante las fases de carga 1 a 4 ( $ED_1$  y  $ED_2$ ), ya que únicamente se observaron fisuras menores alrededor de los rellenos de mampostería BTC. Durante las fases 5 y 6 ( $ED_3$ ), las grietas comenzaron a propagarse desde el centro de la bóveda hacia las cuatro diagonales, en concordancia con un mecanismo de cortante en el plano. Además, la fisuración diagonal continuó propagándose, acompañada por la aparición de grietas transversales y longitudinales en las juntas de mortero de los entramados de mampostería cercanos al borde móvil durante las fases de carga 7 y 8 ( $ED_4$ ), describiendo la formación de rótulas plásticas. El patrón de fisuración se extendió a lo largo de los entramados de mampostería y las diagonales asociadas al borde móvil, evidenciando daños significativos en las fases 9 y 10 ( $ED_5$ ). En este punto se pudo confirmar el mecanismo de falla por cortante esperado (ver Figura 3). Finalmente, la bóveda de arista experimentó daños severos en las últimas cuatro fases de carga ( $ED_6$  y  $ED_7$ ), en las que las grietas diagonales cubrieron toda la longitud de las diagonales, y las fisuras existentes se ensacharon notablemente, especialmente en las rótulas.

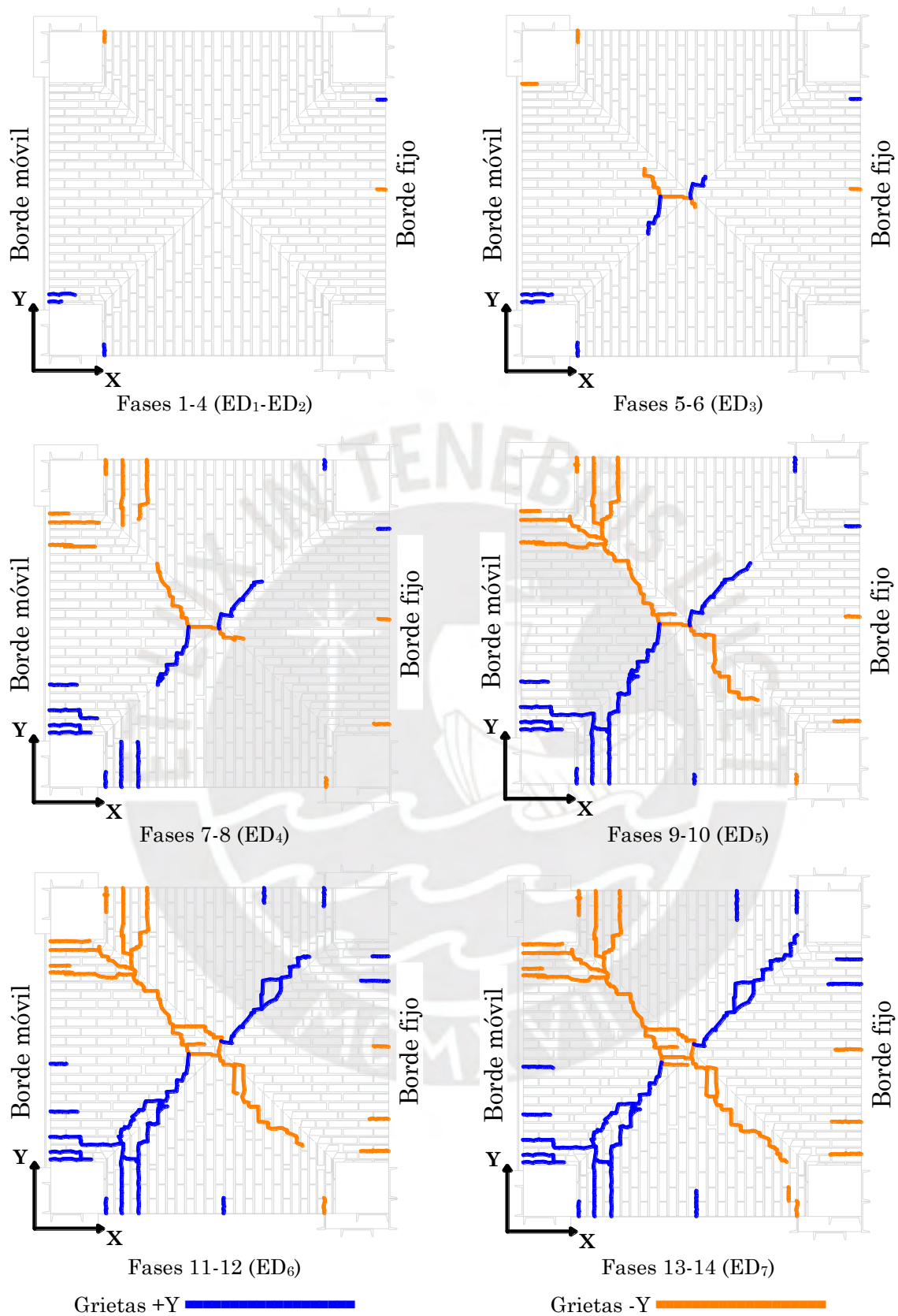


Figura 35. Progresión del patrón de agrietamiento en el extradós de la bóveda de arista debido al ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas. Las grietas producidas por las cargas en la ambas direcciones ( $\pm Y$ ) se presentan en diferentes colores para cada dirección.

## 6.2. Detección de daño

### 6.2.1. Propiedades dinámicas iniciales

Utilizando el método Enhanced Frequency Domain Decomposition, se procesaron los registros de aceleración correspondientes a ambas configuraciones de instrumentación (ver Figura 31) y fue posible identificar los tres primeros modos de vibración. Se obtuvo la gráfica de los valores singulares de las densidades espectrales, cuyo intervalo entre 0 y 25 Hz se muestra en la Figura 36. En dicha gráfica se identificaron varios picos dominantes, lo que sugiere la presencia de formas modales bien definidas. En contraste, las respuestas de menor amplitud se atribuyen al ruido del sistema. Los tres primeros picos seleccionados corresponden a los primeros tres modos naturales. Al comparar estos picos, se observó que la amplitud del primer modo fue considerablemente menor que la de los modos segundo y tercero, lo cual sugiere que el primer modo no fue excitado con la misma intensidad que los siguientes. Además, el contenido espectral más allá de los 15 Hz presentó picos dispersos que indican la presencia de modos de orden superior.

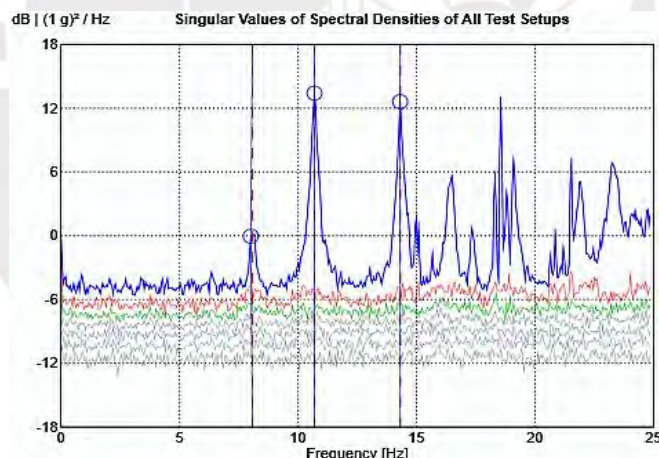


Figura 36. Ploteo de los valores singulares de las densidades espectrales.

