

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA  
DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE  
LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE  
ACOMAYO, CUSCO-2024**

**PRESENTADO POR:**

Br. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE

Br. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

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

**ASESOR:**

DR. ING. ADRIEL GAMARRA DURAND

**CUSCO - PERÚ**

**2025**

# INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, **Asesor** del trabajo de investigación/tesis titulada:

**“EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024”**

Presentado por: Don(ña) SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE con DNI N° 74199496

Don(ña) JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA con DNI N°: 76907374

Para optar el título profesional/grado académico de **INGENIERO CIVIL**.

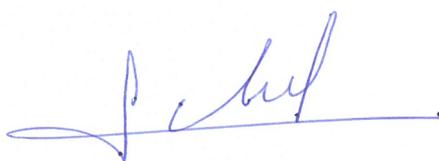
Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de **10 %**.

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

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	X
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

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

Cusco, 11 de julio de 2025



.....  
Firma

Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND

Nro. de DNI: 23873087

ORCID del Asesor: 0000-0003-4402-9916

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio trn: oid:: 27259:472997390  
<https://unsaac.turnitin.com/viewer/submissions/oid:27259:472997390?locale=es-MX>

# SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE

## EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

---

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:472997390

Fecha de entrega

10 jul 2025, 11:56 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

10 jul 2025, 12:47 p.m. GMT-5

Nombre de archivo

TESIS PARA TURNITIN FINAL.pdf

Tamaño de archivo

53.1 MB

378 Páginas

84.100 Palabras

464.265 Caracteres

# 10% Similitud general

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

## Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Texto mencionado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 19 palabras)

## Fuentes principales

- 9%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 5%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

## Marcas de integridad

### N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

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

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

## DEDICATORIA

*Este trabajo está dedicado a todas aquellas personas que han contribuido a la materialización de mis aspiraciones. En especial, a mis padres y hermanos, cuyo respaldo incondicional me ha brindado la oportunidad de alcanzar este logro.*

Saul Manuel Marquez Quispe

*Quiero agradecer especialmente a mis padres, Ernesto y Celestina, su amor y apoyo inquebrantables, que han sido esenciales para mi educación y me han enseñado a no renunciar nunca a mis sueños.*

Johan Novich Quispe Sullca

## AGRADECIMIENTOS

*Agradezco a Dios, por ser fuente constante de fortaleza, sabiduría y guía en cada etapa de mi formación profesional.*

*A mis padres y hermanos, por su amor que no conoce límites, apoyo permanente y confianza depositada en mí, incluso en los momentos más difíciles. Este logro es suyo.*

*Expreso mi más sincero reconocimiento al Dr. Ing. Adriel Gamarra Durand, al Ing. Danny Teófilo Nieto Palomino y al M.Sc. Ing. Juan Carlos Malpartida Linares, por su valiosa orientación y compromiso académico, elementos clave para desarrollo y culminación de esta tesis.*

Saul Manuel Marquez Quispe

*Estoy muy agradecido a Dios por haber utilizado el amor, la fuerza y la fe para guiar mis pasos. Quiero dar las gracias a mis padres, a quienes quiero y respeto, por haber estado a mi lado en todas las etapas de mi vida y por su apoyo incondicional. A mis amigos, que siempre me han animado a seguir adelante y me han ofrecido comprensión y apoyo en los momentos difíciles. A nuestro asesor, Adriel Gamarra Durand, por compartir su experiencia y ayudarnos en el camino. Así como al profesorado de la Escuela de Ingeniería Civil, por su apoyo incondicional.*

Johan Novich Quispe Sullca

## RESUMEN

Las iglesias Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará, reconocidas como patrimonio cultural de la nación del Perú, constituyen un importante legado arquitectónico de la región Cusco debido a su estilo colonial. En el país, existen numerosas iglesias de albañilería de adobe con características similares, principalmente construidas entre los siglos XVI y XVII, las cuales representan un componente esencial de la identidad cultural de los pueblos y un factor determinante en el desarrollo turístico y económico. Sin embargo, este conjunto de construcciones históricas se encuentra expuesto a la intensa actividad sísmica del territorio peruano, lo que ha provocado el colapso de muchas de estas estructuras en eventos sísmicos pasados. Además, el deterioro de estas edificaciones se ha acentuado con el paso del tiempo debido a la falta de intervenciones adecuadas para su conservación.

El presente estudio tiene como finalidad determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las nieves, las cuales se caracterizan por presentar cimientos y sobrecimientos de albañilería de piedra irregular unidas con mortero de cal, muros de adobe con presencia de contrafuertes y una cobertura del tipo par y nudillo. Estas edificaciones están situadas en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, departamento de Cusco, y se evalúan mediante la aplicación de dos enfoques metodológicos. En primera instancia, se empleó la metodología Linee Guida para llevar a cabo un análisis cualitativo de la vulnerabilidad sísmica en ambas iglesias. Posteriormente, con el propósito de estimar las demandas de desplazamiento y el grado de daño esperado en las edificaciones evaluadas, se realizó un análisis cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica mediante la aplicación del Método N2.

Los resultados obtenidos mediante la aplicación de la metodología Linee Guida evidencian que la iglesia Santa Catalina de Marcaconga presenta un índice de vulnerabilidad sísmica de 0.47, lo que la ubica en la categoría de vulnerabilidad media. En contraste, la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará alcanza un índice de vulnerabilidad de 0.55, clasificándose dentro del nivel de vulnerabilidad alta.

Por su parte, el análisis estático no lineal (método N2) indicó que, ante un sismo raro, las demandas máximas de desplazamiento en los puntos de control alcanzan los 3.49 cm en la dirección +X para la iglesia Santa Catalina de Marcaconga y los 7.47 cm en la misma dirección para la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará. En cuanto al nivel de daño esperado bajo dicho escenario sísmico, se determinó que la iglesia Santa Catalina presenta un nivel de daño severo en las direcciones +X, -X y -Y, mientras que la dirección +Y evidencia un nivel de daño moderado. En el caso de la iglesia Virgen de las Nieves, el nivel de daño es severo en las direcciones +X, -X y +Y, siendo un nivel de daño moderado únicamente en la dirección -Y.

En conclusión, ambos enfoques de análisis permiten determinar que las iglesias evaluadas presentan una alta vulnerabilidad sísmica, lo que compromete significativamente su integridad estructural ante eventos sísmicos de gran magnitud. Estos resultados evidencian la necesidad urgente de implementar estrategias de conservación y reforzamiento estructural.

Palabras clave: Pushover, Linee Guida, vulnerabilidad sísmica, desempeño estructural, sismo, demanda de desplazamiento.

## ABSTRACT

The churches of Santa Catalina de Marcaconga and Virgen de las Nieves de Sangarará, recognised as cultural heritage sites of Peru, constitute an important architectural legacy of the Cusco region due to their colonial style. There are numerous adobe masonry churches with similar characteristics in the country, mainly built between the 16th and 17th centuries, which represent an essential component of the cultural identity of the towns and a determining factor in tourism and economic development. However, this group of historic buildings is exposed to intense seismic activity in Peru, which has caused many of these structures to collapse in past seismic events. In addition, the deterioration of these buildings has been accentuated over time due to the lack of adequate conservation measures.

The purpose of this study is to determine the level of seismic vulnerability of the colonial churches of Santa Catalina and Virgen de las Nieves, which are characterized by irregular stone masonry foundations and superstructures joined with lime mortar, adobe walls with buttresses and a par and knuckle roof. These buildings are located in the district of Sangarará, province of Acomayo, department of Cusco, and are evaluated using two complementary methodological approaches. First, the Linee Guida methodology was used to carry out a qualitative analysis of the seismic vulnerability of both churches. Subsequently, in order to estimate the displacement demands and the degree of damage expected in the evaluated buildings, a quantitative analysis of seismic vulnerability was carried out using the N2 Method.

The results obtained by applying the Linee Guida methodology show that the Santa Catalina de Marcaconga church has a seismic vulnerability index of 0.47, which places it in the medium vulnerability category. In contrast, the Virgen de las Nieves de Sangarará church has a vulnerability index of 0.55, classifying it as highly vulnerable.

For its part, the non-linear static analysis (N2 method) indicated that, in the event of a rare earthquake, the maximum displacement demands at the control points reach 3.49 cm in the +X direction for the Santa Catalina de Maracaonga church and 7.47 cm in the same direction for the Virgen de las Nieves de Sangarará church. As for the level of damage expected under this seismic scenario, it was determined that the Santa Catalina church presents a severe level of damage in the +X, -X and -Y directions, while the +Y direction shows a moderate level of damage. In the case of the Virgen de las Nieves church, the level of damage is severe in the +X, -X and +Y directions, with only moderate damage in the -Y direction.

In conclusion, both analytical approaches allow us to determine that the churches evaluated are highly vulnerable to earthquakes, which significantly compromises their structural integrity in the event of large-scale seismic events. These results highlight the urgent need to implement conservation and structural reinforcement strategies.

Keywords: Pushover, Linee Guida, seismic vulnerability, structural performance, earthquake, displacement demand.

## ***PRESENTACIÓN***

El presente estudio evalúa la vulnerabilidad sísmica de las iglesias andinas coloniales Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará en la provincia Acomayo, Cusco. Para ello se aplican dos métodos de evaluación.

La investigación se presenta en el Capítulo I, en el que se expone la situación problemática, los objetivos del estudio, las hipótesis, el alcance y las limitaciones. También se identifica el enfoque metodológico empleado.

En el Capítulo II se establece el marco teórico de la investigación, donde se realiza un análisis de los antecedentes relativos al tema de estudio. Del mismo modo, se proporcionan los conceptos fundamentales y las bases teóricas que sustentan el avance de la investigación, de esta manera asegurar que los objetivos propuestos sean cumplidos.

En el Capítulo III se expone el procedimiento de recopilación de datos, se describen las características de la región de estudio y se detallan los ensayos realizados en el laboratorio de la FIC-UNSAAC requeridos para el cálculo de los parámetros de los materiales en estudio.

En el Capítulo IV se presenta la evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica, donde se utiliza el método “Linee Guida” para calcular el índice de vulnerabilidad.

En el Capítulo V se desarrollan el modelamiento numérico, el análisis no lineal y la evaluación cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica.

En el Capítulo VI se contrastan los resultados obtenidos de los enfoques utilizados en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

En el Capítulo VII abordamos la discusión de resultados. En él examinamos los datos recogidos para este estudio y los contrastamos con los resultados de otros estudios. Esto nos permite evaluar la coherencia de los resultados.

En el Capítulo VIII se presentan las conclusiones de la investigación, que resumen los principales resultados. Asimismo, se hacen sugerencias y recomendaciones con el fin de ampliar las orientaciones de estudios futuros en este campo.

En el Capítulo IX se incluye una lista de referencias bibliográficas utilizadas a lo largo del estudio, lo que garantiza la fundamentación teórica y el rigor académico de la investigación.

Por último, el Capítulo X contiene los anexos que apoyan y enriquecen el estudio y ofrecen más datos pertinentes para confirmar el análisis y las conclusiones.

## ÍNDICE

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Situación Problemática .....	1
1.2. Planteamiento del Problema .....	2
1.2.1. Problema General.....	2
1.2.2. Problemas Específicos .....	2
1.3. Justificación de la Investigación .....	2
1.3.1. Justificación teórica .....	2
1.3.2. Justificación Práctica .....	3
1.3.3. Justificación Metodológica .....	3
1.4. Alcances, Limitaciones y Viabilidad de la Investigación .....	4
1.4.1. Alcances y Limitaciones .....	4
1.4.2. Viabilidad.....	5
1.5. Objetivos de la Investigación.....	5
1.5.1. Objetivo General.....	5
1.5.2. Objetivos Específicos.....	5
1.6. Formulación de la Hipótesis de la Investigación .....	6
1.6.1. Hipótesis General.....	6
1.6.2. Hipótesis Específicas .....	6
1.7. Identificación de Variables .....	7
1.7.1. Variables Independientes .....	7
1.7.2. Variables Dependientes .....	7
1.8. Operacionalización de variables .....	8
1.9. Tipo, Nivel y Diseño de investigación.....	10
1.9.1. Tipo de la Investigación.....	10
1.9.2. Nivel de Investigación .....	10
1.9.3. Diseño de Investigación.....	11
1.9.4. Enfoque de Investigación.....	11
1.10. Población, Muestra y Muestreo .....	11
1.10.1. Población.....	11
1.10.2. Muestra .....	12
1.10.3. Muestreo .....	13

1.11. Técnicas e Instrumentos de Colecta de Datos.....	13
1.11.1. Técnicas .....	13
1.11.2. Instrumentos.....	14
1.12. Procedimiento Metodológico.....	14
<b>CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>16</b>
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	16
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	16
2.1.2. Antecedentes Nacionales .....	19
2.2. BASES TEÓRICAS.....	24
2.2.1. Ingeniería Sísmica y Sismología.....	24
2.2.1.1. El Sismo .....	24
2.2.1.2. Origen de los Sismos .....	24
2.2.1.3. Cinturón de Fuego del Pacífico.....	24
2.2.1.4. Medición de los Sismos .....	26
2.2.1.5. Sismicidad en el Perú.....	28
2.2.1.6. Sismicidad Regional en el Cusco.....	31
2.2.1.7. Sismicidad Local en Acomayo .....	32
2.2.2. Vulnerabilidad Sísmica.....	33
2.2.2.1. Clasificación de la Vulnerabilidad Sísmica .....	34
2.2.3. Peligro Sísmico .....	37
2.2.4. Daño Sísmico .....	38
2.2.5. Riesgo Sísmico.....	39
2.2.6. Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica .....	40
2.2.6.1. Clasificación de Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica .....	41
2.2.7. Norma Italiana: Línea Guía para la Evaluación y Reducción del Riesgo Sísmico de Patrimonios Culturales.....	42
2.2.7.1. Marco Regulatorio .....	45
2.2.7.2. Nivel de Evaluación LV1.....	46
2.2.7.3. Índice de Vulnerabilidad.....	52
2.2.7.4. Aplicación del método italiano a estructuras de adobe latinoamericanas.....	53
2.2.8. Análisis estructural.....	54
2.2.9. Métodos de Análisis estructural.....	54
2.2.9.1. Análisis Estático.....	54

2.2.9.2. Análisis Dinámico.....	66
2.2.10. Método de los Elementos Finitos.....	66
2.2.10.1. Planificación del Análisis .....	67
2.2.10.2. Geometría del Modelo .....	68
2.2.10.3. Materiales.....	72
2.2.11. Niveles de amenaza sísmica.....	78
2.2.11.1. Propuesta del COMITÉ VISION 2000 .....	78
2.2.11.2. Propuesta del ATC-40.....	79
2.2.12. Capacidad Estructural .....	80
2.2.12.1. Curva de capacidad .....	80
2.2.12.2. Representación bilineal de la curva de capacidad.....	81
2.2.13. Demanda Sísmica.....	85
2.2.14. Cálculo del punto de desempeño .....	86
2.2.14.1. Método N2 .....	87
2.2.15. Evaluación de desempeño sísmico.....	92
<b>CAPITULO 3. ESTADO ACTUAL DE LAS IGLESIAS Y EVALUACIÓN EXPERIMENTAL</b> .....	94
3.1. Historia de la Iglesia Colonial Santa Catalina de Marcaconga.....	94
3.1.1. Origen .....	94
3.1.2. Descripción .....	94
3.1.3 Relevancia Actual .....	95
3.2. Historia de la Iglesia Colonial Virgen de las Nieves de Sangarará .....	97
3.2.1. Origen .....	97
3.2.2. Descripción .....	97
3.2.3. Relevancia Actual .....	98
3.3. Verificación de la Geometría Actual de las Iglesias Andinas Coloniales .....	99
3.3.1. Arquitectura .....	99
3.3.1.1. Arquitectura de la Iglesia Colonial Santa Catalina de Marcaconga .....	99
3.3.1.2. Arquitectura de la Iglesia Colonial Virgen de las Nieves de Sangarará .....	100
3.3.2. Levantamiento Geométrico de las Iglesias en Estudio .....	101
3.3.2.1. Metodología .....	101
3.3.2.2. Análisis de datos .....	101
3.3.2.3. Determinación de la Geometría de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga ...	101

3.3.2.4. Determinación de la Geometría de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará .....	104
3.4. Materiales de Construcción de las Iglesias Andinas Coloniales.....	107
3.4.1. Albañilería de Adobe .....	107
3.4.2. Albañilería de Piedra Tipo Colonial .....	108
3.4.3. Albañilería de Piedra Irregular.....	109
3.5. Comportamiento de Iglesias Coloniales .....	109
3.6. Diseño de los Ensayos Experimentales.....	111
3.6.1. Extracción de Muestras de Adobe y Mortero .....	111
3.7. Propiedades Índices del Adobe y Mortero de las Iglesias .....	115
3.7.1. Granulometría del Adobe.....	115
3.7.2. Granulometría del Mortero .....	117
3.7.3. Límites de Atterberg del Adobe.....	118
3.7.4. Límites de Atterberg del mortero.....	119
3.7.5. Resistencia a la Compresión Simple del Adobe .....	119
3.8. Propiedades Mecánicas de la Albañilería de Adobe.....	124
3.8.1. Resistencia a la Compresión en Pilas de Adobe .....	125
3.8.1.1. Cálculo del módulo de elasticidad .....	129
3.8.2. Resistencia a Compresión Diagonal de Muretes .....	130
3.8.2.1. Cálculo del Módulo de Corte.....	133
3.8.2.2. Cálculo del Módulo de Poisson .....	135
3.9. Reconocimiento de las Condiciones de Apoyo de las Iglesias Evaluadas.....	136
3.10. Verificación del Tipo de Coberturas de las Iglesias .....	139
3.11. Metrado de Cargas para el Techo .....	142
<b>CAPITULO 4. ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS SANTA CATALINA DE MARCACONGA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ.....</b>	<b>144</b>
4.1. Descripción del Método.....	144
4.2. Fichas de Evaluación LV1 .....	144
4.3. Datos del Proyecto .....	144
4.3.1. Iglesia Santa Catalina de Marcaconga .....	144
4.3.2. Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará.....	146
4.4. Aplicación de la Linee Guida a la Iglesias Coloniales .....	147

4.4.1. Indicadores de Vulnerabilidad y Mecanismos resistentes .....	147
4.4.2. Identificación de los Mecanismos de Colapso de la Iglesia Santa Catalina de Maracaonga.....	148
4.4.2.1. Macroelemento Fachada .....	149
4.4.2.2. Macroelemento Nave .....	152
4.4.2.3. Macroelemento Arco Triunfal .....	154
4.4.2.4. Macroelemento Ábside .....	155
4.4.2.5. Mecanismo Techumbre.....	157
4.4.2.6. Mecanismo Capillas, Cuerpos Anexos .....	159
4.4.2.7. Volúmenes Exteriores Torre Campanario .....	161
4.4.3. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad .....	164
4.4.4. Identificación de los Mecanismos de Colapso de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará.....	165
4.4.4.1. Macroelemento fachado.....	167
4.4.4.2. Macroelemento Nave .....	170
4.4.4.3. Macroelemento Arco Triunfal .....	172
4.4.4.4. Macroelemento Ábside .....	174
4.4.4.5. Mecanismo Techumbre.....	176
4.4.4.6. Mecanismo Capillas, Cuerpos Anexos .....	178
4.4.4.7. Volúmenes Exteriores Torre Campanario .....	182
4.4.5. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad .....	184
<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS CUANTITATIVO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS SANTA CATALINA DE MARCACONGA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARA.....</b>	<b>186</b>
5.1. Modelamiento Numérico de Iglesias Coloniales .....	186
5.2. Modos de Vibración.....	199
5.3. Análisis Estático No Lineal .....	202
5.4. Daños en las Iglesias.....	207
5.5. Resultado de Esfuerzos .....	208
5.6. Aplicación del Método N2.....	210
5.7. Espectro de Demanda .....	215
5.8. Demanda de Desplazamiento.....	220
5.9. Evaluación del Desempeño.....	226

CAPITULO 6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS .....	231
CAPITULO 7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	237
7.1. Discusión Referente al Primer Objetivo Específico .....	237
7.2. Discusión Referente al Segundo Objetivo Específico .....	238
7.3. Discusión Referente al Tercer Objetivo Específico .....	239
CAPITULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	241
8.1. Conclusiones .....	241
8.2. Recomendaciones .....	243
CAPITULO 9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	245
Bibliografía .....	245

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Proceso de recolección de datos</i> .....	13
Figura 2 <i>Metodología aplicada para la obtención de resultados en el presente estudio</i> .....	15
Figura 3 <i>Actividad Volcánica y Sísmica Asociados al Cinturón de Fuego</i> .....	25
Figura 4 <i>Mapa sísmico del Perú desde el año 1960-2024</i> .....	30
Figura 5 <i>Mapa de Aceleraciones del Perú</i> .....	32
Figura 6 <i>Elementos Estructurales de una típica iglesia colonial andina en Cusco</i> .....	35
Figura 7 <i>Elementos No Estructurales de una típica iglesia colonial andina en Cusco</i> .....	36
Figura 8 <i>Descomposición de una iglesia en sus diferentes macroelementos</i> .....	44
Figura 9 <i>Mecanismos de colapso en una iglesia colonial propuesto por la Linee Guida</i> .....	49
Figura 10 <i>Cuadro que muestra el proceso general de iteración incremental</i> .....	58
Figura 11 <i>Métodos de iteración</i> .....	61
Figura 12 <i>Modelos de comportamiento de la albañilería</i> .....	62
Figura 13 <i>Diagrama y gráfico del análisis pushover</i> .....	63
Figura 14 <i>Procedimiento de evaluación sísmica mediante el análisis Pushover</i> .....	65
Figura 15 <i>Resumen de los elementos tipo FEM generalmente disponibles en DIANA FEA</i> .....	69
Figura 16 <i>Recomendaciones de discretización, según el gradiente de esfuerzo y deformación, y relaciones de aspectos</i> .....	71
Figura 17 <i>Tipos de albañilería utilizada en edificios históricos</i> .....	74
Figura 18 <i>Tipos de modelamiento en albañilería</i> .....	77
Figura 19 <i>Curva de capacidad y su idealización</i> .....	81
Figura 20 <i>Representación bilineal de la curva de capacidad</i> .....	83
Figura 21 <i>Espectro elástico de respuesta en formato ADRS</i> .....	86
Figura 22 <i>Cálculo de la demanda de desplazamiento según método N2</i> .....	91
Figura 23 <i>Sectorización del diagrama de capacidad según niveles de daño</i> .....	93
Figura 24 <i>Grados de daño</i> .....	93
Figura 25 <i>Esculturas policromadas</i> .....	96
Figura 26 <i>Material cultural hallado, fragmentos de cerámica de las diferentes culturas</i> .....	96
Figura 27 <i>Pintura al óleo en material de lona de algodón en recreación de la Batalla de Sangarará</i> .....	97
Figura 28 <i>Restauración de lienzo - pintura de caballete “El lavado de los Pies” del siglo XVII</i>	99
Figura 29 <i>Fachada Principal de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	102
Figura 30 <i>Fachada Posterior de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	102
Figura 31 <i>Elevación lateral derecho (Muro de la Epístola) de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	103
Figura 32 <i>Elevación lateral izquierdo (Muro del Evangelio) de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	103
Figura 33 <i>Vista en Planta de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	104
Figura 34 <i>Fachada Principal de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	105
Figura 35 <i>Fachada Posterior de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	105
Figura 36 <i>Elevación lateral derecho (Muro de la Epístola) la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	106

Figura 37 <i>Elevación lateral izquierdo (Muro del Evangelio) la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	106
Figura 38 <i>Vista en Planta de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	107
Figura 39 <i>Albañilería de adobe en las iglesias coloniales</i> .....	108
Figura 40 <i>Albañilería de piedra colonial en las iglesias en estudio</i> .....	108
Figura 41 <i>Albañilería de piedra irregular en las iglesias coloniales</i> .....	109
Figura 42 <i>Patrones de fallo característicos identificados en edificaciones históricas de adobe</i> .....	110
Figura 43 <i>Patrones de fallo característicos identificados en una iglesia colonial típica del Cusco</i> .....	111
Figura 44 <i>Ubicación del punto de muestreo de adobe correspondiente a la iglesia Santa Catalina</i> .....	113
Figura 45 <i>Extracción de las muestras de adobe de la casa cural</i> .....	113
Figura 46 <i>Ubicación del punto de muestreo de adobe correspondiente a la iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	114
Figura 47 <i>Recolección de muestras de adobe del patio interior de la iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	114
Figura 48 <i>Recolección de muestras en cantera</i> .....	115
Figura 49 <i>Ensayo granulométrico de las muestras de adobe</i> .....	116
Figura 50 <i>Ensayo de granulometría de las muestras de mortero</i> .....	117
Figura 51 <i>Límites de Atterberg</i> .....	118
Figura 52 <i>Ensayo de compresión simple de muestras de adobe</i> .....	121
Figura 53 <i>Resultados del ensayo de compresión simple de los cubos de adobe</i> .....	121
Figura 54 <i>Diagramas de carga vs deformación de los cubos del adobe A1</i> .....	122
Figura 55 <i>Diagramas de carga vs deformación de los cubos del adobe A2</i> .....	122
Figura 56 <i>Curvas granulométricas de los adobes y el suelo para elaborar adobes</i> .....	124
Figura 57 <i>Diagrama representativo del ensayo de compresión simple aplicado a las pilas de adobe</i> .....	125
Figura 58 <i>Instrumentación de la pila de albañilería para el ensayo a compresión axial</i> .....	127
Figura 59 <i>Ensayo de compresión simple de pilas</i> .....	127
Figura 60 <i>Fallas de las pilas sometidas a compresión axial</i> .....	127
Figura 61 <i>Síntesis de los diagramas de carga-deformación correspondientes a las pilas de adobe</i> .....	128
Figura 62 <i>Esquema de ensayo de compresión diagonal</i> .....	131
Figura 63 <i>Distribución de los diales para medir las deformaciones en los muretes de adobe</i> .....	131
Figura 64 <i>Ensayo de compresión diagonal de los muretes de adobe</i> .....	132
Figura 65 <i>Diagrama de carga vs deformación de muretes de adobe</i> .....	132
Figura 66 <i>Distribución de puntos de sondeo en la zona de estudio Marcaconga</i> .....	137
Figura 67 <i>Distribución de puntos de sondeo en la zona de estudio Sangarará</i> .....	137
Figura 68 <i>Armadura Par y Nudillo en cobertura de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	140
Figura 69 <i>Vista isométrica de la armadura Par y Nudillo y Sobre Par en cobertura de la Iglesia Santa Catalina</i> .....	141

Figura 70 <i>Armadura Par y Nudillo en cobertura de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	141
Figura 71 <i>Ubicación de la iglesia Santa catalina de Marcaconga</i> .....	145
Figura 72 <i>Vista Panorámica de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	146
Figura 73 <i>Ubicación de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	146
Figura 74 <i>Vista Panorámica de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	147
Figura 75 <i>Estado actual de la fachada de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	149
Figura 76 <i>Estado actual de los contrafuertes en la nave de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	152
Figura 77 <i>Vista actual de muro lateral (muro de la epístola) de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	153
Figura 78 <i>Vista actual de arco triunfal presente al interior de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	154
Figura 79 <i>Ábside de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	155
Figura 80 <i>Vista actual del techo de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	157
Figura 81 <i>Vista de techo de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	157
Figura 82 <i>Vista actual de capillas de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	159
Figura 83 <i>Capilla de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	160
Figura 84 <i>Torre campanario de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	162
Figura 85 <i>Campanario de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga</i> .....	163
Figura 86 <i>Índice de Vulnerabilidad Sísmica de los Mecanismos de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	165
Figura 87 <i>Estado actual de la fachada de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	167
Figura 88 <i>Mecanismo sobre fachada de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	168
Figura 89 <i>Mecanismo en el plano de la fachada de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	169
Figura 90 <i>Nave de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	170
Figura 91 <i>Parte transversal de la nave de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	170
Figura 92 <i>Vista actual de muro lateral (muro de la epístola) de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	171
Figura 93 <i>Vista actual de arco triunfal presente en el interior de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	173
Figura 94 <i>Ábside de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará. Vista Trasera</i> .....	174
Figura 95 <i>Ábside de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará. Vista Frontal</i> .....	174
Figura 96 <i>Vista actual del techo de la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará</i> .....	176
Figura 97 <i>Elementos de cubierta en la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará</i> .....	177
Figura 98 <i>Vista actual de capillas de la iglesia de la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará</i> .....	178
Figura 99 <i>Mecanismos de volteo en capillas de la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará</i> .....	179
Figura 100 <i>Capilla de la iglesia Virgen de la Nieves de Sangarará</i> .....	180
Figura 101 <i>Irregularidad en Planta y Altura en la iglesia Virgen de la Nieves de Sangarará</i> . 181	
Figura 102 <i>Torre campanario de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	182

Figura 103	<i>Campanario de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	183
Figura 104	<i>Índices de Vulnerabilidad Sísmica de los Mecanismo de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	185
Figura 105	<i>Planta - Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	187
Figura 106	<i>Corte y Elevación - Iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	188
Figura 107	<i>Planta - Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	189
Figura 108	<i>Corte y Elevación - Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	190
Figura 109	<i>Vista Isométrica - Iglesias</i> .....	191
Figura 110	<i>Modelo geométrico 3D en AutoCAD de las iglesias</i> .....	194
Figura 111	<i>Modelo geométrico 3D en DIANA FEA de las iglesias</i> .....	194
Figura 112	<i>Asignación de materiales en DIANA FEA de las iglesias</i> .....	197
Figura 113	<i>Cargas aplicadas al modelo numérico de las iglesias</i> .....	198
Figura 114	<i>Restricción en la base de los modelos numéricos, como apoyo fijo en la base</i> .....	198
Figura 115	<i>Modelo de elementos finitos de las iglesias</i> .....	199
Figura 116	<i>Formas modales y frecuencias naturales del análisis del modelo de EF de la iglesia Santa Catalina</i> .....	200
Figura 117	<i>Formas modales y frecuencias naturales del análisis del modelo de EF de la iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	201
Figura 118	<i>Direcciones consideradas en los modelos numéricos para en el análisis pushover.</i> .....	203
Figura 119	<i>Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Santa Catalina - Dirección X</i> ....	203
Figura 120	<i>Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Santa Catalina - Dirección Y</i> .....	204
Figura 121	<i>Curvas de Capacidad de la Iglesia Santa Catalina</i> .....	205
Figura 122	<i>Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Virgen de las Nieves - Dirección X</i> .....	205
Figura 123	<i>Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Virgen de las Nieves - Dirección Y</i> .....	206
Figura 124	<i>Curvas de Capacidad de la Iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	206
Figura 125	<i>Daños en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +X y -X</i> .....	207
Figura 126	<i>Daños en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +Y y -Y</i> .....	207
Figura 127	<i>Daños en la iglesia Virgen de las Nieves para las direcciones +X y -X</i> .....	208
Figura 128	<i>Daños en la iglesia Virgen de las Nieves para las direcciones +Y y -Y</i> .....	208
Figura 129	<i>Esfuerzos en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +X y -X</i> .....	209
Figura 130	<i>Esfuerzos en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +Y y -Y</i> .....	209
Figura 131	<i>Esfuerzos en la iglesia Virgen de las Nieves para las direcciones +X y -X</i> .....	209
Figura 132	<i>Esfuerzos en la iglesia Virgen de las Nieves para la dirección +Y</i> .....	210
Figura 133	<i>Curvas de capacidad MDOF y SDOF de la iglesia Santa Catalina</i> .....	211
Figura 134	<i>Curvas de capacidad MDOF y SDOF de la iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	211
Figura 135	<i>Curvas bilineales idealizadas para un sistema de SDOF de la iglesia Santa Catalina</i> .....	212
Figura 136	<i>Curvas bilineales idealizadas para un sistema de SDOF de la iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	213