En cuanto a las propiedades dinámicas (ver Figura 37), el primer modo natural identificado presentó una frecuencia natural de 8.07 Hz y un coeficiente de amortiguamiento de 0.59%. Este modo se caracterizó principalmente por una deformación por cortante en el plano, donde el borde móvil de la bóveda exhibió un movimiento lateral significativo a lo largo del eje Y. También se observó un componente de flexión alrededor del eje Z, que se manifestó a través de movimientos relativos entre los apoyos móviles. Por otro lado, el segundo modo,

con una frecuencia de 10.69 Hz y un coeficiente de amortiguamiento de 0.94%, implicó un desplazamiento vertical pronunciado del nodo central de la bóveda, acompañado de desplazamientos horizontales consistentes de los soportes móviles en la dirección X. El tercer, que ocurrió a 14.32 Hz con un coeficiente de amortiguamiento de 0.76%, estuvo definido por un desplazamiento vertical en la clave del arco sobre el borde móvil. Este modo también involucró movimientos horizontales de los dos soportes móviles en direcciones opuestas a lo largo del eje Y. Estos resultados indican que las barras de acero no aportaron suficiente rigidez al sistema de apoyo. A pesar de ello, los resultados presentados en esta investigación proporcionan una representación más realista de la respuesta dinámica de las bóvedas existentes, dado que no es posible garantizar un desplazamiento idéntico en los pilares de mampostería.

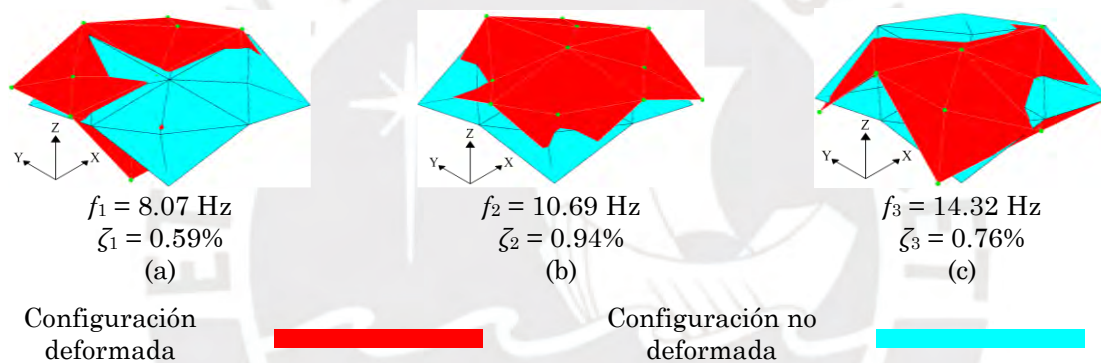


Figura 37. Propiedades dinámicas identificadas de la bóveda de arista: (a) primer, (b) segundo, y (c) tercer modos naturales de vibración.

### 6.2.2. Evolución de propiedades dinámicas

En la Tabla 4 se reportan las variaciones de frecuencias naturales y razones de amortiguamiento obtenidas para los tres primeros modos de vibración a lo largo de los diferentes escenarios de daño generados. Respecto a las frecuencias naturales, se observa una marcada reducción entre el escenario de referencia (ER) y el primer escenario de daño (ED<sub>1</sub>), a pesar de que la bóveda aún no presentaba daño significativo. Esta reducción, que osciló entre el 2% y el 5% para los tres modos, puede atribuirse a una variación en las condiciones de frontera en la base de los apoyos móviles: se observó que, durante la realización del ensayo OMA en condiciones no dañadas (previo a la primera secuencia de carga), la lubricación entre las ruedas y la placa base metálica aún no había surtido efecto ya que el

aceite no se encontraba presente entre ambas superficies. La reducción de fricción esperada se produjo tras la primera secuencia de carga, momento en el que el movimiento relativo entre los cuerpos hizo efectiva su lubricación, afectándose las condiciones de borde del espécimen y sus propiedades dinámicas. Por otra parte, se observó que el cambio de frecuencias naturales entre los escenarios ED<sub>1</sub> y ED<sub>2</sub> no fue significativo, con reducciones porcentuales de aproximadamente 3% y 5% en todos los modos respecto al ER. Esta baja disminución está estrechamente relacionada con el comportamiento elástico lineal de la bóveda de arista de mampostería durante las primeras secuencias de carga. Una mayor reducción de frecuencia se evidenció a lo largo de los escenarios ED<sub>3</sub>, ED<sub>4</sub> y ED<sub>5</sub>, con variaciones respecto al ER de entre: 8% y 13% para el primer modo, 5% y 9% para el segundo, 4% y 8% para el tercero. Los modos de vibración primero y segundo mostraron una reducción más pronunciada en los escenarios ED<sub>6</sub> y ED<sub>7</sub>. Por ejemplo, el primer modo presentó disminuciones del 19% y 24%, mientras que el segundo mostró reducciones cercanas al 13% y 18%, respectivamente. En contraste, el tercer modo fue el menos afectado, con una disminución aproximada del 11%. Estos resultados evidencian que las reducciones más significativas en las frecuencias naturales ocurrieron en los escenarios ED<sub>6</sub> y ED<sub>7</sub>, en los cuales la bóveda de arista presentaba un grado de agrietamiento severo, llegando al borde del colapso. Adicionalmente, todas las variaciones mencionadas pueden apreciarse de manera gráfica en la Figura 38a.

Tabla 4. Evolución de frecuencia natural y razón de amortiguamiento para los tres primeros modos de vibración. La reducción porcentual de valores de frecuencia y razón de amortiguamiento con respecto al escenario de referencia (ER) está entre paréntesis.

<b>Modo y Propiedades</b>		<b>ED1</b>	<b>ED2</b>	<b>ED3</b>	<b>ED4</b>	<b>ED5</b>	<b>ED6</b>	<b>ED7</b>
<b>1</b>	$f_1$ (Hz)	7.7 (-5%)	7.7 (-5%)	7.4 (-8%)	7.2 (-10%)	7.0 (-13%)	6.5 (-19%)	6.1 (-24%)
	$\zeta_1$ (%)	0.8 (31%)	0.4 (-25%)	0.7 (17%)	0.5 (-20%)	0.5 (-15%)	0.6 (6%)	0.8 (31%)
<b>2</b>	$f_2$ (Hz)	10.4 (-3%)	10.4 (-3%)	10.2 (-4%)	10.0 (-6%)	9.7 (-9%)	9.2 (-14%)	8.8 (-18%)
	$\zeta_2$ (%)	1.1 (18%)	0.9 (-8%)	0.8 (-16%)	0.9 (-5%)	1.0 (4%)	0.8 (-10%)	1.6 (67%)
<b>3</b>	$f_3$ (Hz)	14.1 (-2%)	14.0 (-3%)	13.8 (-4%)	13.5 (-6%)	13.2 (-8%)	13.0 (-9%)	12.8 (-11%)
	$\zeta_3$ (%)	1.0 (30%)	0.6 (-15%)	1.0 (33%)	0.7 (-3%)	0.9 (17%)	0.5 (-35%)	0.6 (-26%)

Respecto a la razón de amortiguamiento (ver Tabla 4), los valores obtenidos para los diferentes escenarios de daño no presentaron ninguna tendencia definida. En el caso del primer modo, esta varió entre 0.4% y 0.8%, con una media de 0.6% y un CoV de 20%. Por otro lado, en el caso del segundo modo, los valores oscilaron entre 0.8% y 1.6%, con una media de 1% y un CoV de 24%. Es importante resaltar el marcado incremento observado entre los escenarios ED<sub>6</sub> y ED<sub>7</sub> (ver Figura 38b), donde el nivel de agrietamiento fue máximo. En el caso del tercer modo, la razón varió entre 0.6% y 1%, con una media de 0.8% y un CoV de 23%. Estos resultados sugieren que, para el presente caso de estudio, las variaciones en la razón de amortiguamiento no representan un indicador confiable de daño.