Figura 137 <i>Diagramas bilineales en formato ADRS correspondientes a la iglesia Santa Catalina</i> .....	214
Figura 138 <i>Diagramas bilineales en formato ADRS de la iglesia II en las direcciones +X, -X, +Y y -Y</i> .....	215
Figura 139 <i>Espectro de Demanda Sísmica</i> .....	218
Figura 140 <i>Espectro de Demanda Elástico en formato ADRS</i> .....	218
Figura 141 <i>Relaciones de aceleraciones utilizadas para la zona 2 del Perú</i> .....	219
Figura 142 <i>Espectros de demanda en diferentes escenarios sísmicos</i> .....	220
Figura 143 <i>Demanda de desplazamiento Iglesia I, dirección X</i> .....	221
Figura 144 <i>Demanda de desplazamiento Iglesia, dirección Y</i> .....	222
Figura 145 <i>Demanda de desplazamiento Iglesia II, dirección X</i> .....	224
Figura 146 <i>Demanda de desplazamiento Iglesia II, dirección Y</i> .....	225
Figura 147 <i>División del diagrama de capacidad y desempeño de la Iglesia I, direcciones +X, -X, +Y y -Y</i> .....	226
Figura 148 <i>División del diagrama de capacidad y desempeño de la Iglesia II, Dirección +X, -X, +Y y -Y</i> .....	228
Figura 149 <i>Clasificación de mecanismos de acuerdo al grado de daño de la iglesia I - Santa Catalina</i> .....	234
Figura 150 <i>Clasificación de mecanismos de acuerdo al grado de daño de la iglesia II - Virgen de las Nieves</i> .....	235

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Matriz de operacionalización de variables</i> .....	8
Tabla 2 <i>Relación entre las escalas</i> .....	28
Tabla 3 <i>Resumen de los niveles de evaluación de vulnerabilidad sísmica de la "Linee Guida"</i> .	44
Tabla 4 <i>Macroelementos y sus posibles mecanismos de daño</i> .....	48
Tabla 5 <i>Valores del peso para cada mecanismo activado</i> .....	52
Tabla 6 <i>Determinación del puntaje de vulnerabilidad asociado a cada mecanismo de falla</i> .....	53
Tabla 7 <i>Sismos de diseño para edificios</i> .....	78
Tabla 8 <i>Limites umbrales de daño</i> .....	92
Tabla 9 <i>Resumen de la granulometría de las muestras de adobe</i> .....	117
Tabla 10 <i>Resumen de granulometría de las muestras de mortero</i> .....	117
Tabla 11 <i>Resumen de límite de Atterberg en el adobe</i> .....	118
Tabla 12 <i>Resumen del límite de Atterberg del mortero</i> .....	119
Tabla 13 <i>Resumen de los pesos unitarios de los adobes</i> .....	119
Tabla 14 <i>Resumen de pesos unitarios de muestras del Adobe A-01</i> .....	120
Tabla 15 <i>Resumen de pesos unitarios de muestras del adobe A-02</i> .....	120
Tabla 16 <i>Resumen del ensayo de compresión simple de los cubos del adobe 01</i> .....	123
Tabla 17 <i>Resumen del ensayo de compresión simple de los cubos del adobe 02</i> .....	123
Tabla 18 <i>Peso específico de las pilas de adobe</i> .....	126
Tabla 19 <i>Resistencia a compresión axial de las pilas de adobe</i> .....	129
Tabla 20 <i>Módulo de elasticidad de la albañilería de adobe</i> .....	130
Tabla 21 <i>Esfuerzo cortante en muretes de adobe</i> .....	133
Tabla 22 <i>Cálculo del Módulo de Corte de la albañilería de adobe</i> .....	135
Tabla 23 <i>Valores recomendados de módulo de Poisson para albañilería de adobe según diferentes investigadores.</i> .....	135
Tabla 24 <i>Ensayos de laboratorio realizados y normativa aplicada.</i> .....	138
Tabla 25 <i>Caracterización de las propiedades físicas del suelo correspondientes al área de estudio.</i> .....	138
Tabla 26 <i>Caracterización de las propiedades mecánicas del suelo correspondientes al área de estudio.</i> .....	139
Tabla 27 <i>Clasificación del tipo de suelo para el diseño sísmico conforme a la Norma Técnica E.030.</i> .....	139
Tabla 28 <i>Metrado de cargas de la cobertura de la nave principal de la iglesia Santa Catalina.</i> .....	142
Tabla 29 <i>Metrado de cargas de la cobertura de la torre campanario de la iglesia Santa Catalina</i> .....	142
Tabla 30 <i>Metrado de cargas de la cobertura del baptisterio y la sacristía de la iglesia Santa Catalina.</i> .....	143
Tabla 31 <i>Metrado de cargas de la cobertura de la nave principal de la iglesia Virgen de las Nieves.</i> .....	143
Tabla 32 <i>Metrado de cargas de la cobertura de la torre campanario de la iglesia Virgen de las Nieves</i> .....	143

Tabla 33 <i>Metrado de cargas de la cobertura de la capilla del Señor de los Temblores, baptisterio y la sacristía de la iglesia Virgen de las Nieves.</i> .....	143
Tabla 34 <i>Mecanismos de colapso en la Iglesia de Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	149
Tabla 35 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 1</i> .....	150
Tabla 36 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 2</i> .....	151
Tabla 37 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 3</i> .....	151
Tabla 38 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 5</i> .....	153
Tabla 39 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 6</i> .....	154
Tabla 40 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 13</i> .....	155
Tabla 41 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 16</i> .....	156
Tabla 42 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 17</i> .....	157
Tabla 43 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 19</i> .....	158
Tabla 44 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 21</i> .....	159
Tabla 45 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 22</i> .....	160
Tabla 46 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 23</i> .....	161
Tabla 47 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 25</i> .....	161
Tabla 48 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 27</i> .....	163
Tabla 49 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 28</i> .....	164
Tabla 50 <i>Síntesis y determinación del índice de vulnerabilidad aplicando la metodología LVI en la iglesia Santa Catalina de Marcaconga</i> .....	164
Tabla 51 <i>Mecanismos de colapso en la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	166
Tabla 52 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 1</i> .....	167
Tabla 53 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 2</i> .....	168
Tabla 54 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 3</i> .....	169
Tabla 55 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 5</i> .....	171
Tabla 56 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 6</i> .....	172
Tabla 57 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 13</i> .....	173
Tabla 58 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 16</i> .....	175
Tabla 59 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 17</i> .....	176
Tabla 60 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 19</i> .....	177
Tabla 61 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 21</i> .....	178
Tabla 62 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 22</i> .....	179
Tabla 63 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 23</i> .....	180
Tabla 64 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 25</i> .....	181
Tabla 65 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 27</i> .....	183
Tabla 66 <i>Ficha de evaluación Mecanismo 28</i> .....	184
Tabla 67 <i>Síntesis y determinación del índice de vulnerabilidad aplicando la metodología LVI en la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará</i> .....	184
Tabla 68 <i>Propiedades elásticas y no elásticas finales de los materiales</i> .....	197
Tabla 69 <i>Número de elementos TE12L en los modelos numéricos de las iglesias</i> .....	199
Tabla 70 <i>Direcciones de análisis en las iglesias</i> .....	210
Tabla 71 <i>Zona sísmica para el distrito de Sangarará</i> .....	216
Tabla 72 <i>Factor de Importancia de Estructura</i> .....	216

Tabla 73 <i>Factor de Amplificación del Suelo</i> .....	217
Tabla 74 <i>Factor de Amplificación Sísmica</i> .....	217
Tabla 75 <i>Factores Utilizados para Construir el Espectro</i> .....	217
Tabla 76 <i>Factores de escala y aceleración máxima del suelo (PGA) correspondientes a distintos escenarios sísmicos</i> .....	219
Tabla 77 <i>Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF en la dirección X en la iglesia I</i> .....	221
Tabla 78 <i>Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF en la dirección Y en la iglesia I</i> .....	223
Tabla 79 <i>Desplazamientos demandados en los sistemas SDOF y MDOF en la dirección X de la Iglesia II</i> .....	224
Tabla 80 <i>Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF en la dirección Y en la iglesia II</i> .....	225
Tabla 81 <i>Clasificación de grado daño según escenario sísmico para la iglesia I</i> .....	228
Tabla 82 <i>Clasificación de daño según escenario sísmico para la iglesia II</i> .....	230
Tabla 83 <i>Síntesis de Nivel de Daño esperado de Iglesias</i> .....	230
Tabla 84 <i>Grado de daño y descripción de daño</i> .....	232
Tabla 85 <i>Grados de daño de cada Iglesia evaluada</i> .....	232
Tabla 86 <i>Grados de daño de cada Mecanismo de la Iglesia I evaluada</i> .....	233
Tabla 87 <i>Grados de daño de cada Mecanismo de la Iglesia II evaluada</i> .....	233
Tabla 88 <i>Síntesis de la clasificación de los mecanismos de la iglesia I según el grado de daño</i> .....	234
Tabla 89 <i>Síntesis de la clasificación de los mecanismos de la iglesia II según el grado de daño</i> .....	235
Tabla 90 <i>Cuadro comparativo del análisis cualitativo y cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica</i> .....	236
Tabla 91 <i>Síntesis de las características mecánicas en compresión de la albañilería de adobe según diversos investigadores</i> .....	238
Tabla 92 <i>Cuadro comparativo de grados de daño de los análisis cualitativo y cuantitativo</i> ...	240

## CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Situación Problemática

La provincia de Acomayo, en el departamento del Cusco, alberga un invaluable patrimonio cultural<sup>1</sup> representado por sus típicas iglesias andinas coloniales. Sin embargo, este patrimonio se encuentra en riesgo debido al deterioro por el paso del tiempo, sumado a ello la intensa actividad sísmica del territorio peruano y la falta de evaluaciones de su vulnerabilidad sísmica.

La insuficiente información detallada sobre las características físicas de los materiales, características estructurales, geométricas, arquitectónicas y las técnicas constructivas de estas iglesias del periodo colonial, sumada a la no pertinencia de la directiva nacional para la evaluación de vulnerabilidad sísmica, agrava la situación. Este vacío en la “gestión del riesgo sísmico”<sup>2</sup> para el patrimonio cultural coloca en peligro la integridad de estas edificaciones únicas.

Ante este panorama, surge la necesidad urgente de llevar a cabo una investigación centrada en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales en la provincia de Acomayo y la aplicación de métodos validados internacionalmente.

---

<sup>1</sup> Patrimonio Cultural, de acuerdo al ministerio de cultura del Perú, es todo bien material o inmaterial que tenga un valor sustancial histórico, arqueológico, artístico, arquitectónico, paleontológico, etnológico, documental, bibliográfico, científico o técnico. Estos recursos son esenciales para mantener y sostener la identidad nacional a través del tiempo.

<sup>2</sup> Gestión de Riesgo de Desastres está conformado de los conocimientos, tácticas, políticas y prácticas que, haciendo un uso eficaz de los recursos humanos y materiales, se centran en la planificación y ejecución de programas y acciones destinados a prevenir, mitigar y disminuir los efectos causados por eventos catastróficos. (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2006, pág. 11)

## **1.2. Planteamiento del Problema**

### ***1.2.1. Problema General***

**PG:** ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica preliminar de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves del distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024?

### ***1.2.2. Problemas Específicos***

**PE1:** ¿Cuáles son los valores de las propiedades físico-mecánicas de la albañilería de adobe de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024?

**PE2:** ¿Cuál es el índice de vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves, evaluado mediante el método de diagnóstico “Linee Guida” en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024?

**PE3:** ¿Cómo es la vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves, aplicando el análisis estático no lineal, en comparación con la determinada mediante el método de diagnóstico “Linee Guida” en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024?

## **1.3. Justificación de la Investigación**

### ***1.3.1. Justificación teórica***

Las limitaciones de la normativa nacional para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones patrimoniales resaltan la necesidad de investigar y ampliar el conocimiento en esta área. Esta falta de directrices nacionales adecuadas resalta la importancia de recurrir a métodos internacionalmente validados para abordar esta problemática.

Esta investigación amplía el conocimiento de la “Linee Guida” en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras patrimoniales, como las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves. Los resultados contribuirán al desarrollo de un marco conceptual para aplicar nuevas herramientas de diagnóstico en iglesias coloniales en nuestro territorio, fortaleciendo los fundamentos teóricos para la protección del patrimonio cultural.

### ***1.3.2. Justificación Práctica***

La investigación responde directamente a la escasez de investigaciones de vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo y a la necesidad apremiante de salvaguardar este patrimonio cultural.

El estudio proporcionará información para implementar un plan estratégico que permita minimizar los impactos de los sismos en las iglesias coloniales estudiadas. Los resultados serán útiles para los profesionales de la Dirección Desconcentrada de Cultura del Cusco, facilitando la toma de decisiones informadas en la restauración y el reforzamiento estructural de iglesias coloniales en el distrito de Sangarará. Además, la metodología propuesta ofrece un enfoque replicable para evaluar la vulnerabilidad de otras estructuras patrimoniales en la provincia y la región.

### ***1.3.3. Justificación Metodológica***

La elección del método italiano "Linee Guida" se basa en su reconocimiento internacional y su eficacia comprobada en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos. Este enfoque proporciona procesos estandarizados, lo que garantiza resultados confiables y comparables. Asimismo, el trabajo emplea fichas de evaluación y ensayos de laboratorio que permiten obtener datos precisos con un impacto económico mínimo. Este diseño

metodológico asegura que la investigación no solo cumpla con altos estándares técnicos, sino que también sea sostenible y adaptable para futuros estudios en la región.

#### **1.4. Alcances, Limitaciones y Viabilidad de la Investigación**

##### ***1.4.1. Alcances y Limitaciones***

En la provincia de Acomayo existen un total de 17 iglesias coloniales que han sido declaradas Patrimonio Cultural de la Nación y 2 de estas iglesias se encuentran en el distrito de Sangarará. Para este estudio, se seleccionaron las iglesias de Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará debido a que ambas presentan una mayor área construida en comparación con otras iglesias, ambas destacan por su importancia histórica. Además, ambas comparten características estructurales típicas de las iglesias coloniales en la zona, lo que las convierte en modelos representativos de ese periodo.

Para la caracterización de las propiedades físico-mecánicas de la albañilería de adobe se elaboraron especímenes con características similares a las presentes en las iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves, con el objetivo de representar de manera fiel las condiciones estructurales reales.

Debido al limitado equipamiento del laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil para realizar ensayos dinámicos y cíclicos, que son necesarios para caracterizar el comportamiento no lineal de los materiales, los resultados obtenidos en la fase experimental de laboratorio se limitaron al análisis del comportamiento elástico lineal del adobe. Por lo tanto, se utilizaron referencias de investigaciones anteriores para adoptar los parámetros no lineales.

La evaluación del comportamiento no lineal del material se abordará a través del método de elementos finitos. Para el modelado numérico, es necesario realizar una calibración de los

modelos estructurales mediante la medición de parámetros dinámicos reales, la cual se efectúa con dispositivos sísmicos (acelerómetros); sin embargo, este procedimiento no fue implementado en el presente estudio.

#### ***1.4.2. Viabilidad***

La Escuela Profesional de Ingeniería Civil cuenta con el laboratorio y equipo necesarios para realizar los ensayos propuestos para la determinación de las características físicas y mecánicas de la albañilería de adobe empleada en las iglesias. También, se dispone de los recursos financieros y de personal por parte de los tesisistas lo que permitirá la culminación satisfactoria de la tesis. Finalmente, se obtuvo la autorización correspondiente por parte del párroco encargado, permitiendo así el desarrollo de las actividades de investigación en las iglesias seleccionadas.

### **1.5. Objetivos de la Investigación**

#### ***1.5.1. Objetivo General***

**OG:** Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica preliminar de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves del distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

#### ***1.5.2. Objetivos Específicos***

**OE1:** Determinar los valores de las propiedades físico-mecánicas de la albañilería de adobe de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

**OE2:** Determinar el índice de vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves, evaluados mediante el método de diagnóstico “Linee Guida”, distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

**OE3:** Comparar la vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves obtenidas mediante el método de diagnóstico “Linee Guida” y el análisis estático no lineal en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

## **1.6. Formulación de la Hipótesis de la Investigación**

### ***1.6.1. Hipótesis General***

**HG:** Las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves, manifiestan un nivel alto de vulnerabilidad sísmica ante la ocurrencia de sismos raros, en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

### ***1.6.2. Hipótesis Específicas***

**HE1:** Las propiedades físico-mecánicas de la albañilería de adobe de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves no cumplen con los requisitos mínimos recomendados por la norma E.080, distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

**HE2:** Las iglesias coloniales, Santa Catalina y Virgen de las Nieves, presentan índices de vulnerabilidad sísmica alto, evaluados mediante el método de diagnóstico “Linee Guida”, distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

**HE3:** La vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves empleando un análisis estático no lineal ratifica los resultados obtenidos por el método de diagnóstico “Linee Guida”, distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, Cusco, 2024.

## **1.7. Identificación de Variables**

### ***1.7.1. Variables Independientes***

Elementos estructurales de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves

- Características físico-mecánicas del adobe y la albañilería de adobe de las iglesias.
  - Granulometría de los adobes y del mortero.
  - Límites de Atterberg
  - Resistencia a la compresión de los adobes.
  - Resistencia a compresión axial de pilas de adobe
  - Resistencia a compresión diagonal de muretes de adobe.

Método de Diagnostico “Linee Guida”

Análisis estático no lineal

### ***1.7.2. Variables Dependientes***

Vulnerabilidad Sísmica, mediante los enfoques cualitativo y cuantitativo.

### 1.8. Operacionalización de variables

En la siguiente tabla se expone la matriz correspondiente a la operacionalización de variables.

**Tabla 1**

*Matriz de operacionalización de variables*

Variables de Estudio	Definición Conceptual	Subvariables	Indicadores	Escala de Medición	Instrumentos
<b>Variable Independiente (X):</b> Elementos estructurales de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves	Diagnóstico actual de las iglesias coloniales	<b>X1:</b> Características físico-mecánicas del adobe y la albañilería de adobe de las iglesias coloniales	Resistencia a la compresión de los adobes.	kgf/cm <sup>2</sup>	Maquina universal de compresión simple
			Granulometría de los adobes y del mortero	% finos y % gruesos	Laboratorio de FIC
			Límites de Atterberg	LL, LP y IP	Laboratorio de FIC
			Resistencia a compresión axial de pilas de adobe	kgf/cm <sup>2</sup>	Máquina de compresión simple. Norma Peruana E.080
			Resistencia a compresión diagonal de muretes de adobe.	kgf/cm <sup>2</sup>	Máquina de compresión diagonal. Norma Peruana E.080
		<b>X2:</b> Método de Diagnostico “Linee Guida”	Índice de vulnerabilidad sísmica	Mecanismos de colapso por macroelemento. Macroelementos de las iglesias coloniales: fachada, nave, transepto, arco triunfal, cúpula, ábside, techumbre, capillas y anexos, así como volúmenes exteriores y torre campanario.	Fichas de evaluación adaptadas de la “Linee Guida”
		<b>X3:</b> Análisis estático no lineal	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Modelamiento numérico</li> <li>- Espectro de Capacidad</li> </ul>	Adimensional	Norma E.030

			- Espectro de Respuesta		
<b>Variable Dependiente (Y):</b> Vulnerabilidad Sísmica	La vulnerabilidad sísmica de una edificación, un conjunto de edificaciones o una región determinada se refiere a su susceptibilidad inherente a experimentar daños frente a la acción de un sismo, estando esta condicionada por sus propiedades físicas y los aspectos estructurales considerados en su diseño. (Barbat, 1998)	<b>Y1:</b> Vulnerabilidad sísmica por método cualitativo	- Vulnerabilidad baja - Vulnerabilidad media - Vulnerabilidad alta	Adimensional	Fichas de evaluación adaptadas de la "Linee Guida"
		<b>Y2:</b> Vulnerabilidad sísmica por método cuantitativo	- Desplazamiento máximo - Cortante basal máxima - Desempeño sísmico	- Centímetros (cm) - Toneladas fuerza (tonf) - Adimensional	Software de Análisis de elementos finitos: Diana FEA

## **1.9. Tipo, Nivel y Diseño de investigación**

### ***1.9.1. Tipo de la Investigación***

Según (Pimienta Prieto & De la Orden Hoz, 2017): “La investigación aplicada tiene como objetivo principal la búsqueda y consolidación del saber, así como la aplicación de los conocimientos cultural y científico, y la producción de tecnología al servicio de la sociedad” (pág. 9).

En este escenario, este estudio es una investigación APLICADA debido a su aplicabilidad inmediata. Se enfrenta a un problema palpable y urgente, concentrándose en mejorar la comprensión actual sobre la vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo.

Esta investigación tiene como meta convertir un conocimiento en soluciones prácticas necesarias en estructuras históricas dentro del distrito de Sangarará.

### ***1.9.2. Nivel de Investigación***

Hernández Sampieri et al. (2014) menciona que:

Con los estudios descriptivos se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren. (pág. 92)

Esta investigación tiene como objetivo recopilar información sobre las características físico-mecánicas de los materiales de las iglesias coloniales de Sangarará. Dada la profundidad y el alcance propuestos, el estudio se clasifica como DESCRIPTIVO.

### ***1.9.3. Diseño de Investigación***

La investigación no experimental se caracteriza por el estudio de fenómenos sin manipular deliberadamente las variables independientes para evaluar su impacto en otras variables. En este tipo de investigación, los fenómenos son observados en su entorno natural con el propósito de ser analizados de manera objetiva (Hernández Sampieri et al., 2014).

El presente estudio se enmarca dentro de un diseño NO EXPERIMENTAL, dado que se fundamenta en la observación y el análisis de variables sin manipulación directa. En este caso, el análisis se orientó a la evaluación de las propiedades físico-mecánicas de los materiales empleados en las iglesias coloniales, así como a la determinación de su nivel de vulnerabilidad sísmica en la actualidad.

### ***1.9.4. Enfoque de Investigación***

De acuerdo con la naturaleza de las variables analizadas y el tipo de información gestionada, el enfoque metodológico adoptado en la presente investigación es de carácter MIXTO, dado que integra procedimientos cuantitativos, orientados a la medición numérica, modelación y cálculo de variables físico-mecánicas, así como componentes cualitativos, relacionados con la evaluación descriptiva de indicadores estructurales para el análisis de vulnerabilidad sísmica.

## **1.10. Población, Muestra y Muestreo**

### ***1.10.1. Población***

La población bajo estudio estará conformada por las iglesias coloniales ubicadas en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, departamento del Cusco. Estas iglesias presentan características geométricas y estructurales similares, como el uso predominante de muros de

adobe, techos de madera, con estructura tipo par nudillo, cubiertos con tejas, y sistemas constructivos típicos del periodo colonial.

En la provincia de Acomayo existen 17 iglesias coloniales declaradas como Patrimonio Cultural de la Nación de las cuales 2 se encuentran en el distrito de Sangarará.

Iglesias coloniales declaradas como Patrimonio Cultural de la Nación en la provincia de Acomayo:

1. Iglesia Parroquial de Mosoc Llaqta en el distrito de Mosoc Llaqta
2. Capilla Santa Bárbara en el distrito de Acomayo
3. Iglesia de Belén en el distrito de Acomayo
4. Iglesia Parroquial San Agustín de Pomacanchi en el distrito de Pomacanchi
5. Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará en el distrito de Sangarará
6. Iglesia San Francisco de Asís de Huayqui en el distrito de Acos
7. Iglesia Virgen de Natividad de Acomayo en el distrito de Acomayo
8. Iglesia Santo Domingo de Sanka en el distrito de Rondocan
9. Iglesia Santiago Apóstol de Corma en el distrito de Rondocan
10. Iglesia San Miguel de Acos en el distrito de Acos
11. Iglesia Santa Catalina de Marcaconga en el distrito de Sangarará
12. Iglesia Inmaculada Concepción de Sayhua en el distrito de Pomacanchi
13. Iglesia Patrón San Jerónimo en el distrito de Acopia
14. Iglesia San Juan Bautista de Pomacanchi en el distrito de Pomacanchi
15. Iglesia Santiago Apóstol de Kuñotambo en el distrito de Rondocan
16. Iglesia Nuestra Señora de la Asunción de Papres en el distrito de Rondocan
17. Iglesia Santo Tomas de Aquino en el distrito de Rondocan

#### **1.10.2. Muestra**

La muestra está conformada por dos (2) iglesias coloniales: Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará.

### 1.10.3. Muestreo

El muestreo utilizado es de tipo NO PROBABILÍSTICO por selección intencionada, dado que la población estudiada es numéricamente reducida y los métodos probabilísticos son más adecuados para poblaciones de mayor tamaño.

## 1.11. Técnicas e Instrumentos de Colecta de Datos

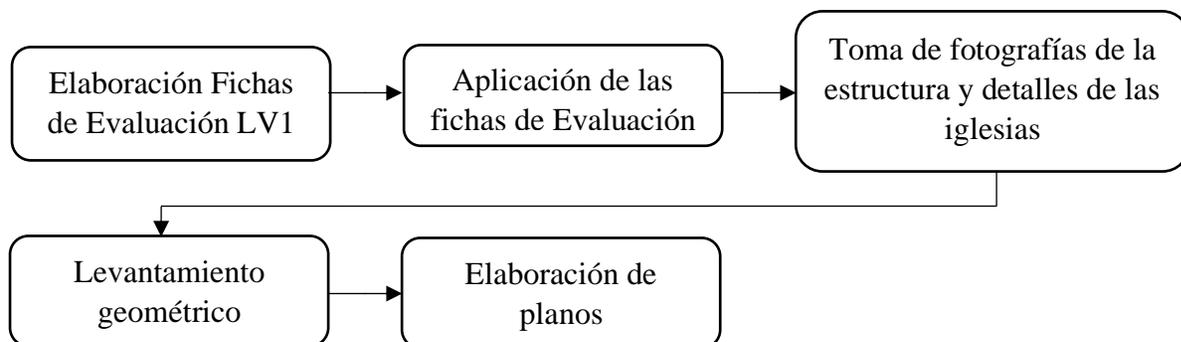
### 1.11.1. Técnicas

La observación estructurada es la técnica que utilizamos para la recolección de datos, dado que se hace uso de fichas de evaluación previamente diseñados. Además, se realiza el levantamiento geométrico con el uso de una estación total con el que se pudo registrar la mayor cantidad posible de puntos de las iglesias.

Como resultado de ambas técnicas se pudo realizar y elaborar planos tanto de planta como elevación de las dos iglesias en estudio. Además, se hizo uso de fichas de observación para el registro de los datos de los ensayos del adobe.

### Figura 1

*Proceso de recolección de datos*



### **1.11.2. Instrumentos**

Los instrumentos usados fueron los siguientes:

- Útiles de escritorio y laptop
- Estación total TOP COM GPT-3205NW, 2 prismas, GPS, cinta métrica de 50m y libreta de campo
- Cámara fotográfica
- Equipos de laboratorio y fichas de observación

### **1.12. Procedimiento Metodológico**

Inicialmente, se llevó a cabo una inspección in situ de las iglesias coloniales en estudio, donde se efectuó un reconocimiento exhaustivo de estas dos estructuras, evaluando sus características estructurales y arquitectónicas. Para proceder con las actividades técnicas, se gestionaron los permisos y autorizaciones con el párroco encargado de las iglesias, permitiendo el acceso a las instalaciones para la ejecución de mediciones y levantamientos geométricos.

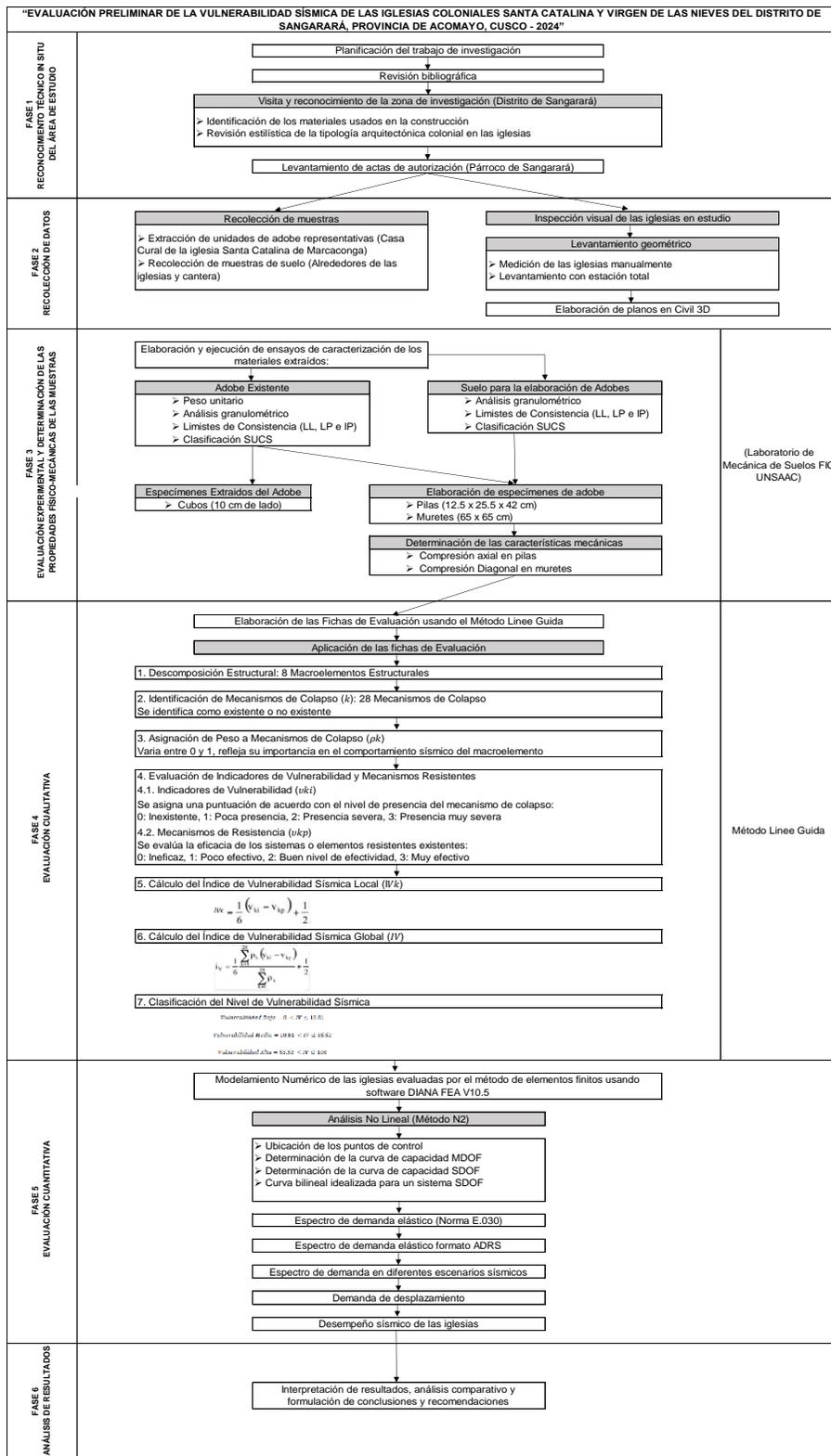
Como siguiente paso, se desarrollaron fichas de evaluación cualitativa adaptadas de la metodología “Linee Guida”, las cuales fueron aplicadas a cada iglesia con el objetivo de recopilar información sobre su estado estructural.

Finalmente, se organizó y procesó toda la información obtenida. Este trabajo incluyó el análisis detallado de los datos, la elaboración de planos arquitectónicos y estructurales, y el modelamiento numérico de las estructuras, que permitieron generar los resultados necesarios para el estudio.

Las metodologías de análisis y la secuencia del procedimiento adoptado en el desarrollo de la presente investigación se muestran en la Figura 2.

Figura 2

Metodología aplicada para la obtención de resultados en el presente estudio



## CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes de la Investigación

#### 2.1.1. Antecedentes Internacionales

(Bianchini, 2018), en su estudio titulado “Conservación del Patrimonio Arquitectónico en Bagan: Evaluación Estructural del Templo Loka-Hteik-Pan” (Tesis de maestría) Universidad de Minho, Braga, Portugal. Analizó la vulnerabilidad estructural del templo Loka-Hteik-Pan afectado por acciones dinámicas, utilizando modelado por elementos finitos como herramienta de evaluación. La investigación tuvo como objetivo establecer una metodología general para el análisis estructural de edificaciones monumentales y patrimoniales, tomando como caso de estudio templo budista Loka-Hteik-Pan en Bagan, Myanmar, afectado por eventos sísmicos recurrentes, siendo el más reciente en 2016.

La metodología aplicada consistió en la implementación del modelo de elementos finitos en Diana FEA y FX+ para Diana, permitiendo la simulación de respuestas estáticas y dinámicas no lineales de la estructura. Se modelaron detalles avanzados, como arcos irregulares, bóvedas y portales. Además, se incluyó la inserción de refuerzos de acero dentro de los elementos sólidos y se realizaron tanto análisis estáticos como dinámicos no lineales, con el fin de proponer una técnica de reforzamiento estructural.

Los resultados demostraron que el modelo anisotrópico de albañilería fisurada empleado es capaz de reproducir con precisión el comportamiento estático y dinámico de las estructuras, proporcionando información para la toma de decisiones sobre intervenciones de refuerzo. Aunque estos análisis no permiten emitir un juicio absoluto sobre la estabilidad estructural, sí facilitan la identificación de estrategias de consolidación más apropiadas y sostenibles.

Los hallazgos de este estudio resaltan la importancia de aplicar modelos avanzados de análisis estructural en la conservación del patrimonio edificado, permitiendo evaluar su estado actual y diseñar medidas de intervención que garanticen su estabilidad y preservación ante futuros eventos sísmicos.

(Gonzales Tapia, 2020) Presentó la tesis intitulada “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio cultural chileno: estudio de iglesias patrimoniales de Valparaíso” (Tesis de pregrado) Universidad de Chile, Santiago, Chile. Cuyo objetivo fue analizar la vulnerabilidad sísmica de templos patrimoniales en Valparaíso, se aplicó el método de diagnóstico adaptada de la Linee Guida. Esto con el propósito de evaluar la factibilidad de su implementación en edificaciones religiosas dentro del territorio chileno.

Los resultados obtenidos evidencian que el nivel de análisis LV0 constituye una herramienta eficaz para la categorización del estado de conservación de las edificaciones patrimoniales, destacando por su rápida implementación. Esta característica lo convierte en una metodología apropiada para estudios de alcance territorial, permitiendo obtener una evaluación conjunta de monumentos históricos.

Se considera como un punto de partida el nivel LV0 para esta evaluación, sin embargo, la normativa italiana plantea que este análisis de primer orden debe ser complementado con el nivel LV1. Al igual que el método LV0, el nivel LV1 permite calcular un índice de vulnerabilidad basado en la observación cualitativa del edificio; sin embargo, su aplicación requiere un mayor nivel de detalle estructural. En este sentido, el nivel LV1 identifica los macroelementos que componen la estructura y evalúa los posibles mecanismos de colapso, asignando valores numéricos de acuerdo con su configuración y comportamiento estructural.

Ambos niveles metodológicos permitieron categorizar de manera consistente las iglesias analizadas, estableciendo un orden de mayor a menor vulnerabilidad, aunque sus enfoques presentan diferencias. La principal discrepancia entre ambos métodos radica en que el nivel LV0 otorga un mayor peso al estado de conservación actual de la construcción, mientras que el nivel LV1 profundiza en las características geométricas y estructurales del edificio, proporcionando una evaluación más detallada de su comportamiento sísmico.

(Guimpert Aceval, 2021) Presentó la tesis intitulada: “Evaluación del riesgo sísmico en 5 iglesias patrimoniales de la Quebrada de Tarapacá” (Tesis de pregrado) Universidad de Chile, Santiago, Chile. Esta investigación tuvo como finalidad evaluar la aplicabilidad de los métodos de análisis del riesgo sísmico, ajustados a los criterios establecidos en la “Linee Guida” en edificaciones religiosas pertenecientes a la tradición constructiva en tierra andina, considerando un enfoque a escala territorial. Para ello, se llevó a cabo su aplicación en cinco iglesias patrimoniales ubicadas en la Quebrada de Tarapacá.

Los resultados obtenidos evidencian que los métodos LV0 y LV1 constituyen herramientas eficaces para la evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones analizadas previo al sismo ocurrido en 2005. Esto se debe a que los índices de vulnerabilidad determinados exhiben una correlación directa con los daños registrados tras el evento sísmico. La aplicación de dichos métodos permitió identificar las iglesias con mayor susceptibilidad a sufrir afectaciones estructurales antes del terremoto, así como aquellas con menor vulnerabilidad frente a la acción sísmica.

Particularmente, el método LV0 arrojó resultados satisfactorios en la estimación del riesgo sísmico de las iglesias, pues sus valores se ajustan a los patrones de daño evidenciados tras el terremoto de 2005. En este sentido, se concluye que las metodologías LV0 y LV1 son

adecuadas para la evaluación de edificaciones patrimoniales de la cultura constructiva en tierra andina, contribuyendo así a la gestión del riesgo sísmico de estas estructuras históricas.

### ***2.1.2. Antecedentes Nacionales***

(Apaza Cruz, 2018) en su tesis “Evaluación de Mecanismos de Colapso Generados por Acciones Sísmicas en la Catedral de Puno” (Tesis de maestría) Pontificia Universidad de Católica del Perú, Lima, Perú. Realizó una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral de Puno mediante la metodología de mecanismos de colapso. La investigación abordó el estudio de una edificación de albañilería de piedra, un tipo constructivo ampliamente utilizado en el Perú para iglesias y monumentos históricos. Se identificó que la alta sismicidad de la región constituye un riesgo para estas estructuras, muchas de las cuales han colapsado en eventos sísmicos pasados.

El estudio incluyó una revisión histórica para determinar las fases constructivas de la catedral y caracterizar sus macroelementos estructurales. Posteriormente, se identificaron 23 mecanismos de colapso potenciales, agrupados en siete macroelementos, y se calcularon sus respectivos índices de vulnerabilidad mediante la metodología de Linee Guida. Los resultados indicaron que los mecanismos más críticos se ubican en la fachada, nave, transepto, cúpula y ábside, con probabilidades de activación superiores al 85% en algunos casos.

Se realizaron análisis cinemáticos lineales y no lineales para evaluar la capacidad sísmica de la estructura. En el análisis lineal, se efectuó una comparación entre la aceleración requerida para la activación de cada mecanismo de colapso y la aceleración del sitio establecida por la Norma Técnica Peruana (E.030, 2016), determinándose que la mayoría de los mecanismos colapsarían con aceleraciones superiores a 0.40g. En el análisis no lineal, se emplearon modelos multilineales para caracterizar el comportamiento estructural ante desplazamientos sísmicos, concluyéndose que

los muros a doble cortina presentan una capacidad de deformación reducida en comparación con muros compactos.

El estudio evidenció que la metodología de mecanismos de colapso permite evaluar de manera rápida la seguridad sísmica de edificaciones patrimoniales y priorizar intervenciones de refuerzo. Se recomendó la implementación de técnicas de consolidación para garantizar un comportamiento compacto de los muros y mejorar la resistencia sísmica de la catedral. Además, se sugirió complementar este tipo de análisis con ensayos in situ y modelos numéricos de elementos finitos para una caracterización estructural más detallada.

(Cuadros Rojas, 2020) en su tesis titulada “Análisis Estructural Avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú” (Tesis de maestría) Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España. Llevó a cabo un análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará, un monumento histórico que data de la época Inca, edificado por orden de Pachacútec y posteriormente modificado durante la colonia con la construcción de la iglesia de San Juan Bautista sobre sus muros prehispánicos. La investigación se enfocó en evaluar el comportamiento estructural de la edificación mediante análisis numéricos no lineales, con especial atención a los efectos de cargas gravitacionales y acciones sísmicas, dada su ubicación en una zona de alta actividad sísmica.

El estudio comprendió varias etapas, incluyendo una investigación histórica detallada para identificar las modificaciones estructurales a lo largo del tiempo, un levantamiento geométrico tridimensional mediante técnicas fotogramétricas, la caracterización mecánica de los materiales a partir de ensayos de laboratorio, y la elaboración de un modelo numérico basado en el método de elementos finitos (FEM).

Los resultados del análisis sísmico, realizado a través del método estático no lineal (Pushover), evidenciaron la vulnerabilidad de ciertos sectores del edificio, especialmente los muros de adobe de la nave, los corredores interiores de las torres y la unión entre la nave y el ábside. Asimismo, se identificaron mecanismos de falla como el volteo de muros y la apertura de grietas horizontales en la interfaz entre albañilería de roca y adobe. La comparación entre los patrones de daño obtenidos numéricamente y el mapeo de daños realizado en campo permitió validar el modelo estructural desarrollado.

El estudio concluye que, a pesar de las alteraciones sufridas y los daños existentes, los muros incas han conservado una notable resistencia estructural. Se resalta la necesidad de intervenciones de conservación que consideren los resultados obtenidos para garantizar la estabilidad del monumento.

(Noel Tapia M. F., 2021), en su tesis titulada “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Iglesias Andinas Coloniales Típicas a partir de Análisis Límite Cinemático y el Método N2”, (Tesis de pregrado) Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Tuvo como finalidad analizar la vulnerabilidad sísmica de templos coloniales mediante la aplicación del análisis límite cinemático y el método N2. En este contexto, se eligieron como objetos de estudio las iglesias San Pedro Apóstol y el templo de San Juan Bautista, ubicados en Andahuaylillas y Huaro, en el Cusco. El análisis incluyó la consideración de los escenarios sísmicos, asociados a períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, los cuales representan sismos de ocurrencia frecuente, ocasional, rara y muy rara, respectivamente.

La metodología empleada combinó el análisis límite cinemático con el método N2, complementándose con análisis Pushover, con el objetivo de caracterizar la respuesta estructural de los templos en términos de patrones de daño, mecanismos de colapso y desempeño sísmico.

Como parte del análisis, se identificaron los mecanismos más críticos de falla en cada edificación. En el caso de la iglesia de Huaró, los mecanismos de colapso más relevantes fueron el volteo de la fachada principal y la falla parcial del tímpano; mientras que, se identificaron al volteo fuera del plano del ábside y al colapso de los muros laterales como los mecanismos más vulnerables en la iglesia de Andahuaylillas.

Los resultados obtenidos evidenciaron que el análisis límite cinemático constituye una herramienta eficaz para la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras patrimoniales, mientras que el método N2 permite una estimación más precisa de la capacidad estructural en términos de ductilidad. No obstante, se determinó que la ausencia de diafragmas rígidos impide que estos templos se comporten como sistemas de un solo grado de libertad, lo que hizo necesario un análisis detallado de los mecanismos de colapso fuera del plano.

En términos de vulnerabilidad estructural, se concluyó que la iglesia de San Pedro Apóstol de Andahuaylillas requiere una intervención prioritaria, dado que presenta un nivel de riesgo significativo ante sismos ocasionales con un período de retorno de 72 años. En contraste, la iglesia de San Juan Bautista de Huaró mantiene un desempeño estructural aceptable hasta eventos sísmicos raros con un período de retorno de 475 años. Los hallazgos de esta investigación son fundamentales para la formulación de estrategias de reforzamiento estructural y conservación del patrimonio arquitectónico, contribuyendo a la preservación de estas edificaciones históricas frente a amenazas sísmicas.

(Rozas Villasante & Condori Cusi, 2024) en su tesis titulado “Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas de Adobe de Dos Niveles en el Centro Poblado de Pucyura, Provincia de Anta, Cusco”, (Tesis de pregrado) Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Cusco, Perú. Evaluó la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de adobe

mediante un enfoque combinado de análisis cualitativo y cuantitativo. Para ello, se analizaron un total de 40 viviendas ubicadas en el centro poblado de Pucyura, en la provincia de Anta, Cusco, con el objetivo de determinar su nivel de vulnerabilidad estructural frente a cargas sísmicas.

El estudio consideró dos enfoques metodológicos principales. Primero, se realizó un análisis cualitativo empleando la metodología de Benedetti-Petrini, con el fin de clasificar las edificaciones según su nivel de vulnerabilidad. Posteriormente, se llevó a cabo un análisis cuantitativo, basado en el método N2, a fin de estimar la demanda de desplazamiento y el nivel de daño esperado en tres viviendas representativas de la zona.

Los resultados obtenidos a partir del análisis cualitativo evidenciaron que el 55 % de las edificaciones analizadas presentan una vulnerabilidad sísmica alta, mientras que el 45 % restante exhibe un nivel de vulnerabilidad muy alta. Por otro lado, el análisis cuantitativo reveló que, ante un sismo de ocurrencia rara, las demandas de desplazamiento registradas en los tres tipos de viviendas evaluadas fueron de 2.96 cm, 7.56 cm y 4.36 cm, lo que en todos los casos corresponde a un nivel de daño estructural severo.

Las conclusiones del estudio reflejan la alta vulnerabilidad sísmica de las viviendas de adobe de dos niveles en Pucyura, debido a la deficiente capacidad del material para resistir cargas laterales y la ausencia de elementos de confinamiento. Estos hallazgos resaltan la urgencia de implementar estrategias de reforzamiento estructural y normativas específicas para la mejora del desempeño sísmico de las edificaciones rurales en la región andina.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. Ingeniería Sísmica y Sismología**

#### **2.2.1.1. El Sismo**

Los sismos son movimientos o vibraciones intempestivas provocadas por la rápida y repentina liberación de energía, acumulada a causa de la deformación de la litosfera, que se propaga en forma de ondas sísmicas. Por lo tanto, es un fenómeno efímero (Vidal Sánchez, 2006).

#### **2.2.1.2. Origen de los Sismos**

La mayoría de los sismos son de origen tectónico; en estos, dado que la fricción en las fallas suele ser inestable, se producen movimientos extremadamente veloces como una ruptura que se propaga dinámicamente sobre la superficie de la falla. Estos movimientos producen las ondas sísmicas que, al alcanzar la superficie, causan los sismos (Vidal Sánchez, 2006).

No obstante, se ha venido discutiendo el sismo desde dos perspectivas: una como "fuente sísmica", es decir, la región donde se emite la energía, y otra como "sacudida sísmica", que se refiere al desplazamiento del terreno provocado por la llegada de frecuentes corrientes de ondas sísmicas desde el epicentro hasta el sitio. La primera definición nos describe el fenómeno natural inicial, mientras que la segunda nos describe el fenómeno natural que surge (Vidal Sánchez, 2006).

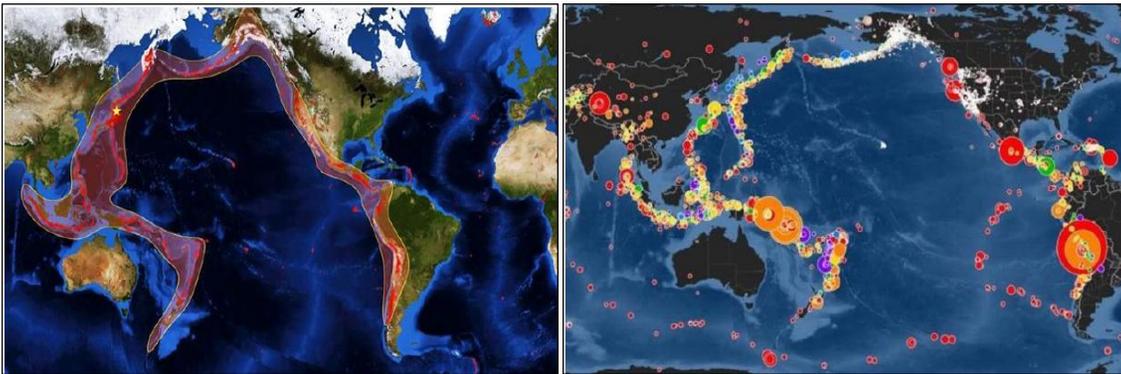
#### **2.2.1.3. Cinturón de Fuego del Pacífico**

El Cinturón de Fuego del Pacífico constituye una extensa región de configuración semicircular que se extiende a lo largo de aproximadamente 40 000 kilómetros en los márgenes del océano Pacífico, abarcando los litorales de América del Norte, América Central y América del Sur, así como las regiones de Asia Oriental, Australia y Nueva Zelanda. Su origen y

evolución están directamente vinculados a los procesos de subducción, en los cuales las placas tectónicas oceánicas convergen con placas continentales o con otras placas oceánicas, generando fenómenos de fricción, acumulación de esfuerzos, desplazamiento y colisión. Estas interacciones geodinámicas son la causa principal de la elevada sismicidad y del vulcanismo característicos de esta región, lo que la convierte en una de las zonas con mayor peligro geológico del planeta (García et al., 2008).

### **Figura 3**

#### *Actividad Volcánica y Sísmica Asociados al Cinturón de Fuego*



*Nota. Tomado de (Volcano Active Foundation, s.f.) y (Gaceta UNAM, 2020).*

El Cinturón de Fuego es el escenario de aproximadamente el 90% de los terremotos globales y concentra alrededor del 75% de los volcanes activos e inactivos del planeta. Además, destaca que cerca del 80% de los sismos destructivos ocurren en esta región, lo que representa un alto riesgo para los países que la rodean. La interacción continua de las placas tectónicas en este cinturón es el origen de numerosos terremotos y erupciones volcánicas, configurándose como una de las zonas más inestables y peligrosas del planeta desde el punto de vista geológico (García et al., 2008).

#### **2.2.1.4. Medición de los Sismos**

Con el avance de las técnicas para medir las características y el tamaño de los sismos, se han desarrollado diversas escalas de evaluación que se dividen en dos categorías principales: las escalas cualitativas, que miden la intensidad basada en los efectos observados en las personas, las estructuras y el terreno; y las escalas cuantitativas, que determinan la magnitud del sismo mediante cálculos precisos de la energía liberada en su origen. Ambos sistemas tienen como objetivo principal proporcionar una medida confiable del tamaño del sismo desde diferentes perspectivas.

##### ***2.2.1.4.1. Intensidad***

La intensidad sísmica en un punto se define como la medida de la fuerza con la que se perciben los efectos de un terremoto en dicho lugar. Este parámetro es uno de los más relevantes en la ingeniería sísmica, ya que evalúa cualitativamente los daños ocasionados por el movimiento telúrico. Su estudio se remonta a finales del siglo XIX, cuando Rossi y Forel desarrollaron las primeras escalas en Italia y Suiza, respectivamente. Desde entonces, se han diseñado múltiples escalas que analizan de forma estrictamente cualitativa los impactos de los sismos (Herraiz Sarachaga, 1997).

En la actualidad, las escalas Mercalli Modificada (MM) y la Escala Medvedev – Sponheuer - Karnik (MSK) son las más empleadas para medir la intensidad sísmica. La escala Mercalli fue introducida en 1902 por Mercalli y, posteriormente, ajustada en 1931 por Wood y Newman, y en 1956 por Richter. Por otro lado, la escala MSK fue creada en 1967 a partir de los trabajos de Medvedev, Sponheuer y Karnik. Ambas escalas constan de doce grados y son bastante similares en su estructura; la Mercalli Modificada es ampliamente utilizada en América, mientras que la MSK predomina en Europa (Herraiz Sarachaga, 1997).

Además, se han desarrollado escalas con aplicaciones más especializadas, como la utilizada por la Agencia Meteorológica de Japón (JMA), así como otras que en la actualidad poseen un interés meramente histórico, tales como las escalas Rossi-Forel y Mercalli-Cancani-Sieberg. Estos sistemas de clasificación han sido fundamentales para la interpretación de los efectos de los movimientos sísmicos desde un enfoque cualitativo y con una perspectiva regional (Herraiz Sarachaga, 1997).

#### ***2.2.1.4.2 Magnitud***

La magnitud sísmica es un parámetro utilizado para evaluar el tamaño de un terremoto y, a diferencia de la intensidad, se define como una medida instrumental que cuantifica la energía sísmica liberada en el foco del sismo, la cual es transmitida a través de ondas sísmicas. A diferencia de la intensidad, la magnitud es un valor constante, independiente del lugar donde se realice la observación. Este parámetro se relaciona, de forma directa o indirecta, con las amplitudes de las ondas registradas durante un evento sísmico (Herraiz Sarachaga, 1997).

El término de magnitud fue introducido por Charles F. Richter en 1935 con el propósito de cuantificar la energía liberada por los sismos ocurridos en el sur de California. En su formulación original, la magnitud se determina a partir del logaritmo decimal de la amplitud máxima registrada ( $10^{-6}$  m) por un sismógrafo Wood Anderson, considerando la distancia estándar de cien kilómetros desde el epicentro. Su cálculo matemático se basa en la diferencia entre el logaritmo de la amplitud máxima del sismograma y un factor de corrección dependiente de la distancia, cuya determinación se fundamenta en estudios empíricos (Herraiz Sarachaga, 1997).

La tabla 2 muestra la relación entre la magnitud, expresada en la escala de Richter, y la intensidad del movimiento sísmico.

**Tabla 2***Relación entre las escalas*

Escala de Richter de magnitud	Escala de intensidad de Mercalli Modificado	N° de sismos por año	Efectos en áreas pobladas
<3.4	I	800 000	Registrado solo por los sismógrafos
3.5-4.2	II e III	30 000	Sentido por algunas personas
4.3-4.8	IV	4800	Sentido por muchas personas
4.9-5.4	V	1400	Sentido por toda la gente
5.5-6.1	VI e VII	500	Pequeños daños en edificios
6.2-6.95	VIII e IX	100	Muchos daños en edificios
7.0-7.3	X	15	Daños profundos. Fracturas en paredes
7.4-7.9	XI	4	Grandes daños. Colapso de edificios
>8	XII	1 entre 5 y 10	Destrucción total. Topografía alterada

*Nota. Tomado de (Mamani Quispe, 2016)*

### 2.2.1.5. Sismicidad en el Perú

Los esfuerzos en la litosfera generados por el desplazamiento de las placas tectónicas de Sudamérica y Nazca, son la fuente de la actividad sísmica en nuestro país. Adicionalmente, los ajustes internos en la corteza terrestre, inducidos por la configuración estructural y la evolución geodinámica del Aparato Andino, contribuyen a la generación de eventos sísmicos de diversa magnitud y profundidad (Castillo Aedo & Alva Hurtado, 1993).

Según Bernal & Tavera (2002), el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo el borde occidental de la placa Sudamericana ha sido un factor determinante en la evolución geotectónica de la Cordillera de los Andes. Este fenómeno ha propiciado una intensa actividad volcánica y ha generado un extenso sistema de fallas geológicas, las cuales desempeñan un papel crucial en la deformación de la corteza terrestre y en la ocurrencia de eventos sísmicos en la región.

La actividad sísmica en el Perú se ha manifestado a lo largo del tiempo en dos períodos diferenciados: la sismicidad histórica, basada en registros documentales y relatos de eventos

pasados, y la sismicidad instrumental, caracterizada por la detección y análisis de movimientos telúricos mediante equipos sismográficos modernos.

#### ***2.2.1.5.1. Sismicidad Histórica***

Silgado (1978) llevó a cabo una de las más detalladas y estructuradas descripciones de la historia sísmica del Perú. En su análisis, se evidencia que entre los siglos XVI y XIX únicamente se documentaron los sismos percibidos en las principales ciudades, lo que sugiere que la información disponible no refleja completamente la actividad sísmica del territorio, pues es probable que eventos significativos hayan ocurrido en zonas remotas sin haber sido registrados. Posteriormente, Dorbath, et al. (1990) realizaron un estudio de los grandes sismos históricos y, a partir del análisis de un diagrama espacio-tiempo, estimaron las longitudes de ruptura asociadas a estos eventos. Sus hallazgos revelan la existencia de tres zonas sísmicas diferenciadas, las cuales corresponden a la segmentación de la placa de Nazca al momento de su subducción bajo la placa Sudamericana. La sismicidad en el norte y centro del país se caracteriza por una mayor complejidad debido a la variabilidad en las longitudes de ruptura, mientras que en la región sur del Perú la actividad sísmica sigue un patrón más regular y predecible. Esta última zona ha sido afectada por cuatro grandes terremotos con un tiempo de recurrencia aproximado de un siglo, lo que la convierte en un área de alto peligro sísmico. Estas diferencias en el comportamiento sísmico responden a la interacción geodinámica entre las placas tectónicas y la morfología de la región, lo que resalta la importancia de considerar estas características en la evaluación del riesgo sísmico y en el diseño estructural de edificaciones.

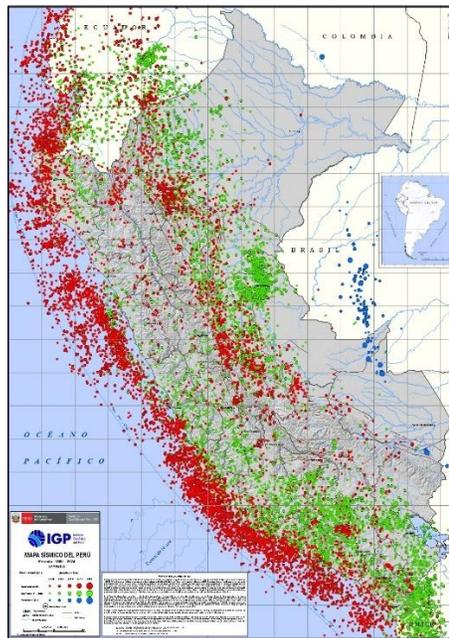
### 2.2.1.5.2. Sismicidad Instrumental

El registro de la sismicidad instrumental en el Perú data de 1960, fecha en que se inicia la instalación de la Red Global Estandarizada de Estaciones Sismográficas (World-Wide Standardized Seismograph Network) (Bernal & Tavera, 2002)

La distribución espacial de esta sismicidad ocurridos en el Perú desde 1960 hasta el 2024 se representa en la Figura 4.

#### Figura 4

*Mapa sísmico del Perú desde el año 1960-2024*



*Nota. Tomado del (Instituto Geofísico del Perú, 2024).*

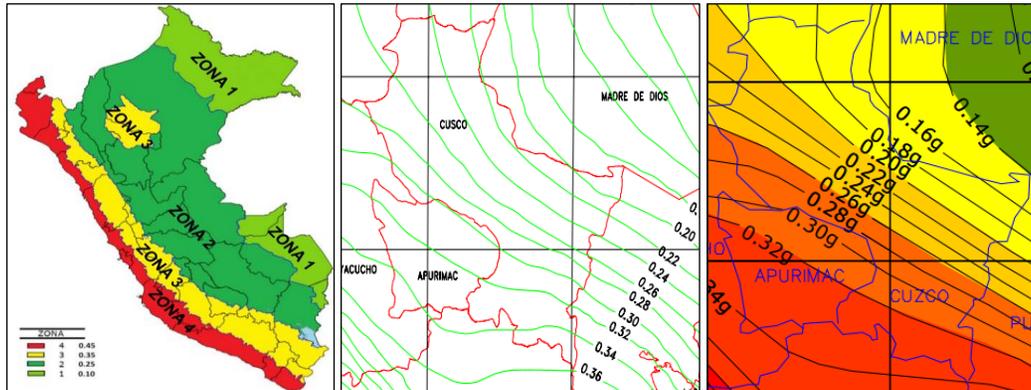
El terremoto de Pisco, ocurrido el 15 de agosto de 2007, tuvo un impacto significativo en la región, alcanzando intensidades de VII-VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM). Este evento sísmico ocasionó la pérdida de más de 500 vidas y dejó a miles de personas heridas, además de provocar daños estructurales severos en un gran número de edificaciones. La magnitud de la destrucción evidenció la vulnerabilidad del parque edificatorio frente a

solicitaciones sísmicas y puso de manifiesto la necesidad de reforzar la normativa de diseño sismorresistente para mitigar los efectos de futuros terremotos en el país.

#### **2.2.1.6. Sismicidad Regional en el Cusco**

La región del Cusco ha experimentado una significativa actividad sísmica a lo largo de su historia, con eventos de gran magnitud e intensidad, tal como lo documenta (Silgado Ferro, 1978). Entre los sismos más relevantes se encuentran los ocurridos en 1581, 1650, 1943 y 1950, este último con un saldo devastador de 394 víctimas fatales, numerosos heridos y daños estructurales que afectaron más del 50% de las edificaciones y viviendas.