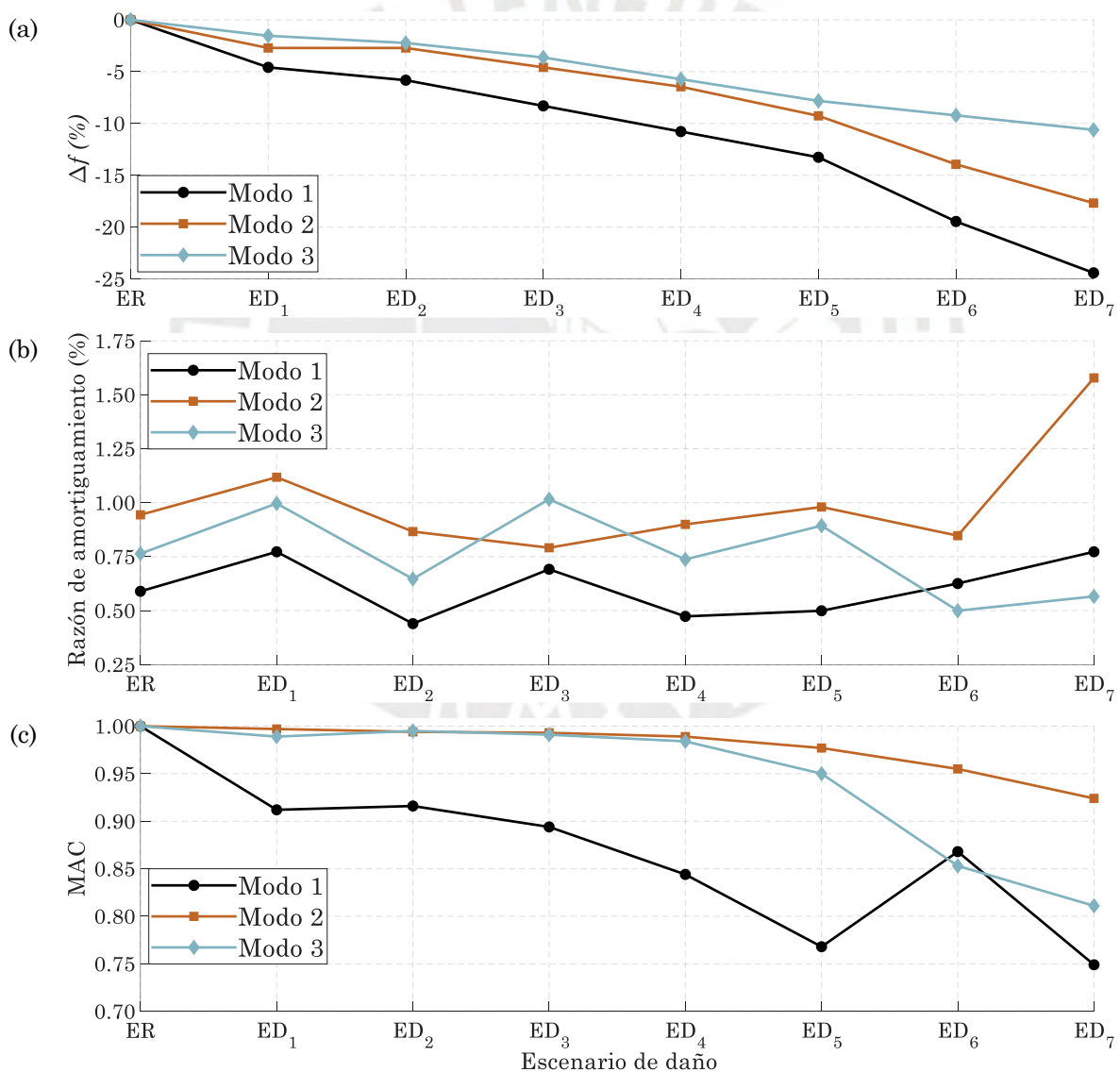
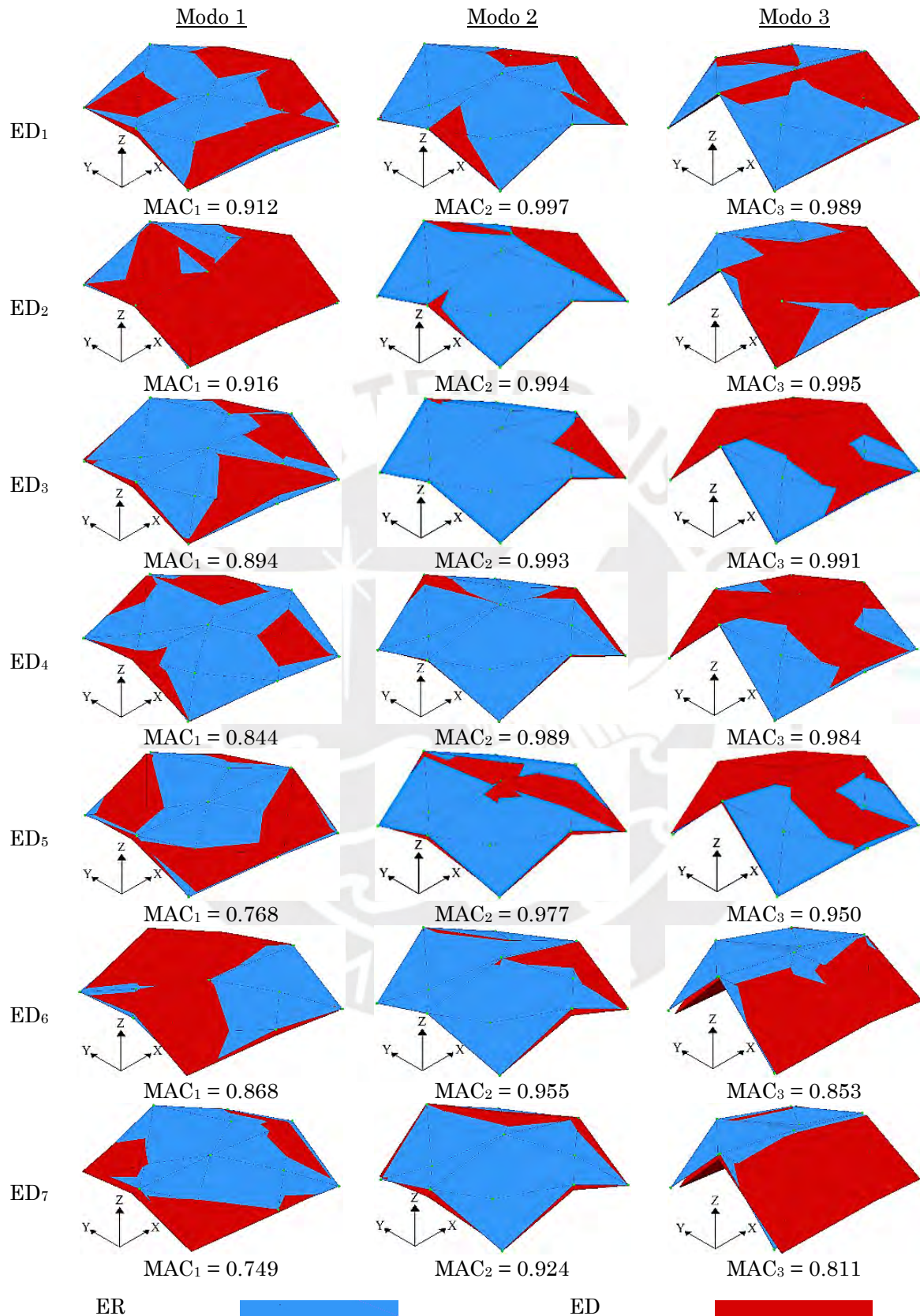


Figura 38. Variación en propiedades dinámicas y formas modales para los primeros tres modos de vibración: (a) reducción porcentual de frecuencias naturales, (b) variación de la razón de amortiguamiento, y (c) reducción de los valores de MAC.