Según la normativa vigente de Diseño Sismorresistente E.030, Cusco se encuentra dentro de las zonas sísmicas 2 y 3, con valores de aceleración de 0.25g y 0.35g, respectivamente. Adicionalmente, el mapa de isoaceleraciones propuesto por (Castillo Aedo & Alva Hurtado, 1993) estima para esta región aceleraciones entre 0.28g y 0.30g. Por su parte, (Bolaños Luna & Monroy Concha, 2004) presentan valores similares para un periodo de retorno de 50 años con un 10% de probabilidad de excedencia, incrementando dichos valores a un rango de 0.34g a 0.36g en un horizonte de 100 años bajo la misma probabilidad de excedencia. Estos estudios reflejan la amenaza sísmica en la región y resaltan la necesidad de considerar estos parámetros en el diseño estructural de edificaciones para garantizar su seguridad y desempeño frente a movimientos telúricos.

**Figura 5***Mapa de Aceleraciones del Perú*

*Nota. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020), (Castillo Aedo & Alva Hurtado, 1993) (Bolaños Luna & Monroy Concha, 2004)*

### 2.2.1.7. Sismicidad Local en Acomayo

La provincia de Acomayo, ubicada en la región Cusco, se encuentra en una zona con actividad sísmica significativa debido a la presencia del sistema de fallas Chinchaypujio - Paruro - Acomayo, lo que lo expone a eventos telúricos de diversa magnitud. A lo largo de la historia, se han registrado sismos de intensidad considerable que han afectado la infraestructura local.

El sismo del 11 de febrero de 1746 se caracterizó por movimientos telúricos severos en el pueblo de Urcos, generando el colapso de numerosas edificaciones. Se documentaron al menos 90 réplicas posteriores al evento principal. En Acomayo, la intensidad alcanzó VII en la escala de Mercalli Modificada (MM), lo que implicó daños estructurales significativos en edificaciones de albañilería de adobe (Alva Hurtado, 2000).

El sismo del 5 de marzo de 1938, registrado a las 07:00 horas, afectó principalmente la localidad de Acopia, en la provincia de Acomayo. La intensidad estimada fue de VI MM, lo que sugiere daños moderados en construcciones existentes (Alva Hurtado, 2000).

Desde 1900, Acomayo ha registrado un total de 54 sismos con magnitudes de hasta 5.9, de los cuales 2 alcanzaron magnitudes superiores a 5, 22 se situaron entre 4 y 5, 29 oscilaron entre 3 y 4, y 1 evento sísmico fue inferior a magnitud 2. Estos datos evidencian una actividad sísmica constante en la zona, lo que refuerza la necesidad de adoptar medidas de mitigación del riesgo sísmico.

En términos de aceleración sísmica, según la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, la provincia de Acomayo se encuentra en la zona sísmica 2 con el valor de PGA (Peak Ground Acceleration) estimado de 0.25g. Este valor indica una amenaza sísmica significativa, especialmente para edificaciones de adobe y albañilería no reforzada, que representan un alto porcentaje del tejido constructivo local (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020).

### **2.2.2. Vulnerabilidad Sísmica**

Se define como el grado de pérdida que un elemento estructural, no estructural o funcional puede experimentar ante la ocurrencia de un evento sísmico de determinada intensidad. Este concepto, intrínseco al comportamiento de las edificaciones, refleja la predisposición inherente de un sistema constructivo, a sufrir daños o deterioro físico bajo los efectos de movimientos sísmicos. Se trata de una medida probabilística que usualmente se expresa en una escala que varía de 0 (sin daño) a 1 (pérdida total), según la Organización Panamericana de la Salud (OPS, 1993) (Safina Melone, 2002).

En términos prácticos, la evaluación de la vulnerabilidad implica el análisis minucioso de las propiedades estructurales, la configuración arquitectónica, los materiales utilizados, las características del suelo, y las demandas sísmicas esperadas. Este proceso es complejo y

laborioso, particularmente en edificaciones esenciales, donde el impacto de su funcionalidad y la preservación de su operatividad ante eventos sísmicos son críticos (Safina Melone, 2002).

### **2.2.2.1. Clasificación de la Vulnerabilidad Sísmica**

#### **2.2.2.1.1. Vulnerabilidad Estructural**

La vulnerabilidad estructural está estrechamente vinculada a la propensión de los elementos que conforman el sistema resistente de una edificación a sufrir degradaciones ante la acción de un movimiento sísmico, lo que se denomina daño sísmico estructural. La magnitud del daño estructural que puede presentar una edificación depende tanto del desempeño integral de su sistema estructural como del comportamiento individual de sus elementos constituyentes. Este nivel de daño está íntimamente vinculado a diversos factores, tales como la calidad de los materiales empleados, las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, la configuración geométrica y constructiva de la estructura, el esquema resistente adoptado y las cargas actuantes sobre la misma (Safina Melone, 2002).

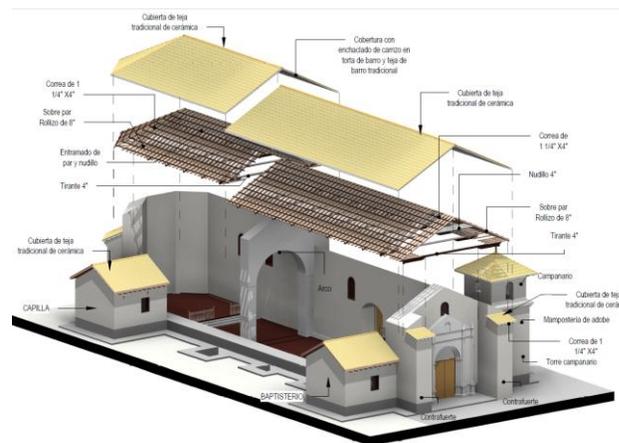
La naturaleza y magnitud del daño estructural pueden describirse tanto cualitativa como cuantitativamente, siendo este análisis esencial para evaluar el grado de deterioro que presenta una edificación y su proximidad a un posible colapso estructural. En el análisis cualitativo, los niveles de daño suelen clasificarse en función de observaciones y diagnósticos visuales realizados tras la ocurrencia de un evento sísmico, permitiendo identificar y localizar los deterioros característicos en los diversos elementos estructurales. Por otro lado, la evaluación cuantitativa del daño estructural se basa en el desarrollo de modelos matemáticos que consideran parámetros que representan la respuesta estructural frente a la acción sísmica. Entre estos parámetros, se resaltan las deformaciones experimentadas por los componentes estructurales,

distorsiones de entrepiso, la demanda de ductilidad y la cantidad de energía disipada (Safina Melone, 2002).

La cuantificación del daño estructural constituye un desafío técnico considerable, dado que no existe un criterio universalmente aceptado para su determinación. Esto ha propiciado el desarrollo de una amplia gama de modelos e índices de daño, diseñados con el objetivo de facilitar su aplicación a diferentes tipologías de edificaciones y sistemas estructurales con características particulares. En este sentido, la diversidad de modelos refleja la necesidad de adaptar las metodologías de evaluación a las condiciones específicas de las estructuras analizadas, permitiendo así optimizar los procesos de diagnóstico y reforzamiento en un contexto de gestión del riesgo sísmico (Safina Melone, 2002).

## Figura 6

### *Elementos Estructurales de una típica iglesia colonial andina en Cusco*



*Vista axonométrica de la iglesia Santa Catalina. Nota. Elaboración Propia.*

#### **2.2.2.1.2. Vulnerabilidad No Estructural**

Este tipo de vulnerabilidad está relacionada con la susceptibilidad de los elementos no estructurales a experimentar daños causados por un evento sísmico. Este tipo de daño afecta a los elementos que, aunque no forman parte del sistema resistente, cumplen funciones fundamentales

para el correcto funcionamiento del edificio. Dichos componentes se dividen en arquitectónicos y en electromecánicos (Safina Melone, 2002).

La experiencia de eventos sísmicos pasados ha evidenciado la relevancia de la vulnerabilidad no estructural, siendo una de las principales lecciones aprendidas de los terremotos de Loma Prieta y Northridge. En estos casos, numerosas edificaciones diseñadas bajo los códigos sísmicos vigentes lograron un desempeño estructural satisfactorio, pero presentaron daños significativos en sus componentes no estructurales, lo que derivó en cuantiosas pérdidas económicas e interrupciones en el funcionamiento de edificaciones esenciales, como hospitales, que tuvieron que evacuar pacientes y suspender sus servicios. En estas edificaciones, la preservación de los componentes no estructurales durante un sismo es vital, ya que dichos elementos están directamente vinculados con la función principal de la instalación. Sin embargo, paradójicamente, son estos componentes los más vulnerables a los efectos de un sismo y, al mismo tiempo, los más sencillos y económicos de reforzar para prevenir daños (Safina Melone, 2002).

### **Figura 7**

*Elementos No Estructurales de una típica iglesia colonial andina en Cusco*



*Altars retablo de las Iglesias Virgen de las Nieves y Santa Catalina, respectivamente. Nota. Elaboración Propia.*

### ***2.2.2.1.3. Vulnerabilidad Funcional***

Se refiere a la predisposición de las edificaciones a ver perturbado su desempeño operativo frente a una situación de crisis sísmica. Durante emergencias de esta naturaleza, se produce un incremento abrupto en la demanda de servicios, mientras que la capacidad para prestarlos puede disminuir significativamente debido al impacto directo del sismo. Esto genera un escenario crítico en el que el riesgo funcional aumenta exponencialmente, pudiendo incluso llevar al colapso operativo de la instalación (Safina Melone, 2002).

Por la naturaleza intrínseca de las edificaciones esenciales, estas deben mantener un funcionamiento continuo y eficiente durante y después de un sismo para atender la emergencia generada por dicho evento. Esto implica que deben estar preparadas para responder a un nivel de demanda de servicios mucho mayor al habitual, independientemente de los daños físicos sufridos, tanto estructurales como no estructurales (Safina Melone, 2002).

### ***2.2.3. Peligro Sísmico***

También denominado amenaza sísmica, se define como la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico potencialmente destructivo en un periodo de tiempo específico dentro de un área determinada. Constituye un factor de riesgo externo al sistema expuesto, al tratarse de un fenómeno natural inherente al comportamiento tectónico, con capacidad de generar impactos adversos en las personas, las edificaciones y el entorno ambiental. La estimación cuantitativa del peligro sísmico es el resultado de un análisis de peligrosidad sísmica, fundamentado en el estudio detallado de las condiciones geológicas y tectónicas de la región en cuestión. A pesar de los avances significativos en los métodos y técnicas para la evaluación de la peligrosidad sísmica, los cuales han contribuido a un entendimiento más profundo de los efectos sísmicos y su incorporación en el diseño sismorresistente, persisten incertidumbres considerables relacionadas

con la complejidad intrínseca del fenómeno sísmico. Estas incertidumbres pueden dar lugar a errores en la estimación de la intensidad del movimiento esperado, ya sea por sobrestimación o subestimación. La primera condición puede traducirse en un incremento innecesario de los costos asociados al nivel de protección requerido, mientras que la segunda podría resultar en niveles insuficientes de diseño, aumentando la magnitud de los daños, la probabilidad de pérdida de vidas humanas y el alcance de la catástrofe sísmica (Safina Melone, 2002).

#### **2.2.4. Daño Sísmico**

El término "daño" se utiliza para describir tanto el deterioro físico de los distintos elementos de una edificación como el impacto económico asociado a dicho deterioro. En este contexto, se distingue entre daño físico y daño económico. El daño físico en las edificaciones puede clasificarse como estructural y no estructural. El daño estructural se vincula directamente con el comportamiento de los componentes que conforman el sistema resistente de una edificación. La magnitud del daño está condicionada por las propiedades mecánicas de los materiales empleados, la disposición geométrica de los elementos, el tipo de conexión entre ellos, la configuración estructural y las particularidades del movimiento sísmico al que son sometidos. Este tipo de daño se mide mediante índices de daño específicos para cada elemento estructural, los cuales, al ponderarse sobre secciones parciales o sobre la totalidad de la estructura, permiten definir los denominados índices de daño global. Por otro lado, el daño no estructural está vinculado a los componentes arquitectónicos, así como a los sistemas mecánicos, eléctricos y sanitarios, además del contenido interno de la edificación. Este tipo de daño se relaciona principalmente con los niveles de deformación y distorsión a los que es sometida la estructura durante el evento sísmico, y en algunos casos, con las aceleraciones inducidas (Safina Melone, 2002).

El impacto económico del daño se expresa como la proporción entre los costos asociados a la reparación y los costos de reposición de la estructura, considerando tanto los costos directos vinculados al deterioro físico como los costos indirectos que se derivan de este. Esta categoría de daño busca expresar las pérdidas en términos financieros, considerando la afectación de los diferentes componentes estructurales y no estructurales. La evaluación del daño económico suele realizarse mediante métodos empíricos, teóricos y subjetivos, y generalmente se correlaciona con el daño estructural. Sin embargo, su evaluación resulta compleja y su análisis es de particular interés para agencias gubernamentales, aseguradoras y otras entidades relacionadas (Safina Melone, 2002).

#### ***2.2.5. Riesgo Sísmico***

Se conceptualiza como la magnitud de las pérdidas estimadas que las edificaciones pueden sufrir a lo largo del intervalo de tiempo en el que están sometidas a la influencia de un movimiento sísmico. Este intervalo de tiempo se conoce como período de exposición o vida útil de la estructura. La mitigación de desastres abarca el conjunto de medidas destinadas a mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones en una determinada región, con el propósito de reducir los costos asociados a los daños que podrían generarse durante un terremoto. Para lograr una disminución efectiva del riesgo sísmico en una zona, es fundamental abordar aspectos como la reducción de la amenaza, la disminución de la vulnerabilidad y la optimización de los costos de reparación de las estructuras afectadas (Bonett Diaz, 2003).

Un conocimiento detallado y preciso de la amenaza sísmica en una región es esencial para establecer los parámetros de acción sísmica que deben considerarse en el diseño de nuevas edificaciones, así como para determinar las ubicaciones más adecuadas para su construcción. Dichas ubicaciones deben garantizar condiciones óptimas del emplazamiento, evitando

proximidad a fallas geológicas, terrenos de relleno, áreas susceptibles a asentamientos o deslizamientos y zonas con alto riesgo de licuefacción. No obstante, es importante señalar que, para las estructuras existentes, las posibilidades de reducir la amenaza sísmica son muy limitadas. Por esta razón, la reducción del riesgo en dichas edificaciones requiere de intervenciones directas enfocadas en disminuir su vulnerabilidad (Bonett Diaz, 2003).

El riesgo sísmico se establece como una función dependiente de la vulnerabilidad sísmica (V) y el peligro sísmico (P), lo que, en términos generales, puede representarse mediante la ecuación 1.

$$\text{Riesgo Sísmico} = f[(V), (P)] \quad (1)$$

### ***2.2.6. Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica***

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras se basa en diversas metodologías y enfoques propuestos por distintos autores, cuya selección depende de factores como la naturaleza y propósito del estudio, la disponibilidad de información, las características del elemento analizado, la metodología aplicada, los resultados esperados y el usuario final de la información. La elección del método de evaluación está estrechamente vinculada con la escala del análisis y el tipo de estructura bajo estudio. Para elementos individuales, como edificios, puentes o presas, se emplean generalmente enfoques deterministas, mientras que, para sistemas territoriales o conjuntos de infraestructuras, se utilizan métodos probabilistas que permiten su aplicación a distintas escalas y facilitan su integración en sistemas de información geográfica (Safina Melone, 2002).

### **2.2.6.1. Clasificación de Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica**

Dada la diversidad de enfoques metodológicos, se han desarrollado distintos esquemas de clasificación con el propósito de sistematizar y optimizar los métodos de evaluación, buscando reducir la incertidumbre en la predicción de los daños ocasionados por eventos sísmicos (Safina Melone, 2002).

Las metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones han sido clasificadas en función del tipo de resultado que generan.

Corsanero y Petrini (1990) proponen cuatro categorías principales: las técnicas directas, que permiten predecir el daño de manera inmediata a partir de un sismo mediante enfoques tipológicos o mecánicos; las técnicas indirectas, que determinan inicialmente un índice de vulnerabilidad y luego lo correlacionan con la intensidad sísmica para estimar los daños; las técnicas convencionales, que establecen índices de vulnerabilidad sin vinculación directa con la predicción del daño, siendo utilizadas para comparar estructuras en condiciones de sismicidad similares; y las técnicas híbridas, que combinan elementos de los métodos anteriores junto con evaluaciones basadas en la experiencia de expertos (Safina Melone, 2002).

Posteriormente, Dolce (1994) amplía esta clasificación considerando las etapas fundamentales del análisis de vulnerabilidad y distingue tres enfoques: los métodos estadísticos, que utilizan datos empíricos y modelos probabilísticos para evaluar el daño en función de características estructurales; los métodos mecánicos, que analizan los parámetros dinámicos de la estructura como la deriva de piso y la ductilidad; y los métodos basados en juicio de expertos, los cuales integran evaluaciones cualitativas y cuantitativas de los factores que afectan la respuesta sísmica (Safina Melone, 2002).

Otra clasificación simplificada agrupa los métodos en función de la naturaleza de sus resultados. Las técnicas cuantitativas expresan la vulnerabilidad en términos numéricos, mediante probabilidades de daño o relaciones determinísticas, mientras que las técnicas cualitativas utilizan descripciones categóricas como niveles de vulnerabilidad baja, media o alta (Safina Melone, 2002).

### ***2.2.7. Norma Italiana: Línea Guía para la Evaluación y Reducción del Riesgo Sísmico de Patrimonios Culturales***

La metodología italiana para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones patrimoniales fue desarrollada por el Ministerio de Bienes, Actividades Culturales y Turismo de Italia (MiBACT) en 2006, (Ministerio de Cultura desde el 2021) estableciendo un enfoque sistemático para la caracterización del riesgo sísmico y la formulación de estrategias de intervención en bienes culturales (Circolare N° 26, 2010).

Este procedimiento se fundamenta en el concepto de macroelementos, considerando que las edificaciones históricas no deben ser analizadas como un sistema monolítico, sino como un conjunto de elementos estructurales diferenciados, cada uno con un comportamiento dinámico particular frente a la acción sísmica. Entre estos macroelementos se encuentran fachadas, bóvedas, arcos, muros de nave, transeptos, torres campanario, entre otros, los cuales pueden presentar mecanismos de colapso específicos (Circolare N° 26, 2010).

La Linee Guida establece tres niveles de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, denominados LV1, LV2 y LV3, los cuales presentan una progresión en términos de complejidad y precisión:

- **Nivel LV1:** Corresponde a una evaluación preliminar de seguridad sísmica a escala territorial, permitiendo priorizar intervenciones en bienes culturales protegidos. Se basa en la recopilación de parámetros geométricos y mecánicos simplificados, junto con un análisis cualitativo a partir de inspecciones visuales, estudios estratigráficos y lectura de características constructivas. El resultado de este nivel es la determinación de un índice de vulnerabilidad global, así como la identificación de los macroelementos más susceptibles a sufrir daños (Circolare N° 26, 2010).
- **Nivel LV2:** Se aplica en intervenciones localizadas sobre macroelementos específicos identificados como vulnerables en el nivel LV1. La metodología se basa en el análisis cinemático, tanto en régimen lineal como no lineal, permitiendo evaluar la activación de mecanismos de colapso asociados a cada macroelemento y determinar la aceleración sísmica que generaría su falla estructural (Circolare N° 26, 2010).
- **Nivel LV3:** Representa el análisis más detallado y riguroso, siendo aplicable cuando las intervenciones comprometen el comportamiento estructural global del edificio o cuando se requiere una evaluación precisa de su capacidad sísmica. Este nivel implica la modelación estructural avanzada del conjunto, considerando la interacción entre los macroelementos y la distribución de cargas en el sistema estructural completo (Circolare N° 26, 2010).

**Tabla 3**

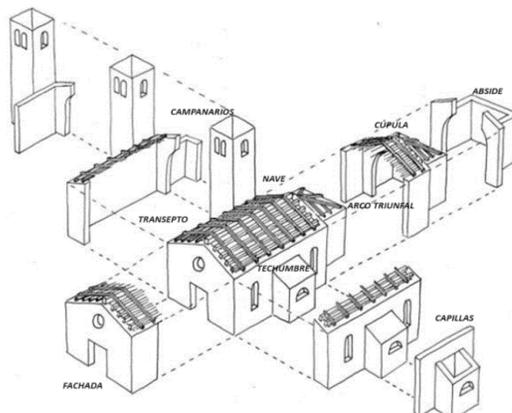
*Resumen de los niveles de evaluación de vulnerabilidad sísmica de la "Linee Guida"*

<b>Análisis de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio cultural</b>		
Propósito del Análisis	Nivel Mínimo de Calificación	Modelo de Cálculo
Evaluación a escala territorial del índice de vulnerabilidad sísmica	LV1	Parámetros geométricos y mecánicos, análisis cualitativo.
Evaluación detallada de la vulnerabilidad sísmica en cada edificio	LV3	Mecanismos exhaustivos de colapso local. Modelo numérico global.
<b>Diseño de intervenciones de mejora sísmica.</b>		
Propósito del Análisis	Nivel Mínimo de Calificación	Modelo de Cálculo
Intervenciones locales o de reparación en áreas limitadas del edificio.	LV2	Mecanismos de colapso local en partes individuales del edificio.
Intervenciones de mejora que implican el funcionamiento sísmico de todo el edificio.	LV3	Mecanismos exhaustivos de colapso local. Modelo global

*Nota. Elaboración Propia*

**Figura 8**

*Descomposición de una iglesia en sus diferentes macroelementos*



*Nota. Tomado de (Lagomarsino S. , 2004)*

En Italia, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio cultural, particularmente en edificaciones de tipología religiosa, ha sido objeto de una investigación basada en el análisis sistemático de daños ocurridos en eventos sísmicos significativos. Se ha documentado el comportamiento estructural de más de 4,000 iglesias afectadas por terremotos registrados en diversas regiones del país, incluyendo Friuli (1976), Irpinia (1980), Umbría-Marche (1997), Lacio (1999), Toscana (1995), Piamonte (2000), Molise (2002), L'Aquila (2009), Emilia-Romaña (2012) y Centro de Italia (2016).

El desarrollo de la metodología italiana se fundamenta en la recopilación y análisis de datos empíricos obtenidos a partir de estos sismos, permitiendo establecer criterios de evaluación específicos para edificaciones históricas. Su enfoque se distingue por la identificación y caracterización de macroelementos estructurales, los cuales representan las unidades principales de análisis debido a su comportamiento diferenciado frente a la acción sísmica.

La robustez de esta metodología radica en su enfoque progresivo y en la sistematización de la información obtenida a lo largo de décadas de estudios post-sísmicos, lo que ha permitido establecer procedimientos de diagnóstico estructural y estrategias de intervención adaptadas a las particularidades de las construcciones patrimoniales en albañilería.

#### **2.2.7.1. Marco Regulatorio**

El marco regulatorio del método italiano en la normativa vigente se fundamenta principalmente en tres documentos normativos:

- NTC-2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni), aprobado mediante Decreto Ministerial del 17 de enero de 2018 y publicado en el Gazzetta Ufficiale n.º 42, establece los requisitos técnicos generales para el diseño, verificación y evaluación estructural de edificaciones nuevas y existentes, incluyendo

construcciones históricas. Introduce lineamientos para la seguridad estructural frente a acciones sísmicas, y reconoce explícitamente la singularidad de los bienes culturales.

- Circular sobre las "Nuevas Normas Técnicas para la Construcción", correspondiente al Decreto Ministerial del 14 de enero de 2008, publicada en el Gazzetta Ufficiale n.º 47 del 26 de febrero de 2009 – Suplemento Ordinario n.º 27. Complementa la NTC con directrices detalladas sobre procedimientos de verificación estructural, incluyendo los enfoques específicos para edificaciones en albañilería y patrimonio histórico. Establece criterios de intervención compatibles con la conservación del valor cultural.
- Circular N.º 26 de 2010, que constituye el documento central de la metodología italiana. Establece los tres niveles de evaluación, define el enfoque por macroelementos estructurales, y describe procedimientos de diagnóstico y análisis sísmico adaptados a construcciones históricas en albañilería.

Estos documentos establecen los lineamientos técnicos y metodológicos para la evaluación y reducción del riesgo sísmico en edificaciones patrimoniales, proporcionando el marco normativo esencial para la aplicación del método italiano en el análisis estructural y la intervención de bienes de interés cultural.

#### **2.2.7.2. Nivel de Evaluación LV1**

Corresponde al primer nivel de evaluación de vulnerabilidad sísmica dentro del marco metodológico establecido en la Linee Guida para el análisis de iglesias patrimoniales en Italia. Este nivel se basa en un enfoque tipológico y cualitativo, orientado a la caracterización de los

mecanismos de daño identificados en edificaciones históricas tras la ocurrencia de eventos sísmicos (Gonzales Tapia, 2020).

A partir del análisis sistemático de daños en estructuras patrimoniales afectadas por terremotos, se ha determinado que el comportamiento sísmico de estos edificios puede interpretarse a través de la respuesta individual de sus macroelementos estructurales. Estos macroelementos representan subunidades arquitectónicas que componen la estructura global y pueden ser modelados como cuerpos rígidos con interacción cinemática entre sí, permitiendo su estudio de manera independiente (Gonzales Tapia, 2020).

En el caso particular de las iglesias, el análisis post-sísmico ha permitido identificar 28 mecanismos de colapso asociados a los distintos macroelementos característicos de este tipo de edificaciones, tales como fachadas, naves, transeptos, arcos, bóvedas y torres campanario, entre otros. La identificación y evaluación de estos mecanismos permite establecer un diagnóstico preliminar de la vulnerabilidad sísmica de la estructura, proporcionando una base para la priorización de intervenciones a nivel territorial (Gonzales Tapia, 2020).

**Tabla 4***Macroelementos y sus posibles mecanismos de daño*

MECANISMO DE DAÑO	MACROELEMENTO
M1: Volteo de la fachada	FACHADA
M2: Mecanismo sobre la fachada	
M3: Mecanismo en el plano de la fachada	
M4: Nártex	
M5: Respuesta transversal de la nave	NAVE
M6: Mecanismo de corte en muros laterales	
M7: Respuesta longitudinal de columnas en la nave de la iglesia	
M8: Bóveda de la nave central	
M9: Bóvedas de las naves laterales	TRANSEPTO
M10: Volteo de muros del extremo del transepto	
M11: Mecanismo de corte en los muros del transepto	
M12: Bóveda del transepto	ARCO TRIUNFAL
M13: Arco triunfal	
M14: Cúpula - tambor	CÚPULA
M15: Linterna	
M16: Volteo del ábside	ÁBSIDE
M17: Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside	
M18: Bóveda del presbiterio o del ábside	
M19: Mecanismos en los elementos de cubierta - muros laterales de la nave	TECHUMBRE
M20: Mecanismos en los elementos de cubierta – transepto	
M21: Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio	
M22: Volteo de la capilla	CAPILLAS CUERPOS ANEXOS
M23: Mecanismos de corte en muros de la capilla	
M24: Bóveda de la capilla	
M25: Irregularidad en planta - altura	
M26: Voladizos (velas, chapiteles, pináculos, estatuas)	VOLÚMENES EXTERIORES TORRE CAMPANARIO
M27: Torre de campanario	
M28: Campanario	

*Nota. Tomado de (Lagomarsino & Podesta, 2005).*

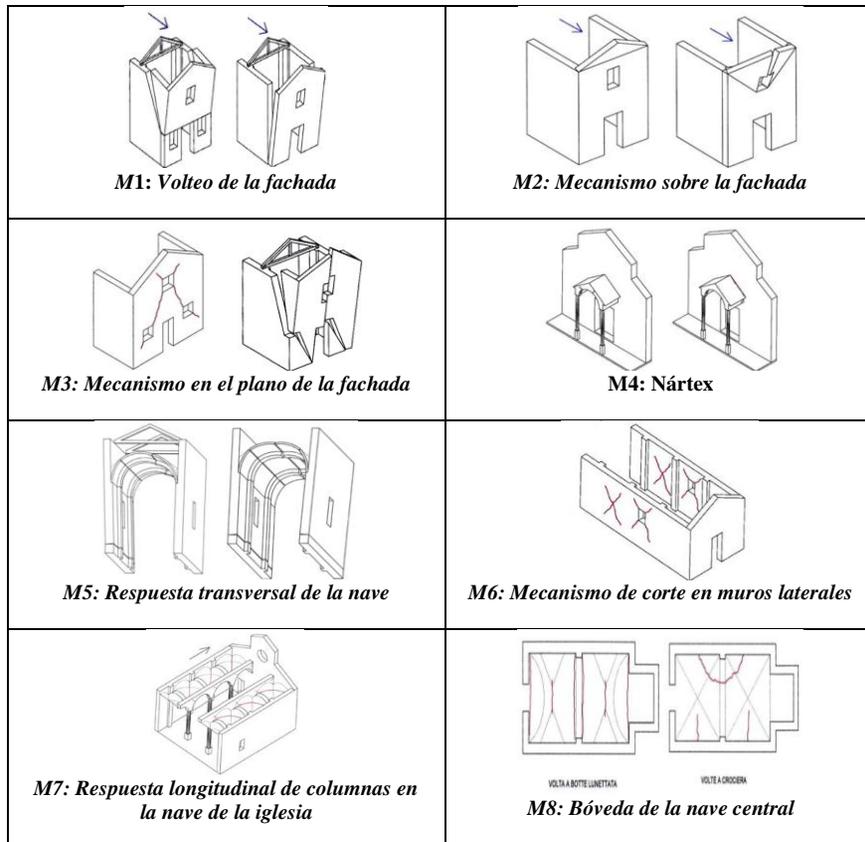
Los macroelementos estructurales presentan distintos mecanismos de colapso que pueden activarse ante la ocurrencia de un evento sísmico. La normativa italiana contempla un total de 28 mecanismos identificados, los cuales se ilustran en la figura 9 y se encuentran categorizados en la tabla 4, en correspondencia con su respectivo macroelemento (Gonzales Tapia, 2020).

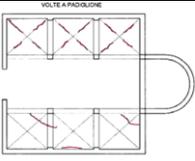
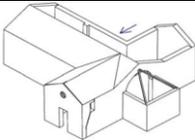
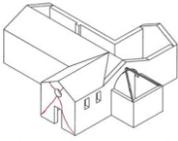
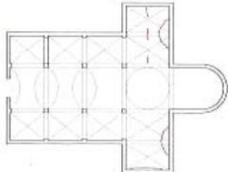
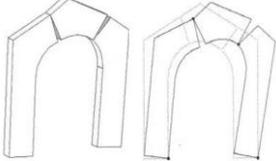
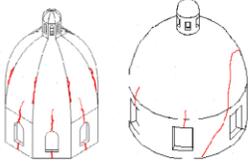
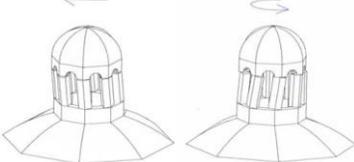
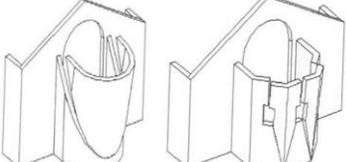
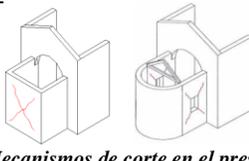
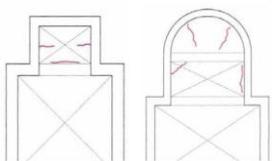
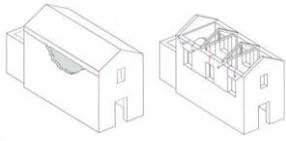
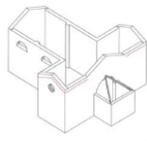
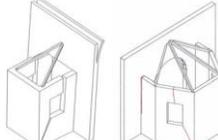
El análisis que se lleva en el nivel de evaluación LV1, es un análisis cualitativo de los mecanismos de colapso, mediante el uso de una ficha de evaluación. Como resultado de esta evaluación, se determinan los siguientes parámetros:

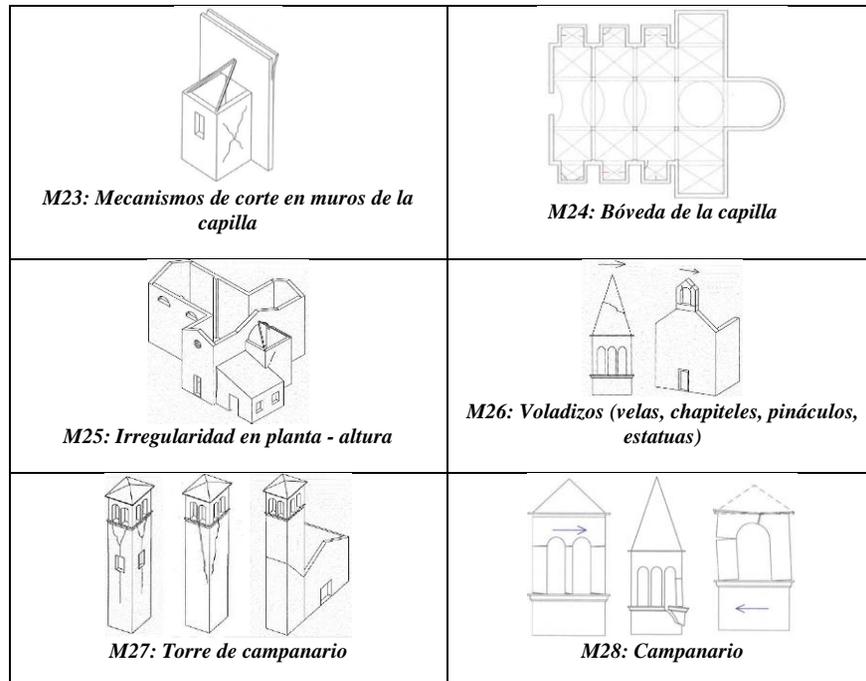
- Índice de Vulnerabilidad
- Índice de Daños

**Figura 9**

*Mecanismos de colapso en una iglesia colonial propuesto por la Linee Guida*



 <p><b>M9: Bóvedas de las naves laterales</b></p>	 <p><b>M10: Volteo de muros del extremo del transepto</b></p>
 <p><b>M11: Mecanismo de corte en los muros del transepto</b></p>	 <p><b>M12: Bóveda del transepto</b></p>
 <p><b>M13: Arco triunfal</b></p>	 <p><b>M14: Cúpula - tambor</b></p>
 <p><b>M15: Linterna</b></p>	 <p><b>M16: Volteo del ábside</b></p>
 <p><b>M17: Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside</b></p>	 <p><b>M18: Bóveda del presbiterio o del ábside</b></p>
 <p><b>M19: Mecanismos en los elementos de cubierta - muros laterales de la nave</b></p>	 <p><b>M20: Mecanismos en los elementos de cubierta - transepto</b></p>
 <p><b>M21: Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio</b></p>	 <p><b>M22: Volteo de la capilla</b></p>



*Nota. Tomado de (Circolare N° 26, 2010).*

A partir del análisis de los mecanismos de colapso identificados, es posible determinar distintos índices estructurales, tales como el índice de vulnerabilidad y el índice de daño. Para este propósito, se emplean fichas de evaluación y ecuaciones específicas, en las cuales resulta fundamental establecer la influencia relativa de cada mecanismo en la respuesta global de la estructura, expresada a través del peso ( $\rho_k$ ) asignado a cada mecanismo.

Los valores del peso ( $\rho_k$ ) pueden oscilar entre 0.5 y 1.0 en caso de que el macroelemento correspondiente esté presente en la estructura, mientras que se le asigna un valor de 0 si no está presente. La asignación específica de estos valores, en función de los distintos mecanismos de colapso considerados, se resume en la tabla 5 (Gonzales Tapia, 2020).

**Tabla 5***Valores del peso para cada mecanismo activado*

Número del Mecanismo	Valor de $\rho_k$
4 y 15	$\rho_k = 0.5$
10, 11, 12, 18, 22, 23, 24, 25, 26	$0.5 < \rho_k < 1$
El resto de los mecanismos	$\rho_k = 1$

*Nota. Extraído de (Circolare N° 26, 2010).***2.2.7.3. Índice de Vulnerabilidad**

La determinación de este índice se basa en la evaluación individual de cada mecanismo de colapso, identificando su potencial activación ante un evento sísmico, su grado de relevancia en comparación con otros mecanismos y los factores que contribuyen a su fragilidad o al incremento de su capacidad resistente. Este procedimiento se lleva a cabo mediante el registro y análisis de información en fichas de evaluación estructural (Circolare N° 26, 2010).

Una vez completadas las fichas de evaluación, se procede al cálculo del índice de vulnerabilidad, aplicando la ecuación correspondiente para cuantificar el grado de susceptibilidad estructural frente a sollicitaciones sísmicas.

Índice de Vulnerabilidad, ( $i_v$ ):

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (V_{ki} - V_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} \quad (2)$$

Donde:

El subíndice k denota el mecanismo de colapso evaluado

$\rho_k$ : es el peso asignado a cada mecanismo de colapso

Vki: Corresponde a la puntuación asignada a los indicadores de vulnerabilidad

Vkp: Hace referencia a la puntuación de los mecanismos resistentes

Tal como se mencionó previamente, si un mecanismo es susceptible de activarse durante un evento sísmico, su coeficiente de ponderación varía entre 0,5 y 1; en caso contrario, su valor es 0.

Los parámetros vinculados a los mecanismos resistentes se valoran dentro de un rango entre 0 y 3, de acuerdo con su grado de efectividad, donde: 0 indica que es ineficaz; 1, que presenta poca eficiencia; 2, que es adecuada; y 3, que resulta altamente efectiva. De manera análoga, cada indicador de vulnerabilidad es calificado en el mismo intervalo numérico, en función de su nivel de gravedad, asignándose 0 cuando está ausente; 1, si su incidencia es reducida; 2, cuando es significativa; y 3, en caso de que sea extremadamente severa.

### Tabla 6

*Determinación del puntaje de vulnerabilidad asociado a cada mecanismo de falla*

Gravedad o Eficacia	Nº de indicadores de vulnerabilidad o elementos sismo-resistentes	Vki o Vkp
3	Al menos 1	3
2	Al menos 2	
2	1	2
1	Al menos 2	
1	1	1
0	Ninguno	0

*Nota. Tomada de (Circolare N° 26, 2010)*

#### 2.2.7.4. Aplicación del método italiano a estructuras de adobe latinoamericanas

Entre las investigaciones destacadas se encuentran los trabajos realizados sobre iglesias patrimoniales en la ciudad chilena de Valparaíso por (Gonzales Tapia, 2020) y (Guimpert Aceval, 2021), así como el estudio de la Catedral de Puno, Perú, llevado a cabo por (Apaza Cruz, 2018).

Los análisis de González (2020) y Apaza (2018) han concluido que los métodos LV1 y LV2 de la metodología italiana son adecuados para aplicarse en los casos de estudio mencionados. Este hallazgo genera perspectivas favorables respecto a la implementación exitosa de la metodología italiana en estructuras de adobe en América Latina.

### ***2.2.8. Análisis estructural***

Se evalúa el sistema portante de una edificación con el objetivo de determinar su capacidad para resistir distintos tipos de cargas, tanto estáticas como dinámicas. Este estudio es fundamental para comprender el comportamiento global de la estructura frente a diversas solicitaciones y evaluar su desempeño en función de la respuesta de sus elementos estructurales. Dicha respuesta está directamente influenciada por las propiedades geométricas y las características mecánicas de los materiales que conforman el sistema estructural. Para llevar a cabo esta evaluación, se emplean distintos métodos de análisis que permiten modelar el comportamiento estructural y estimar parámetros, como las deflexiones y deformaciones, lo que facilita la identificación de posibles vulnerabilidades y la optimización del diseño estructural (Rozas Villasante & Condori Cusi, 2024).

### ***2.2.9. Métodos de Análisis estructural***

#### **2.2.9.1. Análisis Estático**

Este tipo de análisis se emplea para evaluar la capacidad portante de una edificación cuando se encuentra sometida a cargas que no varían con el tiempo, tales como las cargas muertas y vivas. Este enfoque permite determinar las solicitaciones internas que se generan en los elementos estructurales bajo condiciones de equilibrio, proporcionando información sobre esfuerzos, deformaciones y desplazamientos. Su aplicación es fundamental en el diseño y verificación estructural, ya que facilita la identificación de posibles concentraciones de tensiones

y la optimización de los elementos resistentes, garantizando así un adecuado desempeño estructural frente a cargas permanentes y variables de carácter cuasiestático (Gonzales Cuevas, 2002).

#### ***2.2.9.1.1. Análisis Lineal Elástico***

La teoría de la elasticidad, formulada a partir de los principios establecidos por Robert Hooke, postula que todo material o sistema estructural sufre deformaciones cuando es sometido a cargas externas, definiendo la rigidez como la relación entre esfuerzos aplicados con las deformaciones inducidas. El análisis lineal elástico se basa en la suposición de que el material sigue estrictamente la ley de Hooke, lo cual resulta válido en la mayoría de las estructuras empleadas en ingeniería civil que operan bajo niveles de esfuerzo moderados, característicos de condiciones de carga convencionales. Sin embargo, los materiales poseen un esfuerzo máximo admisible bajo determinadas condiciones de carga, lo cual no es considerado en este enfoque de análisis, implicando que la ley de Hooke se aplica de manera general sin atender a posibles estados límite del material (Lourenco & Pereira, 2020).

$$E = \sigma/\varepsilon \quad ( 3 )$$

En el caso de estructuras de albañilería bajo tracción, la aplicación de la elasticidad lineal presenta serias limitaciones, ya que estos materiales exhiben fisuración a niveles de esfuerzo relativamente bajos. Para abordar esta problemática, una alternativa dentro del análisis lineal elástico es definir un esfuerzo máximo permitido, lo que permite identificar en el modelo aquellas zonas donde la concentración de esfuerzos es suficientemente elevada para inducir la formación de grietas. Existen incluso metodologías que integran la influencia del daño estructural generado por la fisuración, permitiendo modificar la rigidez en áreas específicas

donde se han identificado esfuerzos de tracción elevados o en las que ya se han desarrollado grietas. Este procedimiento consiste en reducir la rigidez para representar un nivel de daño en la región afectada o, en casos extremos, asumir una rigidez nula para simular una grieta completamente desarrollada que impide la transmisión de esfuerzos (Lourenco & Pereira, 2020).

#### ***2.2.9.1.2. Análisis Límite***

El análisis límite constituye un método de evaluación estructural empleado para estimar la carga última que conduce al colapso de un sistema estructural determinado, fundamentándose en un conjunto de teoremas basados en la conservación de la energía. Dentro de este marco, el método del límite superior ha sido implementado en la formulación de la teoría de la línea de fluencia, utilizada para el dimensionamiento de losas de hormigón armado. Por otro lado, el enfoque fundamentado en el teorema del límite inferior ha sido empleado en el diseño estructural de vigas de hormigón armado, a través de la aplicación de distribuciones de esfuerzo que cumplen con las condiciones de equilibrio y compatibilidad del material. Este enfoque ha sido progresivamente extendido al diseño de estructuras de hormigón en general. De manera análoga, los principios del límite superior e inferior han sido empleados para reinterpretar el diseño tradicional y la evaluación estructural de arcos de albañilería. (Lourenco & Pereira, 2020)

#### ***2.2.9.1.3. Análisis No Lineal***

En el análisis estructural no lineal, la correspondencia entre la carga aplicada y la deformación resultante en la estructura no sigue un comportamiento proporcional. Esto conlleva a que los desplazamientos presentes estén condicionados por el historial de deformaciones previas, lo que refleja la influencia de efectos acumulativos y la posible degradación de la rigidez estructural a lo largo del proceso de carga. El objetivo fundamental de este tipo de análisis es determinar un vector de desplazamiento que garantice el equilibrio entre las fuerzas internas y

externas, considerando los distintos efectos no lineales que puedan presentarse. En este contexto, el problema se discretiza tanto en el espacio, a través del método de los elementos finitos, como en el tiempo, mediante la implementación de incrementos. Para asegurar el equilibrio al final de cada incremento, es necesario recurrir a un algoritmo de solución iterativo, dando lugar a un procedimiento de resolución incremental-iterativo (Lourenco & Pereira, 2020).

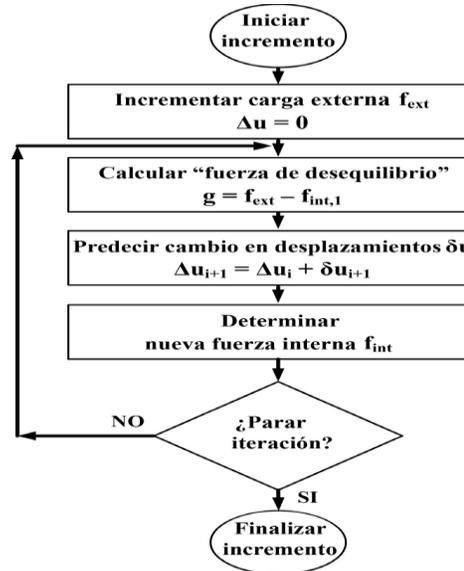
En el marco del análisis estructural no lineal, la relación entre el vector de fuerzas internas y los desplazamientos presenta un comportamiento no lineal, derivado de la respuesta mecánica no lineal del material, lo que se conoce como análisis no lineal físico o material. Asimismo, el vector de fuerzas externas puede estar influenciado por los desplazamientos cuando la magnitud o la dirección de las cargas aplicadas varían en función de la configuración deformada de la estructura, fenómeno que se identifica como análisis no lineal geométrico. Es posible que ambos tipos de no linealidad coexistan en un mismo análisis, complicando aún más el comportamiento estructural (Lourenco & Pereira, 2020).

La resolución de problemas no lineales puede abordarse mediante enfoques implícitos o explícitos. El método implícito resulta particularmente eficiente en aquellos casos en los que la dependencia temporal de la solución no es un factor predominante, lo que es característico de análisis de naturaleza estática. En contraste, el enfoque explícito es más adecuado para la resolución de problemas en los que se presentan grandes deformaciones con fuerte dependencia temporal, como en el análisis de impactos, explosiones o fenómenos dinámicos de alta intensidad. No obstante, el enfoque explícito también puede aplicarse a problemas estáticos mediante la introducción de un amortiguamiento significativo, permitiendo así estabilizar la solución y lograr una representación adecuada del comportamiento estructural (Lourenco & Pereira, 2020).

El procedimiento general para el proceso incremental-iterativo (implícito) se puede ver en la figura 10.

**Figura 10**

*Cuadro que muestra el proceso general de iteración incremental*



*Nota. Tomado de (TNO DIANA, 2009).*

El incremento total del desplazamiento ( $\Delta u$ ) se ajusta de manera iterativa mediante incrementos sucesivos ( $\delta u$ ) hasta alcanzar una condición de equilibrio dentro de una tolerancia previamente establecida. El desplazamiento incremental en la iteración  $i + 1$  se determina conforme a la siguiente expresión:

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1} \quad (4)$$

Se dispone de diversos procedimientos iterativos, cuya principal diferencia radica en la metodología empleada para la determinación del incremento de desplazamiento  $\delta u$ . Dichos incrementos iterativos se obtienen a partir de la denominada "matriz de rigidez" ( $K_i$ ) la cual

define la relación entre el vector de fuerzas aplicadas y el vector de desplazamientos resultantes en la estructura.

$$\delta u_i = K_i^{-1} g_i \quad (5)$$

En este contexto,  $g_i$  representa el vector de fuerza de desequilibrio al inicio de la iteración  $i$ . Generalmente, los programas de análisis estructural comerciales ofrecen al usuario la posibilidad de seleccionar entre diversos métodos iterativos. Un caso representativo es el software DIANA, que ofrece la posibilidad de seleccionar entre tres enfoques iterativos fundamentales para la resolución de problemas no lineales: el método de Newton-Raphson, el método cuasi-Newton y el método basado en una rigidez lineal y constante. Adicionalmente, existen variantes en los algoritmos de iteración, como el método de longitud de arco, que ajusta dinámicamente el tamaño del incremento para mejorar la convergencia en análisis altamente no lineales.

El método de Newton-Raphson se clasifica en dos variantes principales: el Newton-Raphson estándar y el Newton-Raphson modificado. En ambos casos, el incremento iterativo del vector de desplazamiento se determina a partir de la ecuación (5). La principal distinción entre estas dos variantes se encuentra en el momento en que se determina la matriz de rigidez. En el método de Newton-Raphson convencional, dicha matriz se recalcula en cada iteración (figura 11a), lo que significa que cada nuevo cálculo se fundamenta en la configuración más reciente, aun cuando esta no corresponda necesariamente a una condición de equilibrio. Por otro lado, en el método de Newton-Raphson modificado, la matriz de rigidez se evalúa únicamente al inicio del incremento (figura 11b), lo que garantiza que los cálculos subsecuentes se fundamenten en un estado de equilibrio convergente (TNO DIANA, 2009).

Las diferencias entre estos métodos repercuten directamente en la eficiencia computacional del proceso iterativo. En el caso del método de Newton-Raphson regular, la actualización continua de la matriz de rigidez reduce el número de iteraciones necesarias para alcanzar la convergencia; sin embargo, cada iteración demanda un tiempo considerable debido a la reevaluación de la rigidez estructural. En contraste, el método de Newton-Raphson modificado requiere un mayor número de iteraciones, pero cada una de ellas es computacionalmente menos costosa (TNO DIANA, 2009).

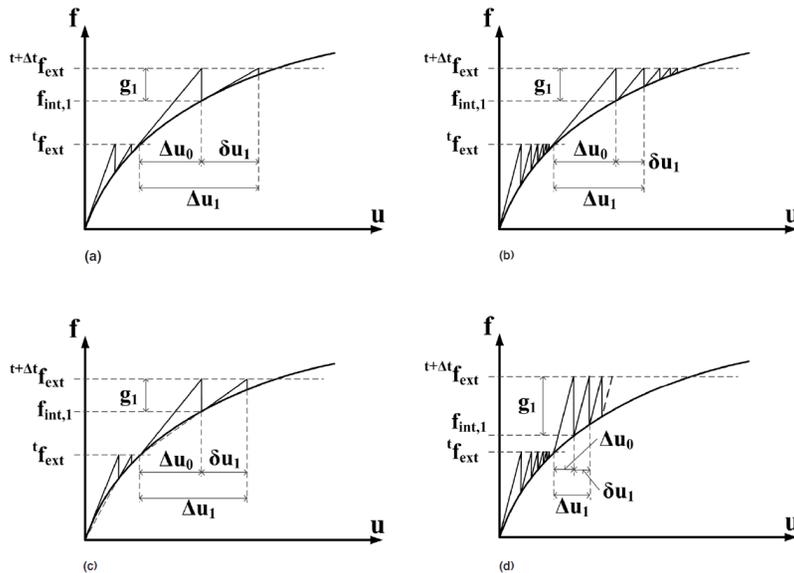
En contraste, el método cuasi-Newton, también conocido como método secante, mejora la convergencia al incorporar información tanto de los vectores de la solución anterior como de los vectores de fuerza de desequilibrio en cada incremento (figura 11c). A diferencia de los métodos basados en Newton-Raphson, el enfoque secante no requiere la reevaluación completa de la matriz de rigidez en cada iteración. En su lugar, la rigidez estructural se estima utilizando configuraciones previas a lo largo de la trayectoria de equilibrio. Este procedimiento es particularmente eficiente, ya que la inversa de la nueva matriz de rigidez se obtiene directamente a partir de la matriz de rigidez secante anterior y los vectores de actualización, aplicando la fórmula de Sherman-Morrison (TNO DIANA, 2009).

El método de rigidez lineal se basa en la utilización de una única matriz de rigidez lineal a lo largo de todo el proceso de análisis (figura 11d). Si bien este enfoque presenta la menor tasa de convergencia en comparación con otros métodos iterativos, su principal ventaja radica en la reducción del tiempo computacional por iteración, dado que la matriz de rigidez solo necesita ser calculada una vez (TNO DIANA, 2009).

Por otro lado, el método de rigidez constante emplea la matriz de rigidez obtenida en el incremento previo, lo que permite optimizar el tiempo de cálculo al evitar la reevaluación de la rigidez estructural en cada iteración.

### Figura 11

#### Métodos de iteración



(a) método regular de Newton-Raphson; (b) método de Newton-Raphson modificado; (c) método secante, o método de cuasi-Newton; (d) método de rigidez lineal. Nota. Tomado de (TNO DIANA, 2009).

En relación con las propiedades del material, se sugiere que la representación del comportamiento no lineal de la albañilería se modele a través de un modelo constitutivo basado en la deformación total (Total Strain Crack Model), el cual ha sido implementado en el software DIANA FEA. De acuerdo con (Lourenco & Pereira, 2020) este modelo permite un control estable de la apertura de fisuras, manteniendo un costo computacional moderado.

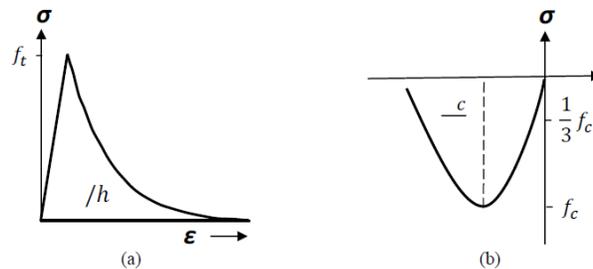
Un enfoque ampliamente empleado para la modelación del daño en la albañilería es el modelo de fisura rotativa (Rotating Crack Model), este modelo analiza las relaciones entre

tensión y deformación a lo largo de las direcciones principales del tensor de deformación, considerando que la orientación de las fisuras se adapta a los ejes principales de deformación.

Según recomendaciones de (Lourenco & Pereira, 2020) para representar la respuesta de la albañilería bajo tracción, se adopta un modelo de ablandamiento exponencial post-pico (Figura 12a), mientras que en la compresión se considera un endurecimiento parabólico previo al pico, seguido de un ablandamiento parabólico post-pico (Figura 12b).

### Figura 12

*Modelos de comportamiento de la albañilería*



*a) Curva exponencial para el comportamiento de la albañilería en tracción y (b) curva parabólica para el comportamiento de la albañilería en compresión. Nota. Tomado de (TNO DIANA, 2009).*

#### 2.2.9.1.4. Análisis Pushover

El análisis pushover es un método de evaluación estructural no lineal utilizado en la ingeniería sísmica, en el cual la estructura es sometida a cargas gravitacionales combinadas con un patrón de carga lateral incremental y monotónico. Dicho patrón representa las fuerzas inerciales generadas por la masa de la estructura durante un sismo y se incrementa progresivamente hasta alcanzar una condición máxima, atravesando tanto el rango elástico como el inelástico de comportamiento estructural. La configuración del patrón de carga varía en función del enfoque adoptado en el análisis pushover, siendo las distribuciones más utilizadas

aquellas de tipo uniforme, triangular invertido o proporcional a la primera forma modal de vibración (Lourenco & Pereira, 2020).

### Figura 13

Diagrama y gráfico del análisis pushover

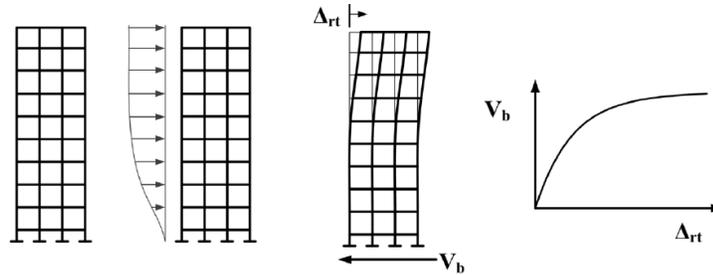


Diagrama y gráfico que muestran el procedimiento y resultado típicos del análisis Pushover.

Nota. Tomado de (Lourenco & Pereira, 2020).

El resultado principal de este procedimiento es la curva estática-pushover, que representa la relación entre un parámetro de resistencia estructural y la deformación en un punto característico, generalmente ubicado en los niveles altos o en el nivel con mayor desplazamiento. Esta curva proporciona información clave sobre la capacidad dúctil del sistema estructural, permitiendo identificar los mecanismos de falla, el nivel de carga máxima alcanzado y las deformaciones en el instante de colapso. Algunos códigos normativos, como la ASCE 41-06 (2006), establecen criterios de desempeño basados en la interpretación de esta curva, permitiendo evaluar la seguridad estructural ante acciones sísmicas (Lourenco & Pereira, 2020).

Para la aplicación del análisis Pushover en la evaluación sísmica de estructuras, es fundamental definir un patrón de carga que represente de manera aproximada la distribución de las fuerzas inerciales durante un sismo. Existen diversas estrategias para establecer dicha distribución de carga lateral. En los enfoques invariables, la distribución de fuerzas permanece constante a lo largo de todo el análisis, siendo los modelos más comunes aquellos proporcionales

a la masa de la estructura o a su primera forma modal de vibración. No obstante, en el caso de estructuras históricas, la aplicación de distribuciones modales debe realizarse con precaución, ya que los modos de vibración iniciales pueden ser altamente complejos y con una baja participación de la masa (Lourenco & Pereira, 2020).

Si bien los análisis pushover basados en distribuciones de carga lateral constantes son ampliamente utilizados, presentan ciertas limitaciones, entre las cuales destaca su incapacidad para capturar cambios en las propiedades dinámicas no lineales que surgen como consecuencia de la evolución del daño en la estructura. En respuesta a estas limitaciones, se han desarrollado enfoques más avanzados, tales como el análisis pushover modal y el análisis pushover adaptativo, que buscan mejorar la representación del comportamiento sísmico estructural (Lourenco & Pereira, 2020).

La distribución lateral de la carga sísmica equivalente ejerce una influencia determinante en los resultados obtenidos mediante el análisis pushover. Diversos estudios compararon la efectividad de diferentes distribuciones de carga lateral, concluyendo que la distribución proporcional a la masa tiende a inducir mayores niveles de daño global en la estructura, mientras que la distribución proporcional a la primera forma modal de vibración genera concentraciones de daño en las partes superiores del edificio. Asimismo, se ha observado que la estimación de la resistencia máxima a corte en la base tiende a ser menor cuando se emplea un patrón de carga basado en la primera forma modal de vibración (Lourenco & Pereira, 2020).

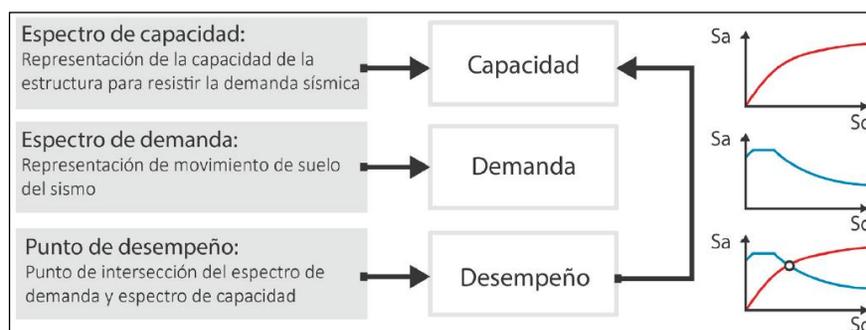
Comparando los resultados del análisis pushover con los obtenidos mediante análisis dinámicos no lineales, se ha determinado que las distribuciones de carga proporcional a la masa pueden predecir con razonable aproximación la resistencia máxima a corte. Sin embargo, en edificaciones de albañilería que no presentan un comportamiento de caja, la distribución

proporcional al primer modo de vibración puede proporcionar una estimación más precisa. En lo que respecta a la capacidad de desplazamiento, el análisis pushover tiende a subestimar los valores obtenidos en análisis dinámicos no lineales, independientemente del patrón de carga empleado (Lourenco & Pereira, 2020).

El análisis pushover es ampliamente reconocido como una herramienta confiable para la evaluación sísmica de estructuras, siendo recomendado en normativas europeas a través del método N2, propuesto por Fajfar (2000). Dicho procedimiento se complementa con la metodología del espectro de capacidad, lo que posibilita establecer una correlación entre la capacidad de desplazamiento de la estructura y la demanda sísmica impuesta por el evento de diseño. Si bien los análisis dinámicos no lineales constituyen una aproximación más avanzada, el análisis pushover ha demostrado ser una metodología eficiente y viable en la evaluación sísmica. Entre los distintos enfoques disponibles, la distribución de carga proporcional a la masa parece ser la opción más confiable para la evaluación de estructuras de albañilería (Lourenco & Pereira, 2020).

### Figura 14

*Procedimiento de evaluación sísmica mediante el análisis Pushover*



*Nota. Tomado de (Lourenco & Pereira, 2020)*

### **2.2.9.2. Análisis Dinámico**

El análisis estructural dinámico permite evaluar el comportamiento de una estructura cuando está sometida a acciones externas que varían rápidamente en el tiempo, como cargas sísmicas, impactos o efectos del viento. La respuesta estructural en estos casos depende no solo de la rigidez y resistencia de los elementos, sino también de la distribución de masas y de las características de amortiguamiento del sistema. Este tipo de análisis es fundamental para comprender la respuesta vibratoria de la estructura, determinar sus frecuencias naturales, modos de vibración y evaluar los efectos de amplificación dinámica, lo que permite optimizar el diseño y mejorar el desempeño estructural ante eventos transitorios o cíclicos de alta intensidad (Gonzales Cuevas, 2002).