Respecto a las formas modales, sus variaciones fueron cuantificadas mediante el cálculo del coeficiente de correlación modal (MAC) entre cada escenario de daño (ED) y el escenario de referencia (ER) (ver Tabla 5). Se observó que los valores de MAC mostraron una tendencia decreciente en los tres modos de vibración conforme el daño avanzaba. En particular, los modos segundo y tercero presentaron un comportamiento similar, con valores de MAC prácticamente constantes entre ED<sub>1</sub> y ED<sub>4</sub>, seguido por una disminución más pronunciada entre ED<sub>5</sub> y ED<sub>7</sub>, etapa en la que la bóveda ya mostraba daños severos. En estos casos, los valores mínimos de MAC fueron 0.924 para el segundo modo y 0.811 para el tercero. Por otro lado, el primer modo de vibración presentó los valores de MAC más bajos, con un máximo de 0.912 y un mínimo de 0.749. Cabe señalar que en ED<sub>6</sub> se registró un incremento atípico en el MAC para dicho modo (ver Figura 38c), lo cual indica que, a pesar del grado de daño, la primera forma modal presentó una mayor similitud con la del estado de referencia (RS).

La lectura conjunta de las curvas de histéresis (ver Figura 33), los patrones de fisuración (ver Figura 35), y las propiedades dinámicas (ver Figura 38) permite analizar la correlación entre la evolución del daño y las variaciones modales para determinar la idoneidad de dichas propiedades como indicadores de daño. En el caso de las frecuencias naturales, estas disminuyen de forma progresiva conforme se reduce la rigidez efectiva, con mayor afectación del primer modo asociado al mecanismo en plano. El segundo y tercer modo presentan reducciones menores pero consistentes. Por otro lado, la correlación de formas modales (MAC) permanece alta en estados tempranos y cae cuando las grietas conectan zonas críticas, señalando cambios en la distribución espacial de las formas. Por otra parte, la razón de amortiguamiento ( $\zeta$ ) muestra demasiada variabilidad entre escenarios y no sigue una tendencia clara hasta niveles de daño elevados. Finalmente, esta lectura sugiere que, entre los parámetros analizados, las frecuencias naturales reflejan mejor el nivel de daño para este caso de estudio por su sensibilidad y robustez, mientras que el MAC aporta evidencia complementaria sobre cambios de forma y la razón de amortiguamiento es la menos fiable como indicador.

Tabla 5. Comparaciones de formas modales y valores de MAC entre el escenario de referencia (ED) y los diferentes escenarios de daño (ED).





## **Capítulo 7. Conclusiones**

Este trabajo presentó una evaluación experimental integral sobre el comportamiento estructural y la detección de daño en una bóveda de arista a escala real, construida con mampostería de bloques de tierra comprimida estabilizados (BTC), sometida a un ensayo de cargas cíclicas cuasi-estáticas. Los principales aportes del estudio fueron: el desarrollo de una metodología semiautomatizada para el modelado geométrico detallado de bóvedas de arista, la evaluación de la respuesta estructural de un espécimen de bóveda de arista bajo cargas laterales cíclicas, la identificación modal de la estructura en distintos escenarios de daño, y el uso de indicadores para detectar el daño estructural a partir de las variaciones en las propiedades dinámicas de la bóveda.

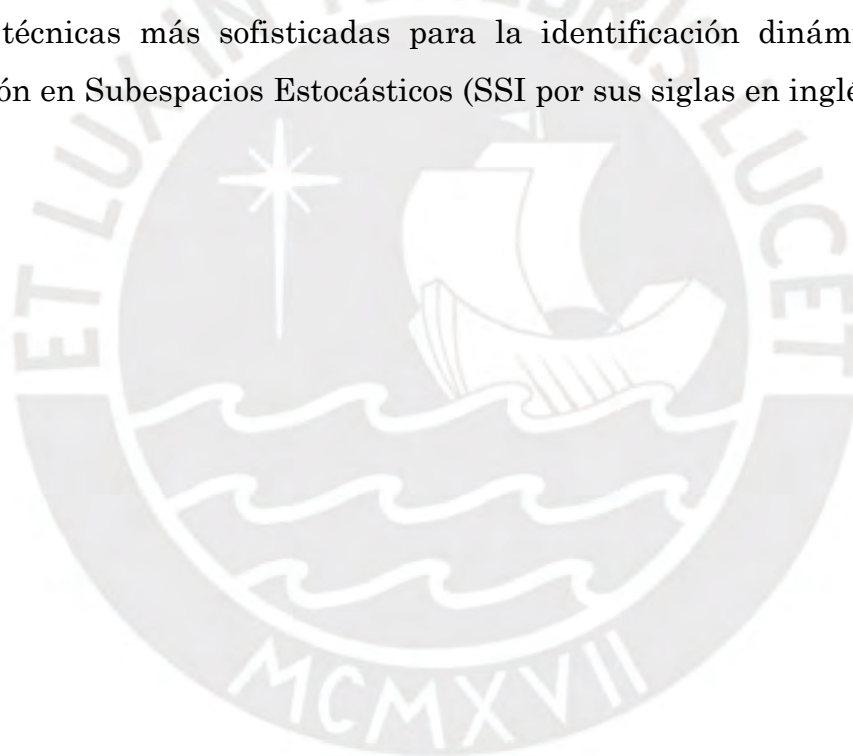
El diseño del espécimen incorporó un sistema de apoyos mixto, con dos apoyos fijos y dos móviles, lo que permitió inducir un mecanismo de cortante en el plano horizontal, característico del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. La geometría de la bóveda fue generada mediante un procedimiento paramétrico iterativo implementado en Dynamo (Revit) para ser compatible con las restricciones físicas del laboratorio donde se ejecutó la campaña experimental. Esta metodología facilitó tanto la construcción precisa del espécimen. Además, abre la posibilidad de generar modelos numéricos detallados, o micro modelos, basados en métodos de elementos finitos (FEM) o métodos de elementos discretos (DEM), que podrán ser calibrados y utilizados en estudios posteriores.

Durante los ensayos cíclicos cuasi estáticos, la bóveda mostró un comportamiento estructural marcado por la degradación progresiva de rigidez conforme avanzaba el daño. Se pudo apreciar asimetría en su respuesta debido a la aplicación de carga en solo uno de sus apoyos móviles. También, se observó una capacidad limitada de carga lateral, con un factor de carga máximo cercano a 0.15. No obstante, las deformaciones inelásticas y la disipación de energía indican un comportamiento dúctil, coherente con la caracterización mecánica del sistema de albañilería, donde también se constató ductilidad. Esta respuesta estructural confirma la vulnerabilidad de este tipo de bóvedas ante cargas laterales, pero también resalta su potencial de desempeño sísmico si se diseñan e implementan medidas de mejora adecuadas.

La detección de daño estructural se abordó mediante la identificación de las propiedades dinámicas de la bóveda a través de Análisis Modal Operacional (OMA), empleando el método de Descomposición Mejorada en el Dominio de las Frecuencias (EFDD por sus siglas en inglés) para el procesamiento de registros obtenidos a partir de vibraciones ambientales. Se realizaron mediciones en el estado inicial sin daño y luego de cada dos fases de carga cíclica, permitiendo establecer una relación clara entre el daño acumulado y la evolución de la respuesta dinámica. La identificación dinámica inicial reveló un componente de flexión en el primer modo, que se esperaba fuera de corte puro. Dicha flexión se manifestó a través del movimiento relativo entre los apoyos móviles que fue asociado a la baja rigidez de la conexión que ofrecieron las barras de acero entre dichos apoyos. Sin embargo, este resultado proporciona una representación más realista de la respuesta dinámica de las bóvedas de arista existentes, ya que no es posible garantizar un desplazamiento idéntico en los pilares de mampostería representados por los apoyos móviles. Por otro lado, los resultados de la detección de daño se plasmaron a través de indicadores basados en frecuencias, razones de amortiguamiento y formas modales. Se identificó una disminución progresiva de las frecuencias naturales, especialmente en el primer modo de vibración, reflejando una pérdida gradual de rigidez estructural. Por el contrario, la evolución de las razones de amortiguamiento no siguió ninguna tendencia definida en ninguno de los modos. Por otro lado, se observaron alteraciones importantes en las formas modales, cuantificadas mediante el criterio Modal Assurance Criterion (MAC), las cuales estuvieron asociadas al desarrollo y propagación de grietas en la estructura. En ese sentido, dentro de los parámetros analizados, los resultados sugieren a las frecuencias como el más idóneo para la detección del daño en este espécimen.

Los resultados obtenidos en este trabajo contribuyen al entendimiento de la vulnerabilidad sísmica de las bóvedas de mampostería. Asimismo, el enfoque de modelado paramétrico y la estrategia de monitoreo aplicada en distintos estados de daño constituyen una base sólida para el desarrollo de un gemelo digital paramétrico, capaz de realizar un seguimiento continuo del estado estructural en

bóvedas con características geométricas similares, pero parámetros variables. Esta herramienta, que será desarrollada en estudios posteriores, permitiría la detección temprana de daño y facilitaría el diseño de intervenciones oportunas. De este modo, el presente estudio no solo amplía el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de las bóvedas de arista, sino que también contribuye al desarrollo de soluciones digitales avanzadas para el monitoreo estructural, aplicables tanto en edificaciones patrimoniales como en construcciones que emplean sistemas constructivos sostenibles y de baja huella de carbono, como la mampostería de BTC. Futuros trabajos incluyen el ensayo de un espécimen idéntico bajo cargas dinámicas con el empleo de una mesa sísmica. También, para la elaboración del mencionado gemelo digital de una bóveda de arista, se planea considerar técnicas más sofisticadas para la identificación dinámica como la Identificación en Subespacios Estocásticos (SSI por sus siglas en inglés).





# **Reconocimientos**

Se expresa el reconocimiento correspondiente al Programa PROCIENCIA del Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC - Perú), por el financiamiento otorgado a través del fondo PE501082211-2023, que hizo posible el desarrollo de esta investigación.

Asimismo, se agradece el apoyo técnico y logístico del Laboratorio de Estructuras Sismorresistentes (LEDI) perteneciente al Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, brindado mediante el contrato institucional LE-CP-091-2024.



# **Referencias bibliográficas**

- Allemang, R. J. (2003). The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse. *Sound and Vibration*, 37(8), 14–23. <https://community.ptc.com/sejnu66972/attachments/sejnu66972/PTCMathcad/183687/1/FRAC%20paper.pdf>
- ARS 681. (1966). Compressed earth blocks — Code of practice for the preparation of earth mortars. *African Regional Standards*.
- ASCE. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE 41-13*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- ASTM. (2002). *E519-02 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*.
- ASTM. (2014). C230 Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM. (2020a). C109/C109M, Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars. *American Society of Testing and Materials*.
- ASTM. (2020b). C348-20. Standard Test Method for Flexural Strength of Hydraulic-Cement Mortars. *American Society of Testing and Materials*.
- Autodesk Inc. (2022). *DYNAMO* (v. 2.16.2). <https://dynamobim.org/>
- Autodesk Inc. (2023). *Autodesk® Revit®* (v. 23.1.50.23). <https://www.autodesk.com/latam/products/revit/overview>
- B. V. Venkatarama Reddy. (2022). *Compressed Earth Block & Rammed Earth Structures* (T. G. Sitharam, Ed.; 1a ed.). Springer Singapore. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-981-16-7877-6>
- Bertolesi, E., Adam, J. M., Rinaudo, P., & Calderón, P. A. (2019). Research and practice on masonry cross vaults – A review. *Engineering-Structures*, 180, 67–88. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.085>
- Bertolesi, E., Torres, B., Adam, J. M., Calderón, P. A., & Moragues, J. J. (2020). Effectiveness of Textile Reinforced Mortar (TRM) materials for the repair of full-scale timber masonry cross vaults. *Engineering-Structures*, 220. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110978>

- Bianchini, N., Gaetani, A., Mendes, N., & Lourenço, P. B. (2022). Experimental Behaviour of Masonry: Static and Dynamic Behaviour of Arches and Vaults. *From Corbel Arches to Double Curvature Vaults*, 79–121. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-12873-8\\_5](https://doi.org/10.1007/978-3-031-12873-8_5)
- Bianchini, N., Mendes, N., Calderini, C., Candeias, P., & Lourenço, P. B. (2024). Shaking Table Testing of an Unstrengthened and Strengthened with Textile Reinforced Mortar (TRM) Full-Scale Masonry Cross Vault. *International Journal of Architectural Heritage*. <https://doi.org/10.1080/15583058.2023.2295900>
- Bianchini, N., Mendes, N., Lourenço, P., Calderini, C., & Rossi, M. (2019). Seismic Assessment of Masonry Cross Vaults through Numerical Nonlinear Static and Dynamic Analysis. *Proceedings of the 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2015)*, 600–612. <https://doi.org/10.7712/120119.6942.18709>
- Brincker, R., Andersen, P., Kirkegaard, P. H., & Ulfkjaer, J. P. (1994). Damage Detection in Laboratory Concrete Beams. *Fracture and Dynamics*, R9458(61).
- Brincker, R., & Ventura, C. E. (2015). *Introduction to operational modal analysis*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Brincker, R., Ventura, C. E., & Andersen, P. (2001). Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition. *Proceedings of IMAC 19: A Conference on Structural Dynamics*, 28, 698–703. <https://vbn.aau.dk/en/publications/damping-estimation-by-frequency-domain-decomposition>
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. *IMAC 18: Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC)*, 18, 625–630.
- British Standards Institution. (1999). *Methods of test for masonry. Part 1, Determination of compressive strength*.