### **2.2.10. Método de los Elementos Finitos**

Este método se ha consolidado como una de las herramientas computacionales más potentes para la resolución de problemas complejos en ingeniería. Su fundamento radica en la descomposición del dominio del problema en subregiones más pequeñas y manejables, permitiendo abordar el análisis estructural mediante un enfoque numérico. Es importante señalar que el análisis con elementos finitos (FEA, por sus siglas en inglés) no proporciona una solución en forma de expresión cerrada, ni se limita a resolver un tipo de problema específico y que la solución es aproximada (con posibilidad de errores). (Lourenco & Pereira, 2020).

Para la implementación del método de los elementos finitos en el análisis estructural, la configuración geométrica del sistema se representa mediante un modelo numérico conceptual. En este proceso, la estructura se subdivide en un conjunto finito de subdominios denominados elementos, los cuales se encuentran interconectados en puntos definidos como nodos. Este conjunto de elementos y nodos conforma lo que se denomina malla, cuya precisión y

configuración tienen un impacto directo en la calidad y confiabilidad de los resultados obtenidos (Lourenco & Pereira, 2020).

La eficiencia del análisis depende de múltiples factores, incluyendo la adecuada selección del tipo de elementos, el número de subdivisiones utilizadas y la disposición espacial de la malla. A fin de optimizar el tiempo computacional, incrementar la confiabilidad de los resultados y minimizar los errores asociados al proceso de análisis, el ingeniero analista debe poseer un conocimiento profundo sobre la física del problema y el comportamiento de los elementos finitos. Asimismo, resulta fundamental comprender los efectos derivados de las simplificaciones y suposiciones adoptadas en el modelo, evaluar críticamente los resultados obtenidos y, en caso necesario, realizar ajustes en la modelación para mejorar la precisión de la solución numérica (Lourenco & Pereira, 2020).

#### **2.2.10.1. Planificación del Análisis**

Antes de iniciar un análisis basado en el método de los elementos finitos, resulta fundamental definir y planificar el enfoque que se adoptará para abordar el problema estructural. Es esencial establecer con claridad los objetivos del análisis, los criterios de evaluación que se emplearán para su cumplimiento, los resultados específicos que se requieren en función de dichos objetivos, el grado de detalle necesario en la modelación de la estructura, así como las condiciones de contorno y las cargas a considerar. Además, es imprescindible identificar otros factores relevantes que puedan influir en la respuesta estructural (Lourenco & Pereira, 2020).

Entre los aspectos críticos que deben definirse se incluyen la selección del tipo de análisis a realizar, la caracterización de las propiedades de los materiales y los modelos constitutivos a emplear, el nivel de detalle geométrico y las posibles simplificaciones necesarias, la elección del

tipo de elementos y la estrategia de modelado, así como la correcta definición de las restricciones, soportes y cargas aplicadas (Lourenco & Pereira, 2020).

### **2.2.10.2. Geometría del Modelo**

El análisis estructural de monumentos históricos construidos en albañilería representa un desafío de gran complejidad debido a la heterogeneidad del material y a la incertidumbre en la información disponible. En términos generales, este tipo de estudio requiere dos procesos fundamentales: la idealización geométrica y la idealización del comportamiento de los materiales, ambos con una influencia significativa en la respuesta estructural obtenida (Lourenco & Pereira, 2020).

En el caso particular de edificaciones históricas, es común enfrentarse a la falta de datos precisos sobre la geometría del sistema estructural, a información incompleta respecto a la composición interna de los elementos constructivos y a modificaciones sustanciales en los materiales y técnicas constructivas utilizadas a lo largo del tiempo debido a procesos constructivos prolongados. Además, la ausencia de registros sobre la secuencia de construcción genera incertidumbre en la distribución real de las cargas dentro de la estructura, y el grado de daño existente muchas veces no es completamente identificable (Lourenco & Pereira, 2020).

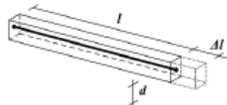
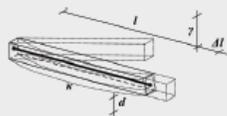
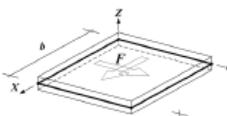
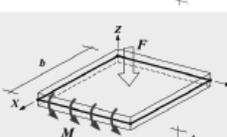
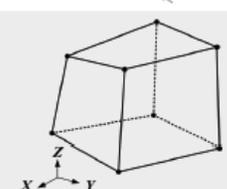
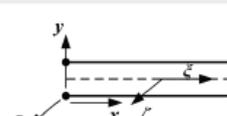
#### ***2.2.10.2.1. Tipo de Elemento***

Los programas de modelado estructural ofrecen una variedad de tipos de elementos que permiten la idealización del problema según sus características particulares. La selección del tipo de elemento adecuado es fundamental para garantizar una representación precisa del comportamiento estructural y mejorar la eficiencia computacional del análisis. En la mayoría de los softwares especializados en FEM, es posible encontrar una clasificación detallada de los

elementos disponibles, cada uno con propiedades y formulaciones matemáticas que responden a diferentes necesidades de modelado (Lourenco & Pereira, 2020).

**Figura 15**

*Resumen de los elementos tipo FEM generalmente disponibles en DIANA FEA*

Elemento tipo	Breve descripción	Esquema genérico
Elemento tipo armadura	Los elementos tipo armadura son elementos lineales en los que la deformación solo puede ser por elongación axial ( $\Delta l$ ).	
Elemento tipo viga	Los elementos tipo viga son elementos lineales en los que la deformación puede ser por elongación axial ( $\Delta l$ ), deformación a corte ( $g$ ), curvatura ( $k$ ) y torsión ( $t$ ).	
Elemento de esfuerzo plano	Los elementos de esfuerzo plano son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por traslación ( $u_x$ y $u_y$ ) en el plano del elemento.	
Elemento de superficie de flexión	Los elementos de superficie de flexión son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por rotación en la dirección del plano del elemento ( $\phi_x$ y $\phi_y$ ) y por traslación en la dirección perpendicular al plano del elemento ( $u_z$ ).	
Elemento tipo cáscara	Los elementos tipo cáscara son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por traslación en las tres direcciones generales ( $u_x$ , $u_y$ y $u_z$ ) y por rotación en las direcciones del plano del elemento ( $\phi_x$ y $\phi_y$ ).	
Elemento tipo sólido	Los elementos tipo sólido son elementos de tres dimensiones con propósito general, en los cuales la deformación puede ser por traslación en las tres direcciones generales ( $u_x$ , $u_y$ y $u_z$ ).	
Elemento de contacto/interfaz	Los elementos de contacto o interfaz son elementos especiales que permiten describir un comportamiento específico entre dos otros elementos, proporcionando una relación entre los esfuerzos (tracciones) en las superficies y sus desplazamientos relativos.	

*Nota. Tomado de (TNO DIANA, 2009)*

En el análisis de estructuras históricas de albañilería mediante el método de los elementos finitos, la idealización geométrica puede realizarse a través de distintos enfoques, empleando elementos lineales, bidimensionales o tridimensionales. Los elementos de armadura o viga son adecuados para modelar componentes estructurales esbeltos, como tirantes de acero, dinteles,

arcos, vigas y columnas. Por otro lado, los elementos tipo cáscara permiten representar superficies estructurales como muros, losas, bóvedas y domos, mientras que los elementos tipo sólido proporcionan una solución más general para modelar geometrías tridimensionales complejas. Sin embargo, la elección del tipo de elemento más apropiado no siempre es evidente debido a la naturaleza intrincada de las edificaciones históricas, donde la distinción entre elementos estructurales y decorativos no es clara. En muchos casos, la estrategia de modelado más adecuada consiste en una combinación de distintos tipos de elementos, siendo recomendable realizar pruebas y comparaciones preliminares para evaluar su desempeño y definir el modelo óptimo (Lourenco & Pereira, 2020).

#### ***2.2.10.2.2. Mallado***

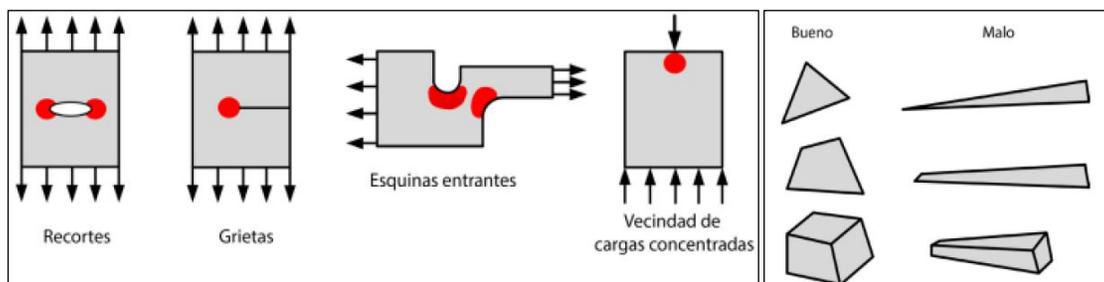
El proceso de discretización en el método de los elementos finitos, conocido como mallado del modelo, es un aspecto crítico que influye directamente en la precisión de los resultados y en la eficiencia computacional. La forma y el tamaño de los elementos impactan significativamente en la solución numérica, ya que una malla demasiado gruesa puede generar errores, mientras que una excesivamente refinada aumenta el tiempo de cálculo, especialmente en análisis no lineales estáticos o dinámicos. Según la teoría del FEM, conforme la malla se afina, la solución se aproxima a la respuesta real del sistema estructural. Para garantizar la precisión y optimización del modelo, se recomienda realizar un análisis de convergencia de la malla, comparando soluciones progresivamente refinadas hasta alcanzar una variación aceptable en los desplazamientos y esfuerzos en puntos de control. En estructuras monumentales de albañilería, un tamaño de elemento entre 10 y 30 cm suele proporcionar un adecuado balance entre precisión y eficiencia computacional, aunque en grandes estructuras históricas es común que el número de grados de libertad alcance valores del orden de cientos de miles o incluso

millones, lo que puede hacer que los análisis no lineales sean altamente demandantes en términos de recursos computacionales (Lourenco & Pereira, 2020).

Para mejorar la eficiencia sin comprometer la precisión, se recomienda utilizar mallas más gruesas en zonas con bajo gradiente de esfuerzos y deformaciones, y refinarlas en regiones críticas donde se esperan concentraciones de tensiones, como cortes, grietas, soportes, aberturas y transiciones geométricas abruptas. Los softwares de análisis permiten generar transiciones graduales entre mallas de distinta densidad dentro del mismo modelo, optimizando la distribución de los elementos. Al modelar problemas bidimensionales y tridimensionales, se debe evitar el uso de elementos con relaciones de aspecto elevadas, ya que pueden afectar la estabilidad numérica y la precisión de los resultados. Como referencia, valores de relación de aspecto superiores a 3 requieren precaución, mientras que aquellos por encima de 10 deben evitarse, dado que pueden introducir errores y dificultades en los cálculos, especialmente en análisis no lineales. La mayoría de los programas de FEM emiten advertencias cuando se exceden estos límites o cuando los elementos presentan ángulos de esquina poco adecuados (Lourenco & Pereira, 2020).

### Figura 16

*Recomendaciones de discretización, según el gradiente de esfuerzo y deformación, y relaciones de aspectos*



*Nota. Tomado de (Lourenco & Pereira, 2020)*

El desarrollo del modelo debe mantenerse lo más simple posible para facilitar modificaciones y refinamientos en función de la evolución del análisis y de las decisiones de modelado. Un enfoque excesivamente complejo desde el inicio puede dificultar ajustes posteriores y limitar la capacidad de adaptación del modelo a nuevas condiciones o hipótesis. A medida que se refinan las mallas y se optimiza la representación estructural, se logra una mejor comprensión del comportamiento físico del sistema, reforzada por la integración de datos experimentales y observaciones in situ, permitiendo así una evaluación más precisa del desempeño estructural de la edificación bajo estudio (Lourenco & Pereira, 2020).

### **2.2.10.3. Materiales**

La determinación de las propiedades de los materiales en el análisis por elementos finitos debe basarse en las condiciones de contorno y los estados de carga del edificio en estudio. Previo a la selección de dichas propiedades, es fundamental definir si el material se modelará bajo un comportamiento elástico lineal o si se permitirá la evolución de sus características mecánicas en función de los efectos de carga y del tiempo. En el caso de la albañilería, su respuesta estructural es inherentemente no lineal, presentando un comportamiento inelástico en tracción, incluso para bajos niveles de esfuerzo, debido a la formación de fisuras. En compresión, bajo niveles elevados de carga, el material también exhibe inelasticidad, generada por procesos de daño irreversible. Adicionalmente, la albañilería se caracteriza por ser un material anisotrópico y heterogéneo, debido a la influencia de las juntas de mortero y a la posible presencia de múltiples capas, tales como núcleos internos y revestimientos exteriores en muros y columnas, así como materiales de relleno en elementos como bóvedas (Lourenco & Pereira, 2020).

El carácter direccional de la albañilería, originado por la disposición de las juntas de mortero que actúan como planos de debilidad, hace que su modelado numérico pueda abordarse

mediante dos enfoques principales: el micromodelado, que considera la representación detallada de cada componente individual (bloques y mortero), y el macromodelado, en el que la albañilería es idealizada como un material compuesto homogéneo. Para el análisis estructural de edificaciones de albañilería a escala real, el enfoque más común es el macromodelado, debido a su menor demanda computacional y a su aplicabilidad en estudios de comportamiento global. Por el contrario, el micromodelado resulta más adecuado para el estudio de elementos estructurales individuales, donde es necesario capturar con mayor precisión la interacción entre los componentes. En estudios más detallados sobre el comportamiento de los materiales y los modelos constitutivos aplicables, se pueden analizar en profundidad ambas metodologías, evaluando su pertinencia en función de la escala y los objetivos del modelado estructural (Lourenco & Pereira, 2020).

#### ***2.2.10.3.1. Albañilería***

La albañilería en las edificaciones históricas se fundamenta en la disponibilidad y calidad de los materiales locales, así como en las técnicas constructivas empleadas. Los principales materiales utilizados en estas construcciones son el adobe, ladrillo y piedra, los cuales se organizan de manera ordenada, colocados cara a cara y apilados uno sobre otro, uniendo las unidades mediante un mortero que ocupa las juntas. Estas estructuras deben resistir diferentes tipos de cargas, incluyendo esfuerzos de tracción y compresión (Condori Cacñahuaray, 2022).

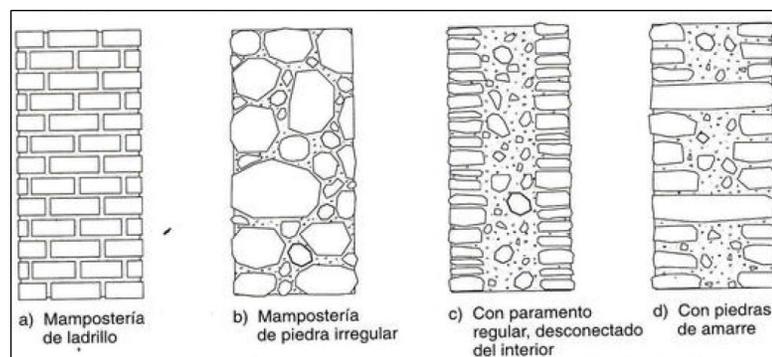
Cuando la albañilería se conforma con unidades de piedra, ya sea de geometría labrada o irregular, estas pueden cumplir funciones tanto estructurales como no estructurales. Las unidades de albañilería, como bloques de ladrillo, adobe o piedra, están interconectadas mediante juntas horizontales y verticales que actúan como interfaces entre los bloques. La junta horizontal es

particularmente importante, ya que organiza las hiladas de albañilería y es reforzada por un mortero (Condori Cacñahuaray, 2022).

Existen dos propiedades esenciales en la albañilería: en primer lugar, las unidades de albañilería presentan un comportamiento anisotrópico, es decir, responden de manera diferente dependiendo de la dirección de las cargas aplicadas. En segundo lugar, la albañilería tiene una baja resistencia a las fuerzas de tracción, debido principalmente a la presencia de las juntas, así como a otros factores como el tamaño, disposición y tipo de material de las unidades, y el tipo de junta empleada (seca o con mortero) (Condori Cacñahuaray, 2022).

### Figura 17

*Tipos de albañilería utilizada en edificios históricos*



*Nota. Tomada de (Meli, 1999).*

#### **2.2.10.3.2. Modelamiento Numérico de la Albañilería**

El análisis numérico de estructuras de albañilería, especialmente en edificaciones construidas con adobe y mortero de barro, requiere una comprensión detallada de las características físicas y mecánicas del material, ya que su comportamiento estructural depende de múltiples factores, como las propiedades intrínsecas de los componentes, las dimensiones geométricas, el estado de conservación y las condiciones de interacción entre sus elementos. La elección de un modelo numérico adecuado debe centrarse en representar de manera fiel los

materiales que conforman la albañilería, los cuales incluyen tres componentes fundamentales: las unidades de adobe, las juntas de mortero y la interfaz entre ambos, que desempeña un papel crucial en la transferencia de esfuerzos y en el desarrollo de los mecanismos de falla. Para abordar el modelado numérico mediante el método de elementos finitos, se pueden adoptar dos enfoques principales (Otero Monteza & Díaz Figueroa, 2022).

### **A) Micromodelo**

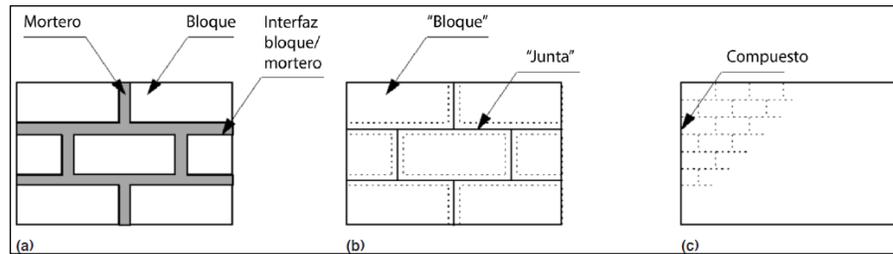
Basado en un enfoque discreto, se emplea para analizar con precisión la interacción entre las unidades de adobe y el mortero, focalizando el comportamiento inelástico en la interfaz de contacto, donde se concentran los efectos de tracción, compresión y esfuerzo cortante. En este tipo de modelado, la albañilería se representa a partir de una discretización que permite estudiar el comportamiento mecánico individual de cada componente y su interacción, lo que posibilita una caracterización detallada de los mecanismos de daño y colapso. Dependiendo del nivel de detalle requerido, el micromodelo puede ser detallado o simplificado (Otero Monteza & Díaz Figueroa, 2022).

- **Micromodelo detallado:** Tanto las unidades de adobe como las juntas de mortero se modelan como elementos continuos, mientras que la interfaz entre ambos se representa mediante elementos discontinuos que permiten capturar fenómenos como el deslizamiento, la fisuración o el deterioro progresivo del material (Otero Monteza & Díaz Figueroa, 2022).
- **Micromodelo simplificado:** las unidades de adobe se representan mediante elementos continuos, mientras que la interfaz con el mortero se modela con elementos discontinuos, lo que reduce la complejidad computacional sin

comprometer significativamente la precisión del análisis. Este enfoque es particularmente útil para estudiar el comportamiento de estructuras de albañilería de dimensiones reducidas o en regiones localizadas de edificaciones patrimoniales, ya que, debido a su alto nivel de discretización, implica un costo computacional elevado y tiempos de cálculo significativos. Sin embargo, su capacidad para describir con precisión los mecanismos de falla lo convierte en una herramienta fundamental en el análisis detallado del comportamiento estructural de la albañilería bajo cargas sísmicas y otros estados de sollicitación (Otero Monteza & Díaz Figueroa, 2022).

### **B) Macromodelo**

También denominado enfoque continuo. Este enfoque considera la albañilería como un material homogéneo e isotrópico, lo que permite una representación simplificada de su comportamiento mecánico sin necesidad de modelar explícitamente la interacción entre unidades y mortero. Esta aproximación es particularmente adecuada para el análisis de estructuras de grandes dimensiones, ya que optimiza los tiempos de simulación y reduce la demanda computacional sin comprometer significativamente la precisión de los resultados globales. Su aplicación resulta especialmente valiosa en estudios donde se requiere un equilibrio entre eficiencia y exactitud, permitiendo evaluar el desempeño estructural bajo cargas estáticas y dinámicas de manera integral. Aunque este método no captura con el mismo nivel de detalle los mecanismos de daño y colapso localizados que los enfoques discretos, proporciona una aproximación confiable para el análisis global de edificaciones de albañilería, facilitando la evaluación de su vulnerabilidad estructural ante sollicitaciones sísmicas.

**Figura 18***Tipos de modelamiento en albañilería*

Vista de micromodelo detallado, micromodelo simplificado, macromodelo. Nota. Adaptado de (Lourenco P. B., 1998).

**2.2.10.3.3. Soportes y Cargas**

Las condiciones de contorno o soportes son determinantes en la precisión del análisis por elementos finitos, especialmente en edificaciones históricas donde su estimación es compleja. La selección de soportes debe aproximarse lo más posible a la realidad estructural y depende tanto del juicio del modelador como de las capacidades del software. Dado que las restricciones se aplican en los nodos, su definición está ligada al tipo de elementos utilizados, permitiendo desde apoyos fijos hasta cimentaciones elásticas representadas por resortes o elementos de interfaz (Lourenco & Pereira, 2020).

Las cargas pueden ser nodales, superficiales o volumétricas, dependiendo del tipo de análisis. En estudios estáticos, se incluyen la gravedad y cargas externas, mientras que en análisis modales la respuesta es independiente de las cargas aplicadas. En análisis transitorios, las cargas varían en función del tiempo. Para evaluar efectos dinámicos como el pushover, las cargas vivas pueden transformarse en masa equivalente mediante ajustes en la densidad del material, garantizando una representación más realista del comportamiento estructural (Lourenco & Pereira, 2020).

### 2.2.11. Niveles de amenaza sísmica

La amenaza sísmica de una región se define en función de la probabilidad de ocurrencia de movimientos telúricos de diversas intensidades y su potencial para generar daños. Este nivel de amenaza se caracteriza por la evaluación del período de recurrencia, el cual representa el intervalo medio entre eventos sísmicos de magnitudes similares dentro de una misma secuencia. Además, se considera la probabilidad máxima de excedencia, que constituye una expresión estadística utilizada para estimar la posibilidad de que un sismo supere un determinado umbral de impacto en un horizonte temporal definido. Estos parámetros resultan fundamentales en la caracterización del peligro sísmico (Garay Galindo & Llaure Enriquez, 2020).

#### 2.2.11.1. Propuesta del COMITÉ VISION 2000

Establece un enfoque estructurado para la evaluación de la demanda sísmica, definiendo cuatro niveles de severidad asociados a distintos escenarios de sismo de diseño. Dado que los eventos sísmicos presentan una naturaleza incierta, cada sismo de diseño es caracterizado en función de su período de retorno o de la probabilidad de excedencia dentro del ciclo de vida de la edificación. Independientemente del tipo de estructura analizada, se asume convencionalmente una vida útil de 50 años para efectos de diseño y evaluación del desempeño sísmico (SEASOC, 1995), cómo se indica en la Tabla 7.

**Tabla 7**

*Sismos de diseño para edificios*

<b>SISMO DE DISEÑO</b>	<b>Periodo de Retorno (años)</b>	<b>Probabilidad de excedencia en 50 años (%)</b>
Sismos Frecuentes	45	69
Sismos Ocasionales	75	50
Sismos Raros	475	10
Sismos Muy Raros	970	5

*Nota. Adaptado de (SEASOC, 1995).*

### **2.2.11.2. Propuesta del ATC-40**

El informe ATC-40 define tres niveles de exigencia sísmica para el diseño estructural: el sismo de servicio, el sismo de diseño y el sismo máximo. Cada uno de estos eventos sísmicos se caracteriza por atributos específicos que determinan su impacto y requerimientos en el desempeño estructural.

**Sismo de Servicio:** Se define como un evento sísmico caracterizado por una probabilidad del 50 % de ser superado en un intervalo de 50 años, lo que equivale a un período de retorno aproximado de 72 años. Debido a su recurrencia a lo largo de la vida útil de una edificación, se clasifica como un evento de alta frecuencia, lo que implica que la estructura puede experimentar múltiples solicitaciones de esta naturaleza durante su ciclo de vida. En términos de intensidad, la magnitud de este tipo de sismo suele representar aproximadamente la mitad del sismo de diseño establecido en las normativas y códigos estructurales, lo que permite evaluar el desempeño de la estructura bajo condiciones de servicio sin comprometer su integridad ante eventos sísmicos de mayor severidad (ATC-40, 1996).

**Sismo de Diseño:** Corresponde a un evento sísmico de baja frecuencia con una intensidad que varía entre moderada y severa, cuya manifestación se prevé al menos una vez a lo largo de la vida útil de la edificación. Este se caracteriza por presentar una probabilidad del 10 % de ser excedido en un intervalo de 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de aproximadamente 475 años. Este nivel de demanda sísmica es el criterio de referencia adoptado por los códigos y normativas estructurales para el diseño convencional de edificaciones, garantizando que la estructura pueda resistir las fuerzas inducidas sin experimentar fallas significativas que comprometan su seguridad y funcionalidad (ATC-40, 1996).

Sismo Máximo: Representa el nivel más alto de movimiento del suelo que se espera en la ubicación específica de la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser superado en un horizonte temporal de 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno cercano a 975 años. Este evento sísmico presenta una demanda superior al sismo de diseño, con valores que oscilan entre 1.25 y 1.50 veces su intensidad. Su consideración es fundamental en el dimensionamiento y análisis estructural de edificaciones esenciales, donde se requiere garantizar un desempeño sísmico superior para preservar su operatividad y minimizar el riesgo de colapso ante eventos extremos (ATC-40, 1996).

### ***2.2.12. Capacidad Estructural***

La capacidad estructural está determinada por la resistencia y la deformabilidad última de sus componentes individuales, lo que define su respuesta ante sollicitaciones extremas. Para evaluar su comportamiento más allá del régimen elástico, es necesario aplicar un análisis no lineal, como el análisis pushover, el cual permite caracterizar la evolución de la respuesta estructural hasta el colapso. El resultado de este procedimiento es la denominada curva de capacidad, un diagrama que representa la correlación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento experimentado en el nivel superior de la estructura. Durante el análisis, el modelo matemático se ajusta progresivamente para reflejar la degradación de la resistencia en los elementos estructurales a medida que estos alcanzan su límite de capacidad, mediante la aplicación de un incremento gradual de cargas horizontales hasta determinar la capacidad última del sistema (Bonett Diaz, 2003).

#### **2.2.12.1. Curva de capacidad**

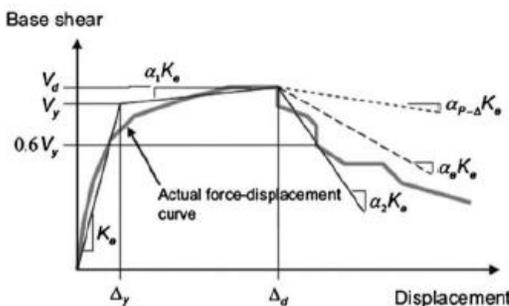
La curva de capacidad es una herramienta fundamental para caracterizar la respuesta estructural asociada al primer modo de vibración, siendo particularmente adecuada para

edificaciones con periodos inferiores a un segundo. En estructuras de mayor flexibilidad, donde los efectos de los modos superiores de vibración adquieren relevancia, el análisis debe considerar su influencia para obtener una representación más precisa del comportamiento dinámico. Este procedimiento se basa en la aplicación de patrones de carga que buscan reproducir las fuerzas inerciales generadas por la acción sísmica, incorporando en el modelo matemático las relaciones no lineales entre carga y deformación, lo que permite evaluar la evolución de la respuesta estructural hasta alcanzar su capacidad última (Bonett Diaz, 2003).

Estos esquemas están diseñados para modelar las fuerzas inerciales inducidas por un sismo dentro de un enfoque matemático que considera relaciones no lineales entre la carga y la deformación.

### Figura 19

*Curva de capacidad y su idealización*



*Nota. Adaptado de (ASCE SEI 41-17, 2017)*

#### 2.2.12.2. Representación bilineal de la curva de capacidad

Se utiliza como una aproximación simplificada para caracterizar el comportamiento inelástico de una estructura y facilitar la evaluación del espectro de demanda reducido, también denominado espectro inelástico. Esta representación requiere la identificación precisa de dos puntos clave: el punto de cedencia, que marca el inicio del comportamiento no lineal, y el punto

de agotamiento de la capacidad estructural, que define el límite máximo de resistencia antes del colapso. Este procedimiento permite estimar la capacidad de disipación de energía de la estructura y su respuesta ante sollicitaciones sísmicas, facilitando la correlación entre la demanda sísmica y la capacidad estructural dentro del marco de evaluación del desempeño sísmico (Bonett Diaz, 2003).

El procedimiento para la obtención de la curva de capacidad bilineal, conforme a lo establecido en (FEMA 273, 1997) se desarrolla siguiendo los pasos descritos a continuación:

Paso 1. Se determina el desplazamiento último  $D_u$  y el cortante basal correspondiente  $V_u$ , valores que representan la capacidad máxima de la estructura antes de la activación del mecanismo de colapso. Dichos parámetros definen el punto B en la Figura 20.

Paso 2. Se determina el área comprendida bajo la curva de capacidad real,  $A_{curva}$ , a través de un proceso de integración numérica, empleando métodos como la regla del trapecio.

Paso 3. Se determina el valor del cortante basal de cedencia  $V_y^i$ . Inicialmente, este parámetro se asigna de manera arbitraria y, posteriormente, se ajusta mediante un proceso iterativo hasta alcanzar la equivalencia entre el área bajo la curva de capacidad real,  $A_{curva}$ , y el área correspondiente a la curva bilineal idealizada,  $A_{bilineal}$ . El superíndice “i” denota la iteración dentro del procedimiento de ajuste.

Paso 4. Se establece la rigidez inicial  $K_e^i$  de la representación bilineal, definiéndola como la pendiente de la recta que conecta el origen del sistema de coordenadas (O) con el punto de la curva de capacidad real en el cual el cortante basal alcanza un valor equivalente a  $0.60V_y^i$ ,

conforme a lo ilustrado en la Figura 20. Para su determinación, se emplea el siguiente procedimiento:

A partir del análisis pushover, se identifica el desplazamiento  $D_{0.6}^i$  asociado a un cortante basal de  $0.60V_y^i$ .

La pendiente  $K_e^i$  representa la rigidez lateral efectiva de la estructura y se determina empleando la ecuación 6.