- Bru, D., Ivorra, S., & Torres, B. (2024). Dynamic changes on a masonry cross vault after a forced damage. *Journal of Physics: Conference Series*, 2647(18). <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2647/18/182011>
- Calderini, C., Rossi, M., Lagomarsino, S., Cascini, L., & Portioli, F. (2017). Experimental and numerical analysis of seismic response of unreinforced masonry cross vaults. *International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, 2017-September, 659–670. <https://doi.org/10.7414/7aese.T5.136>
- Cangi, G. (2011). Geometrie, Comportamento Meccanico e Tecniche Costruttive. En A. Borri & L. Bussi (Eds.), *Archi e Volte in Zona Sismica. Meccanica delle Strutture Voltate*. Doppiavoce.
- Carfagnini, C., Baraccani, S., Silvestri, S., & Theodossopoulos, D. (2017). Pseudo-static response of masonry cross vaults to imposed shear displacements at the springings. *Key Engineering-Materials*, 747 KEM, 456–464. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.747.456>
- Carfagnini, C., Baraccani, S., Silvestri, S., & Theodossopoulos, D. (2018). The effects of in-plane shear displacements at the springings of Gothic cross vaults. *Construction and Building-Materials*, 186, 219–232. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.055>
- Cawley, P., & Adams, R. D. (1979). The location of defects in structures from measurements of natural frequencies. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 14(2), 49–57. <https://doi.org/https://doi.org/10.1243/03093247V142049>
- Crivellari, G., & Grassi, E. (2015). *CREPA! Studio dei dissesti strutturali nelle murature storiche. Applicazione pratica nel recupero della Cascina Ronchi di Casirate d'Adda (BG)* [Master's Thesis. Language: Italian, Polytechnic of Milan]. <https://hdl.handle.net/10589/119761>
- D'Amato, M., Luchin, G., & De Matteis, G. (2023). A Preliminary Study on Properties of A Weak Units–Strong Mortar Masonry: The Case Study of

- Matera Tufo Masonry (Italy). *International Journal of Architectural Heritage*, 17(7), 1115–1136. <https://doi.org/10.1080/15583058.2021.2015641>
- DEWESoft®. (2024). *DEWESoftX*. <https://dewesoft.com/products/dewesoftx>
- DEWESoft®. (2025). *IOLITE® 3xMEMS Technical Specifications*. <https://dewesoft.com/products/iolitei-3xmems/tech-specs>
- Elsevier. (s/f). *Scopus*. <https://www.scopus.com>
- EN, B. S. (2001). 772–6: Methods of test for masonry units: Determination of bending tensile strength of aggregate concrete masonry units. *British Standards Institution*.
- FEMA 461. (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*. [www.ATCouncil.org](http://www.ATCouncil.org)
- Flores, J., Ollanta, M., Samanez, R., Ugarte, D., & Saldivar, L. (2013). *Tesoros de la Catedral del Cusco*. Telefónica.
- Gaetani, A. (2020). *Seismic Performance of Masonry Cross Vaults. Learning from historical developments and experimental testing*. <https://doi.org/10.13133/9788893771443>
- Gaetani, A., Bianchini, N., & Lourenço, P. B. (2021). Simplified micro-modelling of masonry cross vaults: stereotomy and interface issues. *International Journal of Masonry Research and Innovation*, 6(1), 97–125. <https://doi.org/10.1504/IJMRI.2021.112076>
- Gaetani, A., Lourenço, P. B., Monti, G., & Milani, G. (2017). A parametric investigation on the seismic capacity of masonry cross vaults. *Engineering-Structures*, 148, 686–703. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.013>
- Gaetani, A., Monti, G., Lourenço, P. B., & Marcari, G. (2016). Design and Analysis of Cross Vaults Along History. *International Journal of Architectural Heritage*, 10(7), 841–856. <https://doi.org/10.1080/15583058.2015.1132020>

- Gallino, N., Gentile, C., & Saisi, A. (2009). Operational modal testing and analysis: An effective tool for the assessment of masonry towers. *WIT Transactions on the Built Environment*, *109*, 487–498. <https://doi.org/10.2495/STR090431>
- Gkournelos, P. D., Triantafillou, T. C., & Bournas, D. A. (2022). Seismic upgrading of existing masonry structures: A state-of-the-art review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *161*. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107428>
- Huamani, K., Enciso, R., Gonzales, M., Zavaleta, D., & Aguilar, R. (2022). Experimental and numerical evaluation of a stackable compressed earth block masonry system: Characterization at cyclic shear loads. *Journal of Building Engineering*, *60*. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.105139>
- Kautz Monteiro, D., Miguel, L. F. F., Zeni, G., Becker, T., Souza De Andrade, G., & Rodrigues De Barros, R. (2023). Detection, Localization, and Quantification of Damage in Structures via Artificial Neural Networks. *Shock and Vibration*, *2023*. <https://doi.org/10.1155/2023/8829298>
- Masciotta, M. G., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2017). The importance of structural monitoring as a diagnosis and control tool in the restoration process of heritage structures: A case study in Portugal. *Journal of Cultural Heritage*, *27*, 36–47. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2017.04.003>
- Mazzanti, C. (2021). The construction of the vaults in the cathedrals of the Viceroyalty of Peru. En *History of Construction Cultures* (pp. 26–32). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781003173359-4>
- Milani, G., Rossi, M., Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2016). Tilting plane tests on a small-scale masonry cross vault: Experimental results and numerical simulations through a heterogeneous approach. *Engineering-Structures*, *123*, 300–312. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.017>
- National Civil Protection Service. (2013). *Manuale per La Compilazione Della Scheda per Il Rilievo Del Danno Ai Beni Culturali, Chiese - Modello A-DC*. <https://www.protezionecivile.gov.it/static/aac8c9781e6f66e0414582e52f0545e2/manualechiese.pdf>

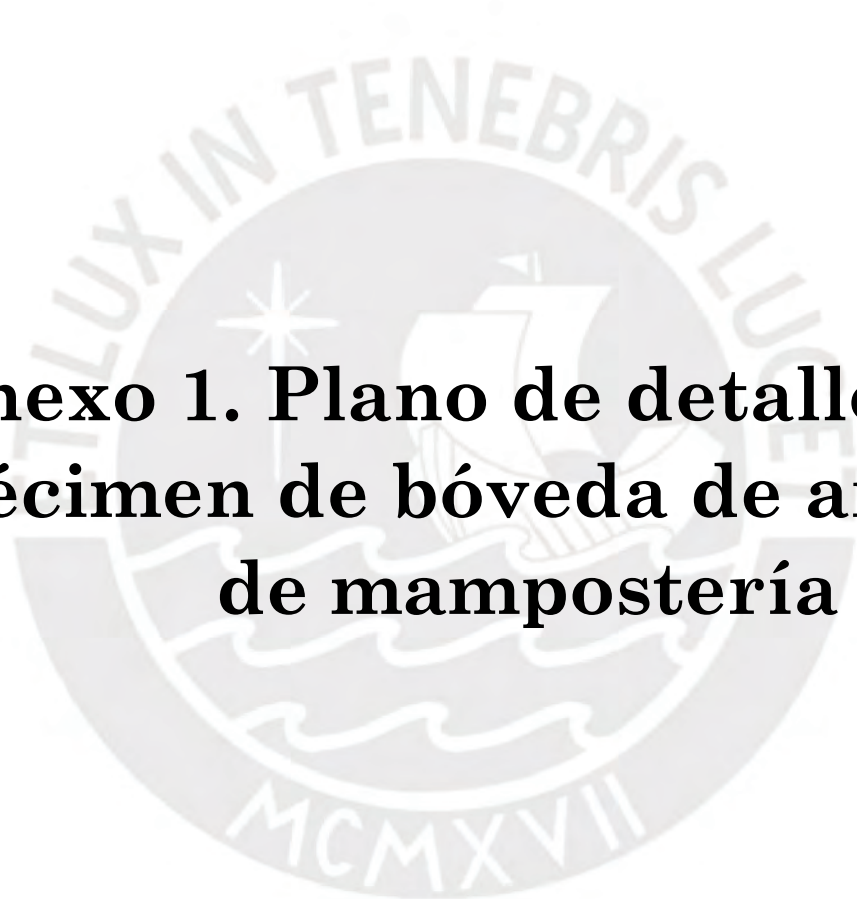
- Niell, P. B. (2015). Late Gothic in the sixteenth-century Cathedral of Santa Mariá la Menor, Santo Domingo, Dominican Republic. *Postmedieval*, 6(3), 258–271. <https://doi.org/10.1057/pmed.2015.24>
- Niell, P. B., & Sundt, R. A. (2015). Architecture of Colonizers/Architecture of Immigrants: Gothic in Latin America from the 16th to the 20th Centuries. *Postmedieval*, 6(3), 243–257. <https://doi.org/10.1057/pmed.2015.23>
- Nochebuena-Mora, E., Mendes, N., Calixto, V., & Oliveira, S. (2023). Explicit Method in the Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings through Plane Stress Elements. *Applied Sciences (Switzerland)*, 13(19). <https://doi.org/10.3390/app131910602>
- Pandey, A. K., Biswas, M., & Samman, M. M. (1991). Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2), 321–332. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0022-460X\(91\)90595-B](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0022-460X(91)90595-B)
- Roselli, I., De Canio, G., Rossi, M., Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2019). Relative displacements of 3D optical markers for deformations and crack monitoring of a masonry structure under shaking table tests. *International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements*, 7(4), 350–362. <https://doi.org/10.2495/CMEM-V7-N4-350-362>
- Rossi, M., Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2016). Experimental testing of the seismic in-plane displacement capacity of masonry cross vaults through a scale model. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(1), 261–281. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9815-1>
- Rossi, M., Calderini, C., Milani, G., & Lagomarsino, S. (2015). Numerical and experimental analysis of an in-scale masonry cross-vault prototype up to failure. *AIP Conference Proceedings*, 1702. <https://doi.org/10.1063/1.4938934>
- Rossi, M., Calderini, C., Roselli, I., Mongelli, M., De Canio, G., & Lagomarsino, S. (2020). Seismic analysis of a masonry cross vault through shaking table tests: the case study of the Dey Mosque in Algiers. *Earthquake and Structures*, 18(1), 57–72. <https://doi.org/10.12989/eas.2020.18.1.057>

- Rytter, A. (1993). *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures* [Ph.D Thesis, Aalborg University]. [https://vbn.aau.dk/files/549415878/Vibrational\\_Based\\_Inspection\\_of\\_Civil\\_Engineering\\_Structures](https://vbn.aau.dk/files/549415878/Vibrational_Based_Inspection_of_Civil_Engineering_Structures)
- Structural Vibration Solutions. (2025). *ARTEMIS Modal 8.0* (Version 8.0.0.6-x64). <https://www.svibs.com/artemis-modal/>
- Torres, B., Bertolesi, E., Calderón, P. A., Moragues, J. J., & Adam, J. M. (2019). A full-scale timber cross vault subjected to vertical cyclical displacements in one of its supports. *Engineering-Structures*, 183, 791–804. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.054>
- Torres, B., Bertolesi, E., Moragues, J. J., Calderón, P. A., & Adam, J. M. (2019). Experimental investigation of a full-scale timber masonry cross vault subjected to vertical settlement. *Construction and Building-Materials*, 221, 421–432. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.015>
- Ubertini, F., Comanducci, G., & Cavalagli, N. (2016). Vibration-based structural health monitoring of a historic bell-tower using output-only measurements and multivariate statistical analysis. *Structural Health Monitoring*, 15(4), 438–457. <https://doi.org/10.1177/1475921716643948>
- UNE 41410. (2008). Bloques de tierra comprimida para muros y tabiques: definiciones, especificaciones y métodos de ensayo. *Asociación Española de Normalización y Certificación*.
- Van Overschee, P., & De Moor, B. (1996). *Subspace Identification for Linear Systems: Theory — Implementation — Applications* (1a ed.). Springer New York, NY. <https://doi.org/10.1007/978-1-4613-0465-4>
- Vintzileou, E., Mouzakis, C., Karapitta, L., & Miltiadou-Fezans, A. (2022). Shake-Table Testing of a Cross Vault. *Buildings*, 12(11). <https://doi.org/10.3390/buildings12111984>
- Zavaleta de la Cruz, D. C. (2021). *Reforzamiento estructural para muros contruidos con bloques estabilizados de tierra comprimida: metodología para*

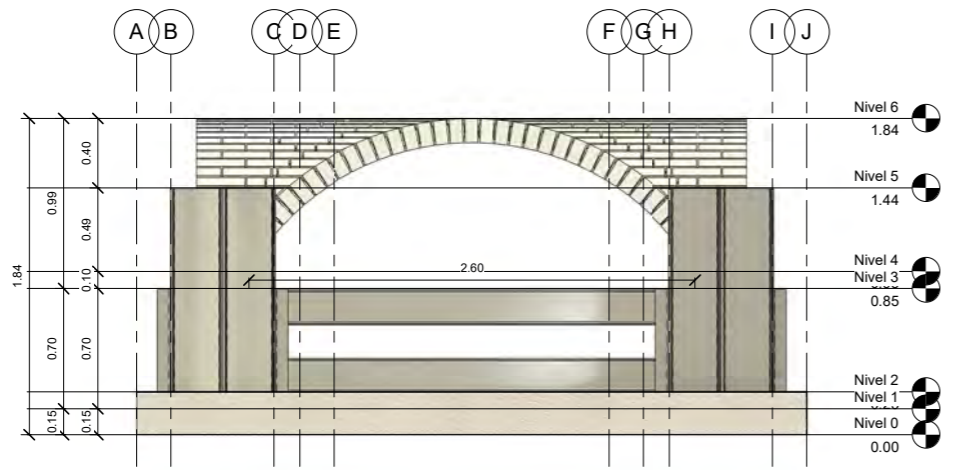
*análisis experimental* [Master Thesis. Language: Spanish, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/20137>

Zonno, G., Aguilar, R., Boroschek, R., & Lourenço, P. B. (2019). Analysis of the long and short-term effects of temperature and humidity on the structural properties of adobe buildings using continuous monitoring. *Engineering Structures*, 196. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109299>