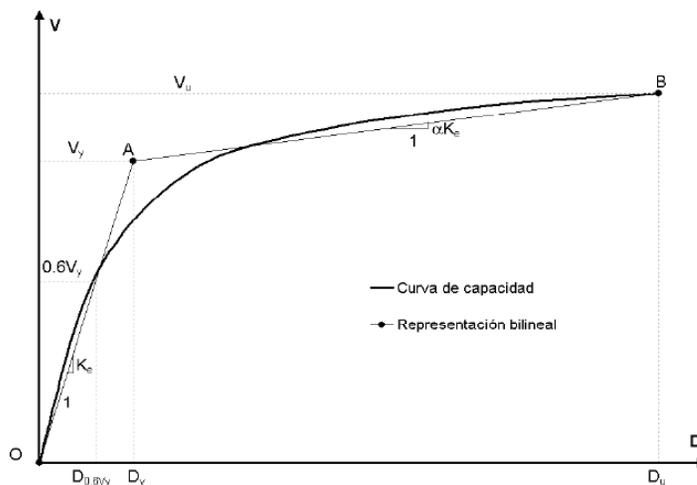
$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (6)$$

Paso 5. Se obtiene el desplazamiento de cedencia  $D_y$ , definido en el punto A de la Figura 20, el cual corresponde al cortante basal  $V_y^i$  y al desplazamiento  $D_y^i$ .

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (7)$$

**Figura 20**

*Representación bilineal de la curva de capacidad*



*Nota. Adaptado de (FEMA 273, 1997).*

Paso 6. Se construye la curva bilineal, la cual se define mediante los segmentos rectilíneos OA y AB, conforme a la representación en la Figura 20.

Paso 7. Se calcula el factor de reducción de rigidez ( $\alpha$ ), el cual cuantifica la pérdida de rigidez estructural posterior a la cedencia, empleando la ecuación 8.

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \quad (8)$$

Paso 8. Se determina el área bajo la curva bilineal idealizada OAB,  $A_{bilineal}$ .

Paso 9. Se evalúa el error  $\mathcal{E}$  en la representación bilineal, definido como la

diferencia entre las áreas  $A_{curva}$  y  $A_{bilineal}$ .

$$\mathcal{E} = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (9)$$

Si el error  $\mathcal{E}$  excede la tolerancia predefinida, se procede a una iteración adicional siguiendo los pasos descritos:

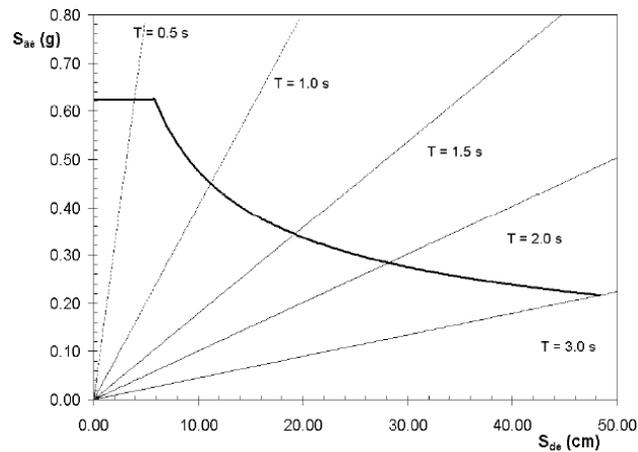
Se actualiza el valor del cortante basal de cedencia.

Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor de  $V_y^{i+1}$  hasta alcanzar la convergencia dentro del margen de tolerancia establecido.

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (10)$$

### ***2.2.13. Demanda Sísmica***

El espectro de demanda sísmica constituye una representación del desempeño estructural frente a excitaciones sísmicas y se fundamenta en el espectro de respuesta de diseño establecido para la zona de análisis, considerando un nivel determinado de amortiguamiento. Con el propósito de evaluar la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura, dicho espectro se reduce mediante la inclusión de un amortiguamiento efectivo adicional. La respuesta máxima de sistemas con un grado de libertad (1GLD) se representa a través de un espectro de respuesta, el cual caracteriza la demanda sísmica en función de la frecuencia fundamental del sistema. Tradicionalmente, la ingeniería sísmica ha empleado espectros de respuesta de aceleraciones para el análisis y diseño estructural basado en fuerzas; sin embargo, investigaciones recientes han evidenciado que los parámetros de mayor relevancia en el diseño estructural corresponden a los desplazamientos y deformaciones. En este sentido, se ha impulsado la utilización de espectros de respuesta expresados en función de la aceleración espectral ( $S_a$ ) y el desplazamiento espectral ( $S_d$ ), donde las ordenadas representan la aceleración espectral y las abscisas el desplazamiento espectral, con líneas radiales que indican períodos constantes ( $T_i$ ). La principal ventaja de este formato radica en la posibilidad de superponer la capacidad estructural y la demanda sísmica en un mismo diagrama, permitiendo así una evaluación gráfica directa del nivel de desempeño de la estructura (Bonett Diaz, 2003).

**Figura 21***Espectro elástico de respuesta en formato ADRS**Nota. Extraído de (ASCE SEI 41-17, 2017)***2.2.14. Cálculo del punto de desempeño**

El punto de desempeño corresponde a la intersección entre el espectro bilineal de capacidad y el espectro de demanda, constituyendo una representación de la respuesta esperada del sistema estructural ante la acción sísmica. Este punto permite determinar el desplazamiento máximo que la estructura experimentará ante un evento sísmico, proporcionando una medida clave para evaluar su comportamiento y capacidad de absorción de energía bajo condiciones dinámicas (Safina Melone, 2002).

El punto de desempeño constituye un criterio fundamental para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, permitiendo estimar el nivel de daño potencial y la necesidad de intervención para su rehabilitación. Además, proporciona una herramienta clave en el diseño de nuevas edificaciones, al posibilitar la predicción de su comportamiento frente a movimientos sísmicos de distinta intensidad, asegurando así un adecuado desempeño estructural conforme a los requerimientos normativos (Bonett Diaz, 2003).

### 2.2.14.1. Método N2

El método N2 es un procedimiento gráfico que permite evaluar la respuesta sísmica de una estructura mediante la intersección de la curva de capacidad bilineal, obtenida a partir del análisis pushover, y el espectro de demanda sísmica. Este enfoque se fundamenta en la transformación del sistema estructural en un modelo bidimensional equivalente de un solo grado de libertad (SDOF), capturando los modos principales de vibración en la fase elástica. La denominación "N2" hace referencia a la combinación de un análisis no lineal y la aplicación de dos fórmulas matemáticas, lo que permite una evaluación más precisa del comportamiento estructural ante eventos sísmicos (Fajfar, 2000).

Se plantea un análisis estático no lineal basado en la aplicación de cargas horizontales incrementales de manera monótona, simulando las fuerzas inerciales inducidas por la acción sísmica. La distribución de estas cargas sigue un patrón uniforme, proporcional a la masa de la estructura, sin depender de la variación en altura. Este enfoque es particularmente adecuado para edificaciones de albañilería con diafragmas flexibles, ya que representa con mayor precisión su comportamiento estructural. Los puntos de control deben seleccionarse en los niveles donde se registre el máximo desplazamiento y en los muros donde se prevea el inicio del colapso, permitiendo así una evaluación detallada de la respuesta estructural frente a cargas sísmicas (Lagomarsino & Cattari, 2015).

Esta recomendación enfatiza la relevancia de una selección precisa de los puntos de control en el análisis estructural de edificaciones de albañilería con diafragmas flexibles. Dado que las rigideces y la distribución de esfuerzos entre los muros de albañilería presentan una notable variabilidad, los resultados del análisis en este tipo de estructuras son altamente dependientes de la ubicación de dichos puntos de control. La curva de capacidad, la cual

caracteriza la relación entre la fuerza y el desplazamiento en un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF), se obtiene a partir del análisis no lineal. Su construcción se fundamenta en el uso de las fuerzas cortantes en la base de la edificación y los desplazamientos medidos en los puntos de control a lo largo de la dirección en que se aplican las cargas. Posteriormente, esta curva de capacidad se transforma en la representación de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF), lo que simplifica su análisis y facilita la evaluación de la respuesta estructural frente a cargas sísmicas (Noel Tapia M. , 2017).

El aspecto fundamental de la metodología N2 en este proceso de transformación radica en la suposición de que el modo de vibración modal “ $\Phi$ ” permanece invariable a lo largo de toda la respuesta estructural inducida por la excitación sísmica del terreno. Para este análisis, se han empleado las ecuaciones siguientes, formuladas con base en (Fajfar, 2000).

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad ( 11 )$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad ( 12 )$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad ( 13 )$$

En este contexto,  $D^*$  y  $F^*$  representan el desplazamiento y la fuerza equivalente en el sistema de un grado de libertad (SDOF). Por otro lado, el desplazamiento del punto de control y la cortante basal en el modelo de múltiples grados de libertad (MDOF) se denotan como  $D$  y  $V$ , respectivamente. El factor de participación modal se expresa mediante  $\Gamma$ , mientras que la masa

equivalente del sistema SDOF está determinada por  $m^*$ , en función del vector modal  $\phi$  correspondiente al nivel “i”, el cual se normaliza a 1 en relación con el desplazamiento máximo.

La curva de capacidad en el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) se obtiene dividiendo las fuerzas equivalentes obtenidas en el modelo SDOF por la masa equivalente  $m^*$ , lo que permite su representación en términos de aceleraciones y desplazamientos. Para obtener la respuesta inelástica a partir del espectro de demanda elástica, es necesario idealizar la curva de capacidad mediante un modelo bilineal elastoplástico que represente adecuadamente el comportamiento no lineal de la estructura.

El principio esencial para la formulación de la curva bilineal radica en garantizar la equivalencia en la demanda energética entre la curva de capacidad original y su representación idealizada, lo que se traduce en la igualdad de las áreas bajo ambas curvas. Adicionalmente, conforme a lo indicado en (FEMA 440, 2005), la porción elástica de la curva bilineal idealizada debe intersecar la curva de capacidad en el 60% de la fuerza de cedencia propuesta ( $F_y$ ).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad ( 14 )$$

Sin embargo, la determinación de la demanda sísmica debe realizarse conforme a la metodología establecida en la Norma Técnica Peruana de Edificación E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , 2020). Para efectuar una comparación adecuada entre la demanda sísmica y la capacidad estructural, es necesario transformar la curva de respuesta de aceleración a su representación en el formato ADRS.

La aplicación de esta conversión en sistemas de un grado de libertad (SDOF) puede efectuarse utilizando la ecuación 15 propuesta por (Fajfar, 2000). En este marco, la aceleración

espectral en estado elástico y el desplazamiento espectral se encuentran vinculados al período de vibración  $T$  y a un coeficiente de amortiguamiento viscoso constante, se denotan como  $S_{ae}$  y  $S_{de}$ , respectivamente.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (15)$$

Según el método N2, los espectros de demanda y capacidad deben representarse en un mismo gráfico con el propósito de determinar la demanda de desplazamiento  $S_d$  del sistema de un grado de libertad (SDOF). La Figura 22 ilustra dicho procedimiento.

En este análisis, el espectro de demanda elástica intercepta la región elástica de la curva bilineal en el periodo equivalente ( $T^*$ ), lo que permite definir la demanda de aceleración elástica ( $S_{ae}$ ) y la demanda de desplazamiento elástico ( $S_{de}$ ). Adicionalmente, la aceleración de fluencia ( $S_{ay}$ ) corresponde al límite elástico del sistema, representando simultáneamente la demanda y la capacidad de aceleración de una estructura con comportamiento inelástico (Noel Tapia M. , 2017).

Para la estimación del factor de reducción de la respuesta y la evaluación de las demandas de ductilidad, pueden emplearse las expresiones matemáticas establecidas en las ecuaciones 16 y 17.

En el primer caso, cuando el período elástico de la estructura es igual o superior al período característico del movimiento del suelo ( $T_c$ ), la demanda de ductilidad ( $\mu$ ) y el factor de reducción de la respuesta ( $R_u$ ) resultan equivalentes. Asimismo, en este escenario, la demanda de desplazamiento inelástica coincide con la demanda de desplazamiento elástica. Esta relación se encuentra expresada en las ecuaciones 18 y 19.

Por otra parte, cuando el período elástico del sistema estructural es menor que  $T_c$ , la exigencia de ductilidad debe determinarse aplicando las ecuaciones 20 y 21, las cuales permiten estimar la respuesta inelástica en función de las características dinámicas del sistema.

$$R_u = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \tag{16}$$

$$\mu = \frac{S_d}{D_y^*} \tag{17}$$

$$\mu = R_\mu \quad T^* \geq T_c \tag{18}$$

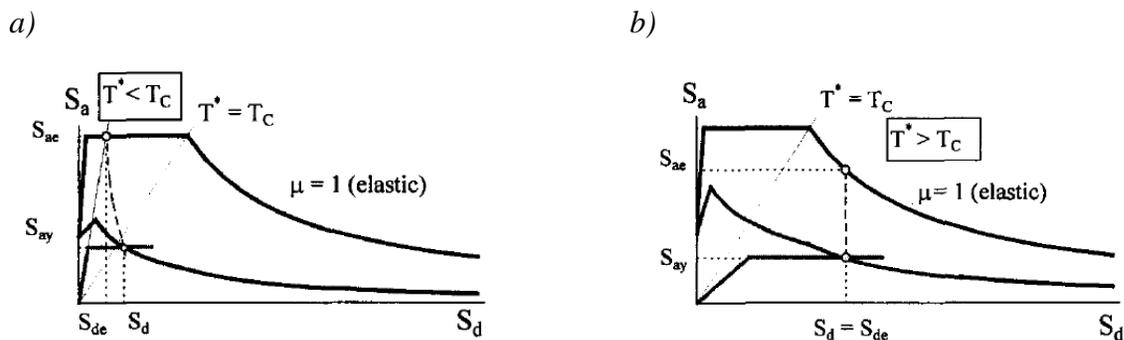
$$S_d = S_{de} \tag{19}$$

$$\mu = 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \quad T^* < T_c \tag{20}$$

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \tag{21}$$

**Figura 22**

Cálculo de la demanda de desplazamiento según método N2



Nota. (a) =  $T^* \geq T_c$  (b) =  $T^* < T_c$ . Adaptado de (Fajfar, 2000).

### 2.2.15. Evaluación de desempeño sísmico

Se plantea analizar el desempeño sísmico de una edificación en función del nivel de daño potencial que pueden experimentar los sistemas estructurales ante la acción de un evento sísmico. Este proceso clasifica los posibles daños en función de los resultados obtenidos a través del análisis de empuje, con el objetivo de establecer una correlación clara entre el nivel de daño observado y la magnitud del evento sísmico. De esta manera, se busca mejorar la comprensión de cómo los diferentes niveles de intensidad sísmica afectan a las estructuras, permitiendo así una evaluación más precisa de su desempeño frente a terremotos de distintas magnitudes (Lagomarsino & Penna, 2003).

En la Figura 24 se observa una representación gráfica de los distintos grados de daño aplicables a edificaciones de albañilería. (Lagomarsino & Penna, 2003) han establecido umbrales específicos para cada nivel de daño, los cuales se encuentran asociados a los desplazamientos espectrales de una curva de capacidad idealizada en forma bilineal, tal como se ilustra en la Tabla 8 y en la Figura 23.

**Tabla 8**

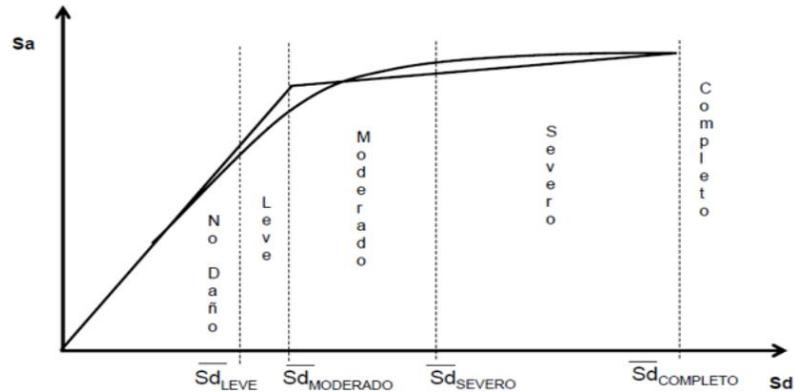
*Limites umbrales de daño*

Grado de Daño	Límite de Daño	Relación con el Diagrama de Capacidad
Leve	$S_{d1}$	$0.7S_{dy}$
Moderado	$S_{d2}$	$S_{dy}$
Severo	$S_{d3}$	$S_{dy} + 0.25(S_{dy} + S_{du})$
Completo	$S_{d4}$	$S_{du}$

*Nota. Adaptada de (Lagomarsino & Penna, 2003).*

**Figura 23**

Sectorización del diagrama de capacidad según niveles de daño



Nota. Adaptado (Lagomarsino & Penna, 2003).

**Figura 24**

Grados de daño

<p><b>Grado 1: Daños de despreciables a ligeros</b> (ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros)</p> <p>Figuras en muy pocos muros. Caída sólo de pequeños trozos de revestimiento. Caída de piedras sueltas de las partes altas de los edificios en muy pocos casos.</p>	
<p><b>Grado 2: Daños moderados</b> (daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados)</p> <p>Grietas en muchos muros. Caída de trozos bastante grandes de revestimiento. Colapso parcial de chimeneas.</p>	
<p><b>Grado 3: Daños de importantes a graves</b> (daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves)</p> <p>Grietas grandes y generalizadas en la mayoría de los muros. Se sueltan tejas del tejado. Rotura de chimeneas por la línea del tejado. Se dañan elementos individuales no-estructurales (tabiques, hastiales y tejados).</p>	
<p><b>Grado 4: Daños muy graves</b> (daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves)</p> <p>Se dañan seriamente los muros. Se dañan parcialmente los tejados y forjados.</p>	
<p><b>Grado 5: Destrucción</b> (daños estructurales muy graves)</p> <p>Colapso total o casi total.</p>	

Nota. Adaptado de Escala Macrosísmica Europea (CONSEIL DE L'EUROPE, 1998)

## CAPITULO 3. ESTADO ACTUAL DE LAS IGLESIAS Y EVALUACIÓN EXPERIMENTAL

### 3.1. Historia de la Iglesia Colonial Santa Catalina de Marcaconga

#### 3.1.1. Origen

El Templo de Santa Catalina de Marcaconga fue erigido en el contexto de la colonización española, en cumplimiento del mandato del Virrey Toledo, cuyo objetivo era reorganizar los asentamientos indígenas para facilitar la evangelización y la administración colonial. Así, Marcaconga fue establecido como un nuevo núcleo urbano con una traza de influencia virreinal, caracterizada por manzanas rectangulares y calles ortogonales, reservando espacios para la plaza principal y el complejo religioso donde se construyó el templo, el cual fungió no solo como centro de culto, sino también como un punto de convergencia social y cultural (Jabier Choque, 2021).

El templo fue consagrado a Santa Catalina de Alejandría, mártir del cristianismo, y su construcción se inició a finales del siglo XVI, finalizándose en 1597, como lo evidencia la inscripción en su portada de piedra. En su construcción se utilizaron materiales locales como cimientos de piedra y muros de adobe. (Ministerio de Cultura, 2019).

#### 3.1.2. Descripción

El Templo de Santa Catalina de Marcaconga ha sido objeto de múltiples intervenciones estructurales a lo largo de los siglos, producto de los daños sufridos por eventos sísmicos, el desgaste natural y la falta de mantenimiento.

Desde finales del siglo XVII, se documentan trabajos de restauración como la construcción de una cruz de piedra para el cementerio (1684-1687), la renovación del techo tras un colapso parcial (1695) y la edificación del arco triunfal y la restauración de la torre (1698).

No obstante, en 1740 se constató un deterioro severo en la estructura, lo que motivó nuevas reparaciones ordenadas por el Obispo Sarriocolea y Olea. Durante el siglo XVIII, se añadieron tres altares, así como diversas imágenes religiosas, entre las que destacan las de Santa Catalina y San Juan Bautista (Ministerio de Cultura, 2019).

El siglo XX estuvo marcado por un progresivo deterioro. En 1917 se reportaron daños en la estructura, particularmente en el techo, y en 1983 el colapso del techo agravó el estado del edificio. A pesar de trabajos de emergencia en 1998 y restauraciones parciales en los años 2000, el abandono y la falta de mantenimiento persistieron, comprometiendo la estabilidad estructural del conjunto. En 2017, estudios arquitectónicos identificaron fallas significativas como fisuras en los muros laterales, pérdida de elementos decorativos, inestabilidad en la cruz atrial, inclinación de muros por humedad, erosión en la barda perimetral y afectaciones severas en el campanario (Ministerio de Cultura, 2019).

### ***3.1.3 Relevancia Actual***

El Templo de Santa Catalina de Marcaconga, con 427 años de antigüedad, ha sido reconocido como Patrimonio Cultural de la Nación. Ante su avanzado estado de deterioro, la Dirección Desconcentrada de Cultura de Cusco (DDC) ejecutó un ambicioso proyecto de restauración con una inversión superior a 9,3 millones de soles, con el objetivo de recuperar su arquitectura original y garantizar su preservación.

Actualmente, el templo presenta una nave principal, sacristía, baptisterio y torre campanario, con una portada en piedra y elementos característicos del arte virreinal. En su interior destacan pinturas murales, esculturas policromadas y un altar mayor con tres retablos superpuestos, correspondientes a los siglos XVI, XVII y XVIII, con influencias renacentistas y neorrocó.

Los trabajos de restauración incluyeron investigaciones arqueológicas que revelaron la ocupación preincaica del sitio, con hallazgos de cerámica de las culturas Tiahuanaco, Huari, Inca, Colonial y Contemporánea, así como evidencia de prácticas rituales, tales como ofrendas de quema y osamentas de camélidos. Estos descubrimientos refuerzan la importancia histórica y simbólica del templo, consolidándolo como un testimonio arquitectónico y cultural que ha trascendido diversas épocas y civilizaciones (Ministerio de Cultura, 2019).

**Figura 25**

*Esculturas policromadas*



*Nota. Recuperado de la Página del Ministerio de Cultura, Cusco*

**Figura 26**

*Material cultural hallado, fragmentos de cerámica de las diferentes culturas*



*Nota. Recuperado de la Página del Ministerio de Cultura, Cusco*

## 3.2. Historia de la Iglesia Colonial Virgen de las Nieves de Sangarará

### 3.2.1. Origen

La iglesia colonial Virgen de las Nieves de Sangarará se erige en un contexto histórico marcado por la expansión del dominio español en el territorio andino. La construcción de iglesias en la región del Cusco inició en 1534 como parte del proceso de evangelización impuesto a las poblaciones indígenas, reemplazando sus centros ceremoniales prehispánicos (huacas). La iglesia de Sangarará habría sido edificada en el siglo XVII y mejorada en el XVIII, coincidiendo con los movimientos de resistencia indígena. Este templo fue escenario crucial en la Batalla de Sangarará de 1780, durante la insurrección liderada por Túpac Amaru II contra el régimen colonial. En este episodio, los realistas utilizaron el recinto como fortificación hasta su derrota, evento que consolidó su relevancia histórica. Algunos relatos indican que el templo fue incendiado tras la batalla, lo que resultó en la destrucción parcial de su estructura original.

### Figura 27

*Pintura al óleo en material de lona de algodón en recreación de la Batalla de Sangarará*



*Nota. Recuperado de la Página del Ministerio de Cultura, Cusco*

### 3.2.2. Descripción

El templo, construido con materiales tradicionales como piedra, adobe, madera y tejas de arcilla, presenta una planta en cruz latina con elementos arquitectónicos característicos del periodo colonial. Su portada principal evidencia un diseño renacentista con retablos en alto

relieve. La nave principal, de forma alargada y subdividida por un arco triunfal, conserva muros originales y pequeñas aberturas para iluminación natural. Elementos arquitectónicos como la torre campanario y la sacristía muestran modificaciones estructurales a lo largo del tiempo.

El deterioro de la edificación se atribuye a factores estructurales, ambientales y a intervenciones inadecuadas sin supervisión técnica. Se identificaron fisuras en muros, erosión de materiales y fallas en la estabilidad del terreno. Diversas restauraciones fueron realizadas desde 1998, incluyendo la consolidación de cimientos, restitución de muros colapsados y restauración de la pintura mural en el baptisterio. En 2007, se implementaron sistemas de drenaje para mitigar daños por filtraciones, asegurando la preservación del templo.

### ***3.2.3. Relevancia Actual***

La restauración integral del templo finalizó en 2014, con una inversión significativa destinada a la conservación de su estructura y elementos artísticos.

En la actualidad, la iglesia Virgen de las Nieves es reconocida como un hito en la historia de la independencia del Perú. Su relevancia arquitectónica y su papel en la Batalla de Sangarará están protegidos bajo normativas patrimoniales, destacándose su valor como testimonio material de la lucha por la emancipación en América Latina.

El templo es un referente histórico y cultural, reconocido por su papel en la independencia del Perú, como lo ratifica la Resolución Directoral N° 000030-2021-DGPC/MC. Actualmente, se promueve su conservación como sitio de memoria y espacio de culto activo, reforzando su trascendencia en el patrimonio arquitectónico nacional.

**Figura 28**

*Restauración de lienzo - pintura de caballete “El lavado de los Pies” del siglo XVII*



*Nota. Recuperado de la Página del Ministerio de Cultura.*

**3.3. Verificación de la Geometría Actual de las Iglesias Andinas Coloniales**

**3.3.1. Arquitectura**

**3.3.1.1. Arquitectura de la Iglesia Colonial Santa Catalina de Marcaconga**

La Iglesia Colonial Santa Catalina de Marcaconga es un claro exponente de la arquitectura religiosa andina desarrollada durante el período virreinal. Presenta una planta de cruz latina, típica de las iglesias coloniales, con una sola nave de proporciones alargadas. Su construcción combina materiales tradicionales como piedra, adobe y madera, con muros robustos que presentan contrafuertes laterales para garantizar la estabilidad estructural.

La fachada principal es de estilo renacentista con elementos barrocos, destacando una portada en arco de medio punto. La cubierta, a dos aguas, está conformada por estructuras de par y nudillo en madera y tejas de arcilla.

El interior de la iglesia presenta la nave principal con un arco triunfal que da acceso al presbiterio. Su altar mayor es de estilo barroco, ricamente ornamentado con pan de oro, tallas en madera y relieves policromados. La torre campanario, integrada a la estructura del templo, se

levanta sobre una base maciza de piedra y adobe, con vanos en su parte superior para albergar las campanas.

### **3.3.1.2. Arquitectura de la Iglesia Colonial Virgen de las Nieves de Sangarará**

La Iglesia Colonial Virgen de las Nieves de Sangarará se enmarca dentro del modelo de iglesia colonial andina de planta de cruz latina, aunque con la pérdida parcial de uno de los brazos en el sector del Evangelio. Su estructura está conformada por muros de adobe y piedra, reforzados con contrafuertes laterales para mitigar el impacto de los movimientos sísmicos.

La fachada, de marcada influencia renacentista, presenta un diseño simétrico con un retablo de alto relieve y una portada en arco de medio punto. La nave principal se encuentra subdividida por un arco triunfal, con una cubierta a dos aguas sostenida por tirantes de madera y tejas cóncavas.

El interior alberga un altar mayor decorado con pan de oro, molduras en yeso y pinturas murales que han sido restauradas a lo largo del tiempo. Cuenta con un baptisterio con una bóveda armada en carrizo y yeso, mientras que la capilla lateral del Evangelio mantiene su estructura original, aunque con signos de deterioro.

La torre campanario, inicialmente construida de forma independiente, fue posteriormente adosada al templo, integrándose a la volumetría del conjunto. La sacristía, que cumplía una función estructural adicional como contrafuerte del arco triunfal, sufrió colapsos parciales que afectaron la estabilidad del conjunto arquitectónico.

### **3.3.2. Levantamiento Geométrico de las Iglesias en Estudio**

#### **3.3.2.1. Metodología**

Para la caracterización geométrica del templo, se llevó a cabo un levantamiento de datos empleando equipos topográficos de alta precisión. Posteriormente, se realizó el procesamiento y análisis en gabinete para la determinación de su configuración geométrica.

El levantamiento permitió la generación de documentación gráfica detallada del templo. Los equipos y herramientas utilizados incluyeron una estación total con una precisión de  $\pm 2$  mm para la obtención de las coordenadas de los puntos. La información obtenida fue procesada mediante el software AutoCAD, lo que posibilitó la elaboración del modelo tridimensional de la edificación, así como la obtención de los planos y perspectivas correspondientes.

#### **3.3.2.2. Análisis de datos**

Previo a la generación del modelo, es necesario importar los datos al ordenador para su procesamiento. Para ello, se emplea el software AutoCAD, que permite la exportación y almacenamiento de la información en un entorno CAD.

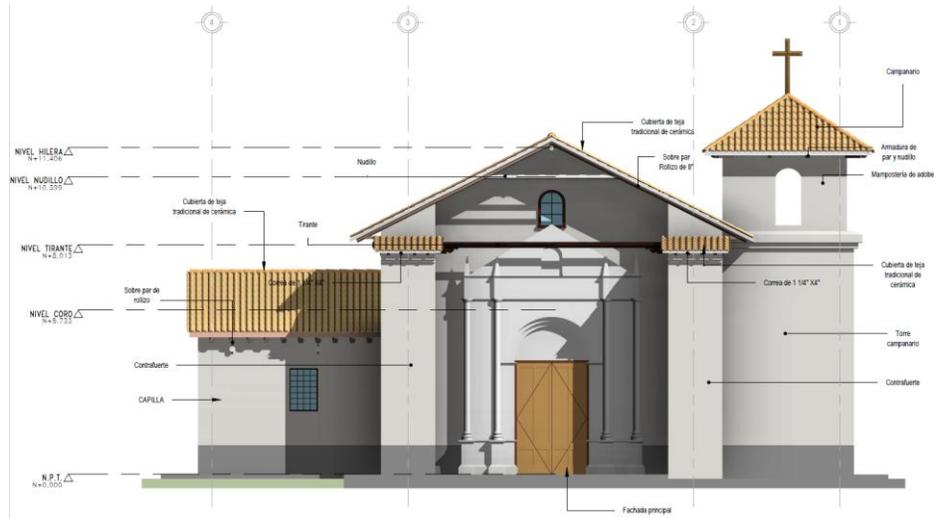
Una vez completada esta etapa, los datos son transferidos al programa de modelado. A partir de esta, se desarrolla el proceso de refinamiento y ajuste hasta la generación del modelo en tres dimensiones (3D).

#### **3.3.2.3. Determinación de la Geometría de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga**

A continuación, se presenta un conjunto de planos que incluyen diversas proyecciones y perspectivas, proporcionando una representación detallada de la geometría y configuración espacial de la estructura.