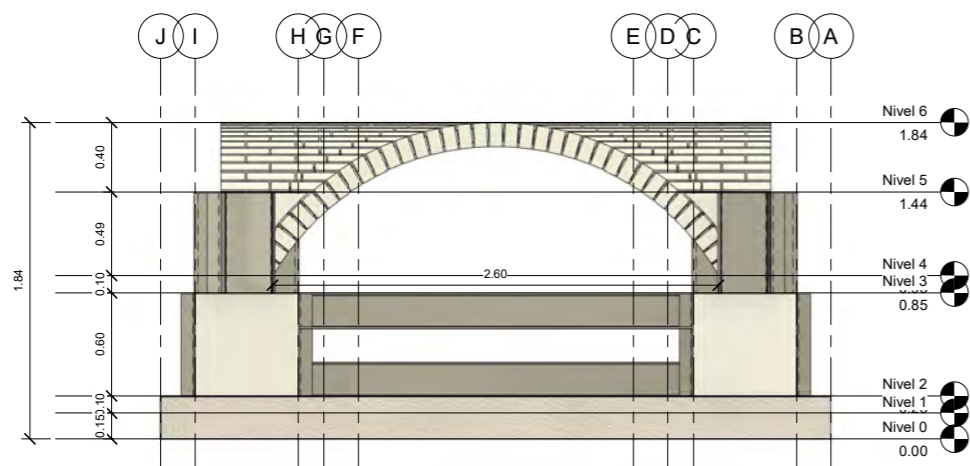




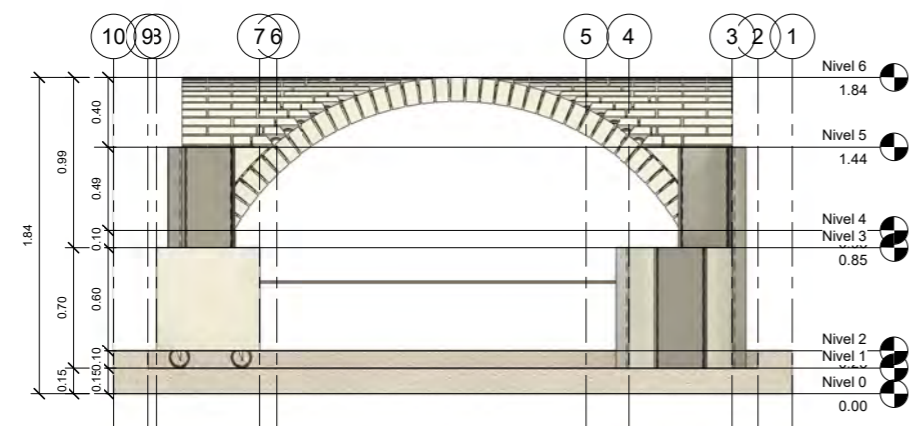
**Anexo 1. Plano de detalle del  
especimen de bóveda de arista  
de mampostería BTC**



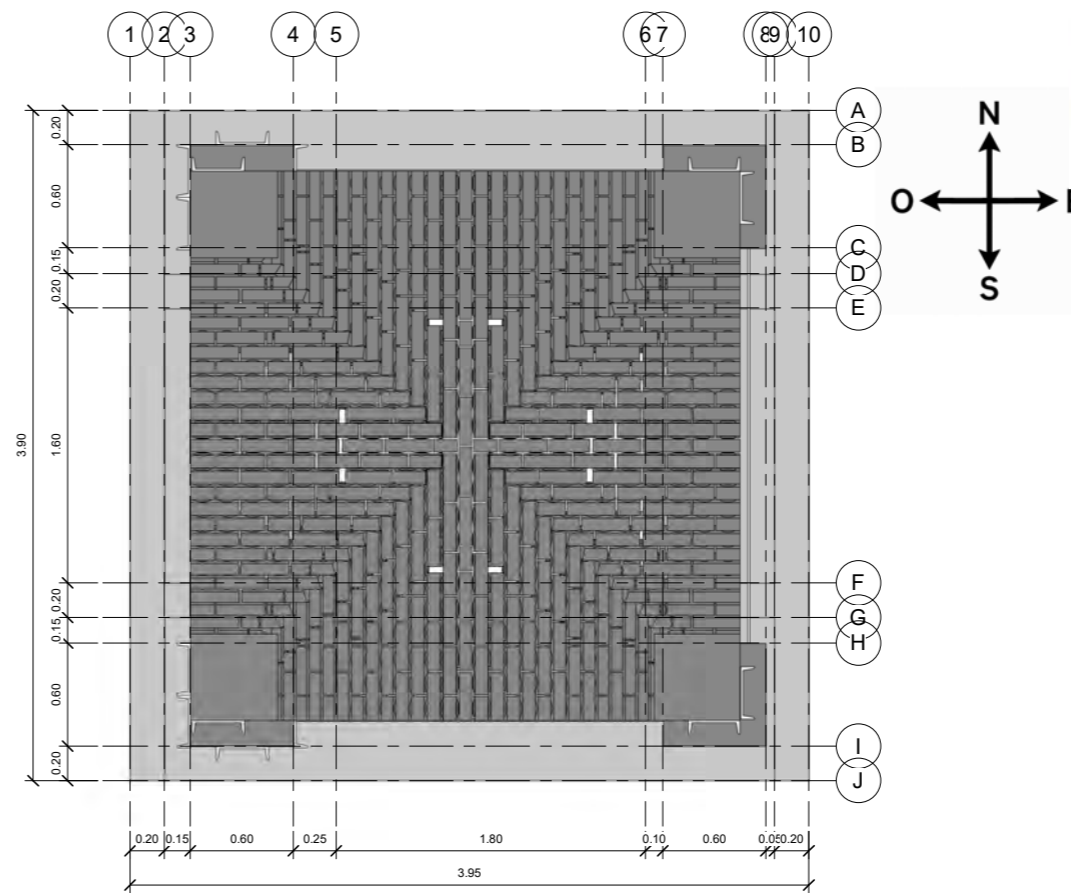
1 Oeste  
1 : 20



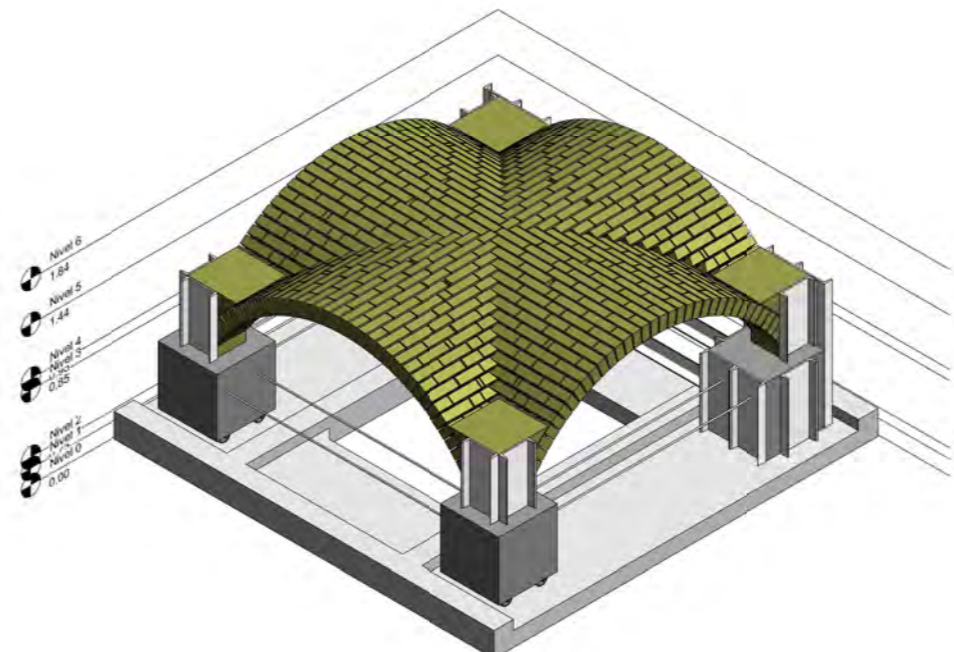
2 Este  
1 : 20



4 Norte  
1 : 20



3 Emplazamiento  
1 : 20



5 3D



PUCP

PUCP

Bóveda de Arista

Número de proyecto 0001

Fecha 13/03/2024

Dibujado por ABW

Comprobado por CCE

A101

Escala 1 : 20