**Figura 29**

*Fachada Principal de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

**Figura 30**

*Fachada Posterior de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga*

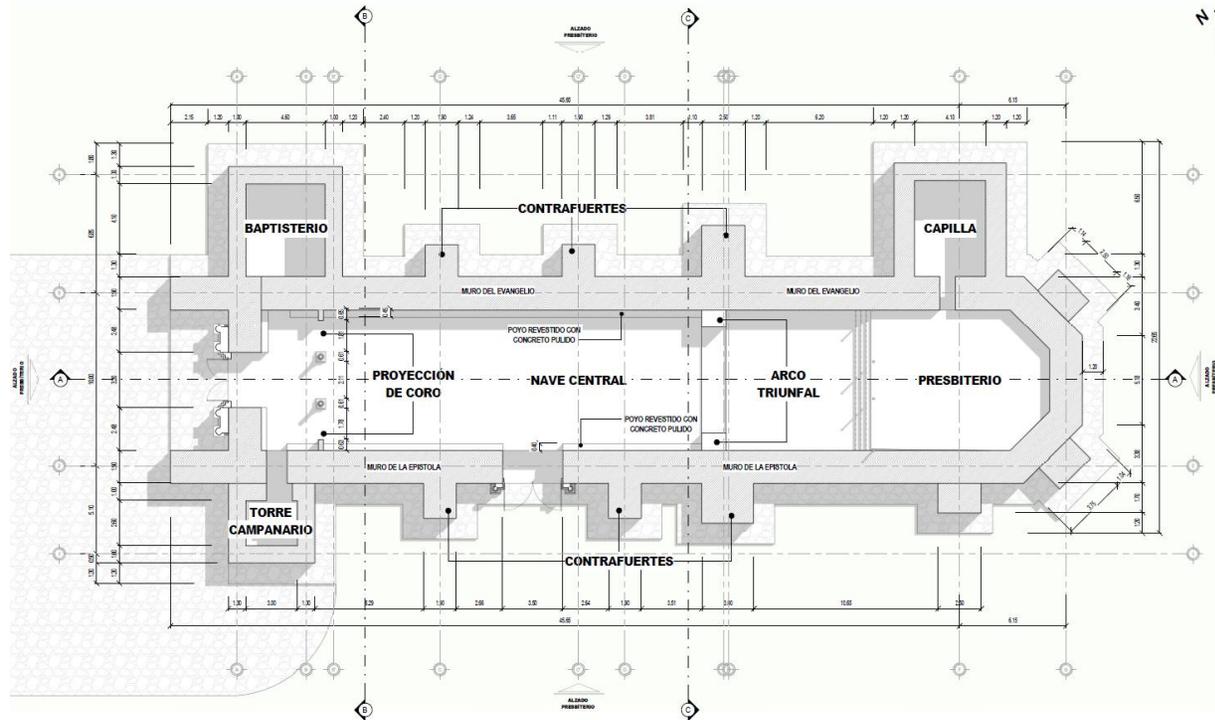


*Nota. Elaboración Propia*



**Figura 33**

*Vista en Planta de la Iglesia Santa Catalina de Maracaonga*



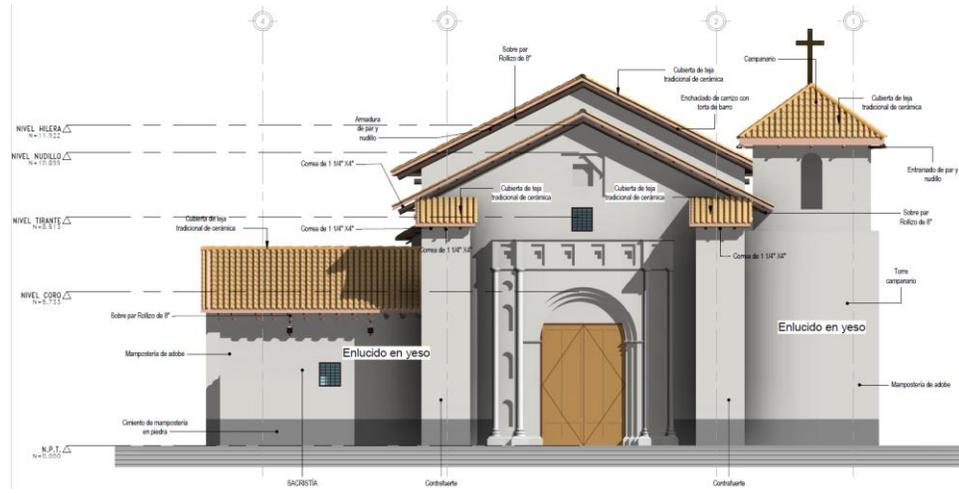
*Nota. Elaboración Propia*

### 3.3.2.4. Determinación de la Geometría de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará

A continuación, se exhibe un conjunto de planos que ilustran diversas proyecciones y perspectivas, permitiendo una representación integral de la estructura.

**Figura 34**

*Fachada Principal de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración propia*

**Figura 35**

*Fachada Posterior de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración propia*

**Figura 36**

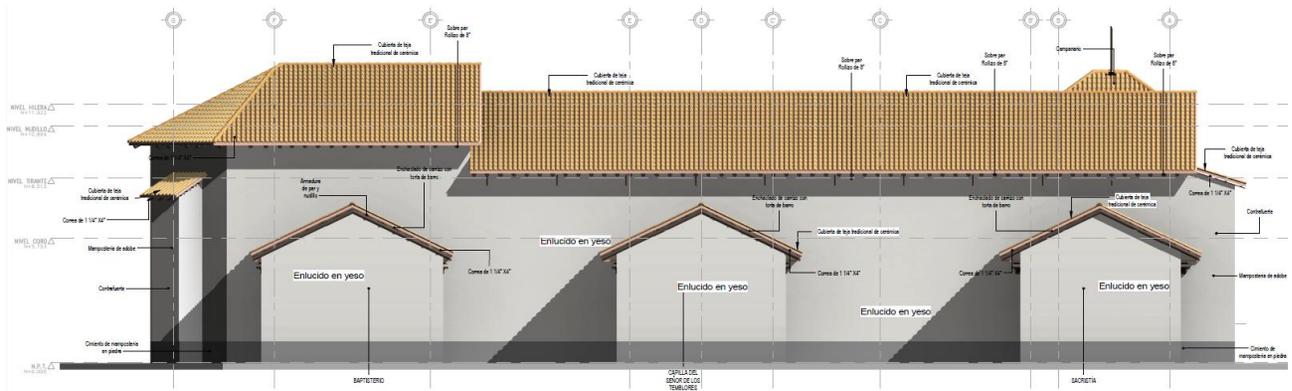
*Elevación lateral derecho (Muro de la Epístola) la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración propia*

**Figura 37**

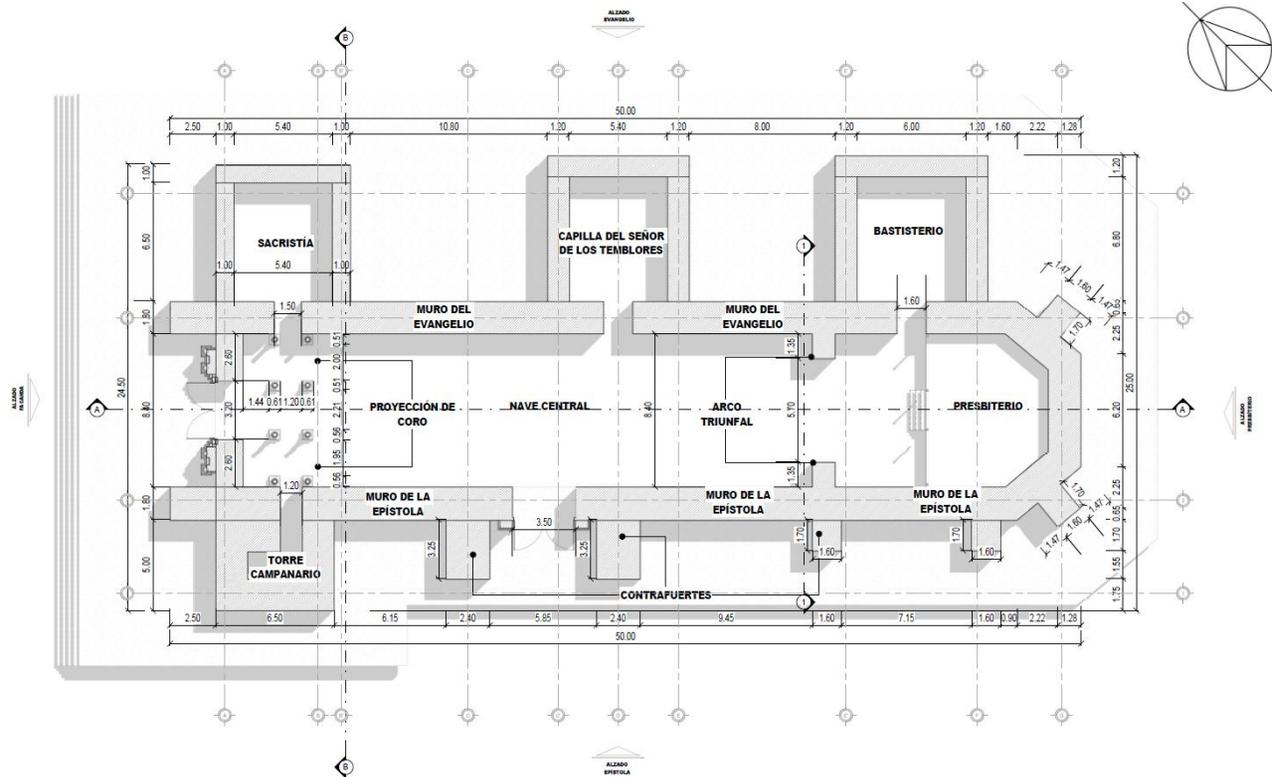
*Elevación lateral izquierdo (Muro del Evangelio) la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración propia*

**Figura 38**

*Vista en Planta de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangará*



*Nota. Elaboración propia*

### 3.4. Materiales de Construcción de las Iglesias Andinas Coloniales

#### 3.4.1. Albañilería de Adobe

Estos adobes están unidos mediante un mortero de tierra variable cuyo espesor oscila entre 10 y 20 mm, y sus medidas aproximadas son 0.60 x 0.30 x 0.15 m.

El asentado y construcción de los muros de adobe en las iglesias coloniales en Cusco eran similares, los adobes están colocados en un patrón de traba inglesa, con hiladas alternas de adobes de cabeza y de sogá. Esta técnica se utilizó para toda la anchura y longitud de las paredes.

**Figura 39**

*Albañilería de adobe en las iglesias coloniales*



*Se muestra los muros del evangelio y torres campanario de las iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves de Sangarará. Nota. Elaboración Propia.*

**3.4.2. Albañilería de Piedra Tipo Colonial**

La portada principal y el arco triunfal de ambas iglesias coloniales son ejemplos de esta forma de albañilería, que data del siglo XVI. Se construyeron de roca travertino de entre 10 y 100 cm, dispuestas de forma algo regular y unidas con mortero de cal.

**Figura 40**

*Albañilería de piedra colonial en las iglesias en estudio*



*Portada principal de la iglesia Santa Catalina y Virgen de las Nieves de albañilería de piedra colonial. Nota. Elaboración propia, 2024.*

### 3.4.3. Albañilería de Piedra Irregular

Por su textura y forma, la albañilería que se encuentran bajo los muros de las iglesias coloniales no procede de muros incas ni han sido talladas, sino que fueron recogidas de los alrededores y unidas con mortero de cal de grosor variable, que en algunos lugares es insignificante. Actúan como cimientos, sobrecimientos y nivelan el terreno.

#### Figura 41

*Albañilería de piedra irregular en las iglesias coloniales*



*Nota. Se muestran los sobrecimientos de albañilería de piedra irregular en las iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves, respectivamente. Fuente. Elaboración propia, 2024.*

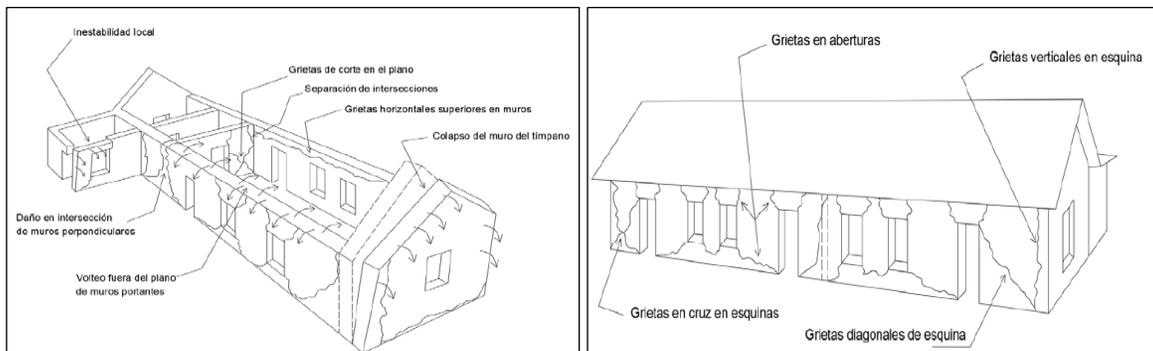
### 3.5. Comportamiento de Iglesias Coloniales

Las iglesias andinas coloniales construidas en adobe presentan vulnerabilidad sísmica debido a las limitaciones mecánicas inherentes a este material, caracterizado por su baja resistencia a esfuerzos de tracción y su escasa capacidad para resistir cargas laterales. A pesar de sus ventajas constructivas, como el aislamiento térmico y la disponibilidad de materia prima, las edificaciones de adobe son propensas a colapsos súbitos durante eventos sísmicos, poniendo en riesgo tanto la integridad estructural como la seguridad de sus ocupantes (Noel Tapia M. F., 2021).

Diversos estudios han analizado el comportamiento sísmico de iglesias andinas coloniales, evidenciando mecanismos de falla recurrentes, como el colapso de fachadas, la inestabilidad de muros laterales por falta de arriostramiento y la apertura de grietas en intersecciones de muros y vanos. Ejemplos de estos colapsos han sido documentados en iglesias como San Juan Bautista de Huaró, la Virgen de la Asunción de Sacsamarca, San Pedro de Andahuaylillas y Kuñotambo, donde se ha observado predominantemente el volteo fuera del plano de los muros, debido a la insuficiente conexión entre muros ortogonales y la ausencia de un diafragma rígido que permita un comportamiento estructural tipo caja (Noel Tapia M. F., 2021).

**Figura 42**

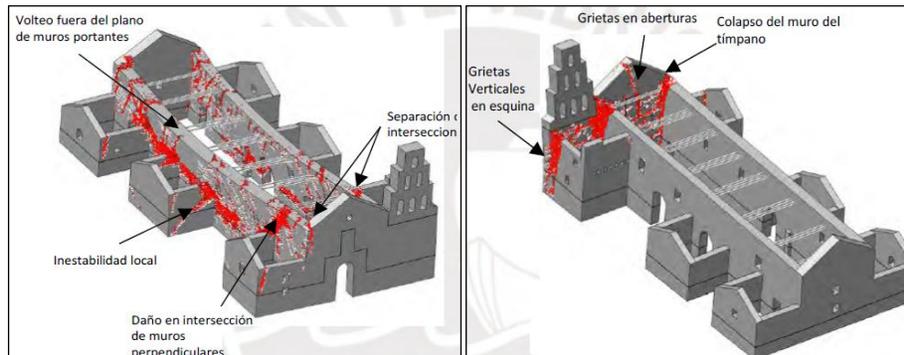
*Patrones de fallo característicos identificados en edificaciones históricas de adobe*



*Nota. Adaptado de (Tolles et al., 2002).*

**Figura 43**

*Patrones de fallo característicos identificados en una iglesia colonial típica del Cusco*



*Fallas de la iglesia San Juan Bautista de Huaro. Nota. Adaptado de (Noel Tapia M. F., 2021).*

### 3.6. Diseño de los Ensayos Experimentales

En la presente investigación se realizaron ensayos experimentales con el fin de determinar las propiedades físico mecánicas de la albañilería de adobe de las iglesias y así representar un modelo numérico que se asemeje más a la realidad. Los ensayos realizados para determinar las propiedades físicas de la unidad de adobe y mortero son el análisis granulométrico y la determinación de los límites de Atterberg, la compresión simple de unidades de adobe en forma de cubos según la recomendación de la norma E.080 y para las propiedades mecánicas de la albañilería de adobe son el ensayo a compresión axial de pilas de adobe y la compresión diagonal o tracción indirecta en muretes de adobe.

#### 3.6.1. Extracción de Muestras de Adobe y Mortero

Se extrajeron un total de dos muestras de adobe y dos de mortero. Una de estas fue extraída de un muro de la casa cural que se encuentra adyacente a la iglesia Santa Catalina, la cual fue construida en simultáneo con la nave principal. De igual modo, se obtuvo una muestra desde el patio interior del templo Virgen de las Nieves, la cual corresponde a excedentes generados durante procesos de restauración de la iglesia.

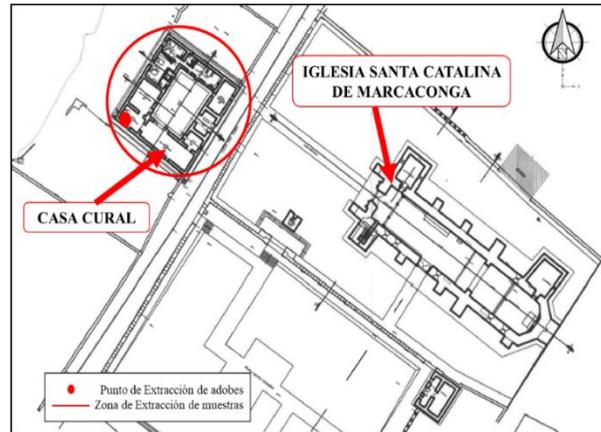
Posterior a la toma de muestras, se procedió el traslado con destino al Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, para su correspondiente evaluación experimental.

Es importante precisar que la extracción directa de materiales desde los elementos estructurales se encuentra prohibida, debido a que ambas edificaciones han sido declaradas patrimonio cultural de la Nación. No obstante, se obtuvo la autorización correspondiente por parte del párroco responsable, lo que permitió la recopilación de las muestras sin comprometer la integridad física del bien patrimonial.

Con el fin de elaborar especímenes de albañilería representativos, la tierra empleada en la elaboración de las unidades de adobe fue extraída desde una cantera próxima a ambas comunidades. Según testimonios de los pobladores de la zona y de trabajadores que participaron en los procesos de restauración, esta fuente de material es la utilizada originalmente para la elaboración de los adobes y mortero de las iglesias en su construcción original y sus restauraciones.

**Figura 44**

*Ubicación del punto de muestreo de adobe correspondiente a la iglesia Santa Catalina*



*Nota. Lugar de muestreo de adobes correspondiente a la casa cural asociada a la iglesia Santa Catalina. Adaptado del Plano de Planta General de la iglesia Santa Catalina, DDC.*

**Figura 45**

*Extracción de las muestras de adobe de la casa cural*



a)

b)

*Nota. a) Punto de extracción de adobe, b) Adobes extraídos, Fuente: Elaboración propia*

**Figura 46**

*Ubicación del punto de muestreo de adobe correspondiente a la iglesia Virgen de las Nieves*



*Nota. Lugar de muestreo de adobes correspondiente al patio interior de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará. Google Earth.*

**Figura 47**

*Recolección de muestras de adobe del patio interior de la iglesia Virgen de las Nieves*



*Nota. a) material excedente producto de restauración, b) adobes extraídos, Fuente: Elaboración propia.*

### Figura 48

*Recolección de muestras en cantera*



*Nota: Extracción de tierra de cantera para elaboración de especímenes de albañilería.*

La elaboración de los especímenes fue llevada a cabo con la colaboración de dos maestros especializados en la construcción con albañilería de adobe.

### 3.7. Propiedades Índices del Adobe y Mortero de las Iglesias

En el presente estudio se llevó a cabo la caracterización granulométrica de las muestras de adobe y mortero extraídas de las iglesias de Marcaconga y Sangarará, así como la determinación de sus respectivos límites de Atterberg.

#### 3.7.1. Granulometría del Adobe

Además de los aportes realizados por diversos investigadores nacionales especializados en construcción con tierra, como Blondet, San Bartolomé y Vargas, la Norma de Diseño y Construcción con Tierra Reforzada (E.080) establece que los adobes deben elaborarse con un contenido aproximado de arcilla entre 10 % y 20 %, limo entre 15 % y 25 %, y arena entre 55 % y 75 %, sin considerar la fracción de grava. En este sentido, el tamaño máximo de partícula no debe exceder los 3/8” de diámetro.

Sin embargo, al tratarse de edificaciones construidas durante la época colonial, como es el caso de las iglesias objeto de estudio, estas no cumplen con los parámetros establecidos por las recomendaciones actuales, dado que fueron edificadas siguiendo técnicas empíricas tradicionales, previas a cualquier normativa técnica moderna.

Para la ejecución del ensayo de granulometría, se empleó como guía el Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil (Bowles, 1981), complementado con la aplicación de la Norma Técnica Peruana NTP 339.128 (revisada en 2019). Asimismo, se hizo uso de la especificación técnica MTC E.107, basada en los procedimientos normalizados de la ASTM D422 y la AASHTO T88, a fin de garantizar la confiabilidad del diseño y ejecución del ensayo.

**Figura 49**

*Ensayo granulométrico de las muestras de adobe*



*Nota. Elaboración propia.*

Los procedimientos empleados y las representaciones gráficas correspondientes a los ensayos de granulometría realizados en las muestras de adobe se encuentran detallados en los anexos. La síntesis de dichos resultados se encuentra en la Tabla 9.

**Tabla 9***Resumen de la granulometría de las muestras de adobe*

N° de muestra	Tamaño máx.	% de grava	% de arena	% de finos
Adobe A-01	1/2"	3.87%	49.16%	46.97%
Adobe A-02	1/2"	3.74%	54.97%	41.29%

*Nota. Elaboración Propia***3.7.2. Granulometría del Mortero**

Siguiendo un procedimiento similar al utilizado para la determinación de la distribución granulométrica del adobe, se llevó a cabo el análisis granulométrico del mortero. La metodología aplicada, junto con los diagramas obtenidos, se encuentra detallada en los anexos.

**Figura 50***Ensayo de granulometría de las muestras de mortero**Nota. Elaboración propia.*

El resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 10.

**Tabla 10***Resumen de granulometría de las muestras de mortero*

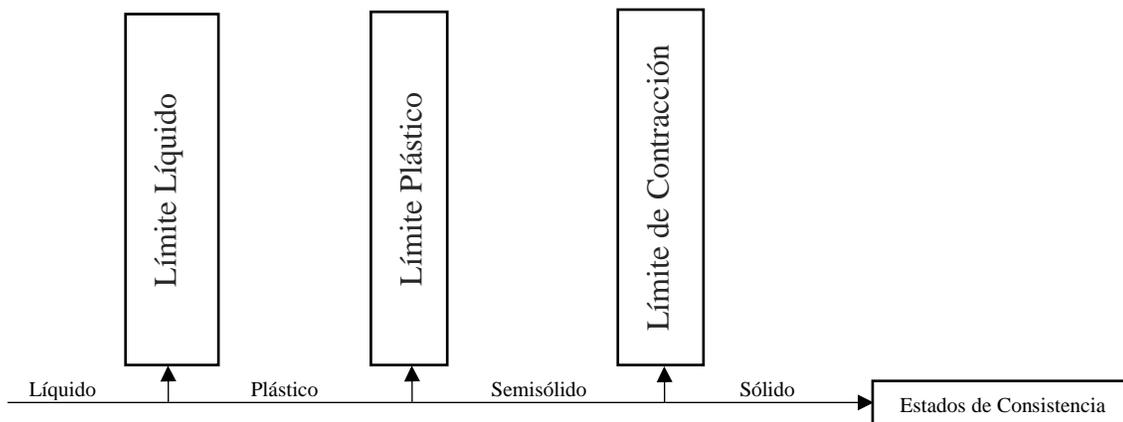
N° de muestra	Tamaño máx.	% de grava	% de arena	% de finos
Mortero M-01	1/2"	2.15%	25.17%	72.68%
Mortero M-02	1/2"	3.08%	32.13%	64.79%

3.7.3. Límites de Atterberg del Adobe

El límite plástico se define como el contenido de agua correspondiente a la transición del estado semisólido al estado plástico, mientras que el límite líquido representa el contenido de humedad en el cual el material pasa del estado plástico al estado líquido (Auccapuma Quispe, 2021). La determinación de estos parámetros en el adobe y el mortero se realizaron con la guía de la NTP 339.129 y tienen como propósito identificar la fracción predominante del material que pasa la malla N° 200, diferenciando entre limo y arcilla.

**Figura 51**

*Límites de Atterberg*



*Nota. Adaptado de página web El Ingeniero Civil 2024.*

Los procedimientos empleados y los gráficos resultantes se presentan en los anexos.

Asimismo, la síntesis de los resultados obtenidos se expone en la Tabla 11.

**Tabla 11**

*Resumen de límite de Atterberg en el adobe.*

Muestra	Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad	Clasificación SUCS
Adobe A-01	32.50%	23.99%	8.51%	ML-OL
Adobe A-02	30.44%	21.69%	8.75%	CL-OL

### 3.7.4. Límites de Atterberg del mortero

Con base en los cálculos realizados para la determinación de los límites líquido y plástico en el adobe, se aplicó el mismo procedimiento para el mortero. La metodología empleada, junto con los gráficos correspondientes, se detalla en los Anexos, mientras que un resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 12.

**Tabla 12**

*Resumen del límite de Atterberg del mortero*

Muestra	Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad	Clasificación SUCS
Mortero M-01	31.46%	21.14%	10.32%	CL-OL
Mortero M-02	30.79%	22.03%	8.76%	CL-OL

### 3.7.5. Resistencia a la Compresión Simple del Adobe

Este ensayo fue realizado conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Técnica Peruana E.080, actualmente vigente. Para la ejecución de dicho procedimiento, se requiere la elaboración de probetas con geometría cúbica de aristas de 0.10 metros.

Tras la extracción de las dos unidades de adobe de las inmediaciones de las iglesias se procedió a su transporte al laboratorio, asegurando su integridad durante el traslado.

Los valores de peso unitario de las muestras extraídas se encuentran en la Tabla 13.

**Tabla 13**

*Resumen de los pesos unitarios de los adobes*

Espécimen	Largo (cm)	Ancho (cm)	Altura (cm)	Peso (kg)	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	Peso Unitario Promedio (kg/m <sup>3</sup> )
Adobe A-01	59.04	29.50	15.90	45.80	27692.71	1653.86	<b>1675.51</b>
Adobe A-02	56.90	27.50	15.10	40.10	23627.73	1697.16	

Posteriormente, se procedió al tallado de los especímenes mediante el uso de una amoladora. Asimismo, se ejecutó el capping de las caras de carga, a fin de garantizar un contacto pleno y homogéneo entre las superficies de las probetas y las platinas de la máquina de ensayo a compresión.

Los valores correspondientes al peso unitario de los especímenes ensayados se encuentran en las Tablas 14 y 15.

**Tabla 14**

*Resumen de pesos unitarios de muestras del Adobe A-01*

<b>Espécimen</b>	<b>Largo (cm)</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>	<b>Peso (g)</b>	<b>Volumen (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso Unitario (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso Unitario Promedio (kg/m<sup>3</sup>)</b>
A1-01	10.40	10.10	10.40	1758.38	1092.42	1609.62	
A1-02	10.80	10.40	10.90	2098.38	1224.29	1713.96	<b>1640.13</b>
A1-03	10.40	10.30	10.80	1847.34	1156.90	1596.81	

**Tabla 15**

*Resumen de pesos unitarios de muestras del adobe A-02*

<b>Espécimen</b>	<b>Largo (cm)</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>	<b>Peso (g)</b>	<b>Volumen (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso Unitario (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso Unitario Promedio (kg/m<sup>3</sup>)</b>
A2-01	10.50	10.30	10.60	1936.51	1146.39	1689.22	
A2-02	10.10	10.20	10.40	1763.23	1071.41	1645.71	<b>1670.92</b>
A2-03	10.60	10.50	10.90	2035.47	1213.17	1677.81	

Posteriormente, se llevaron a cabo ensayos de compresión simple empleando la Máquina Universal de Compresión en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la FIC. En las Figuras 52 y 53 se presenta la ejecución del ensayo de compresión simple.

**Figura 52**

*Ensayo de compresión simple de muestras de adobe*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 53**

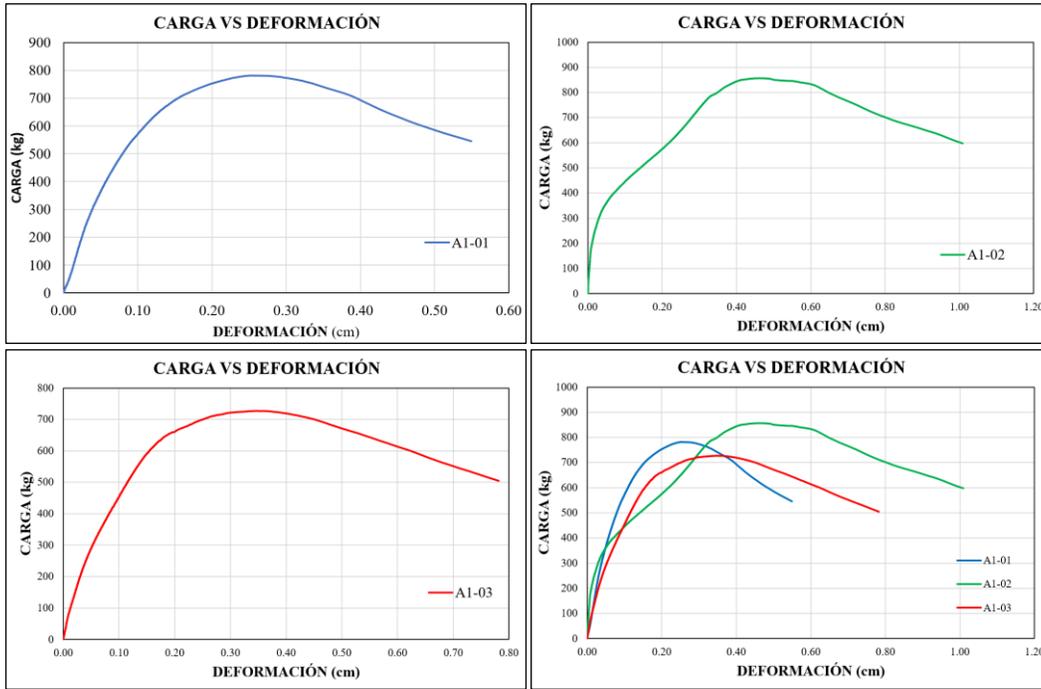
*Resultados del ensayo de compresión simple de los cubos de adobe*



*Nota. Se presentan las fallas en los seis especímenes tras la realización del ensayo. Fuente. Elaboración Propia.*

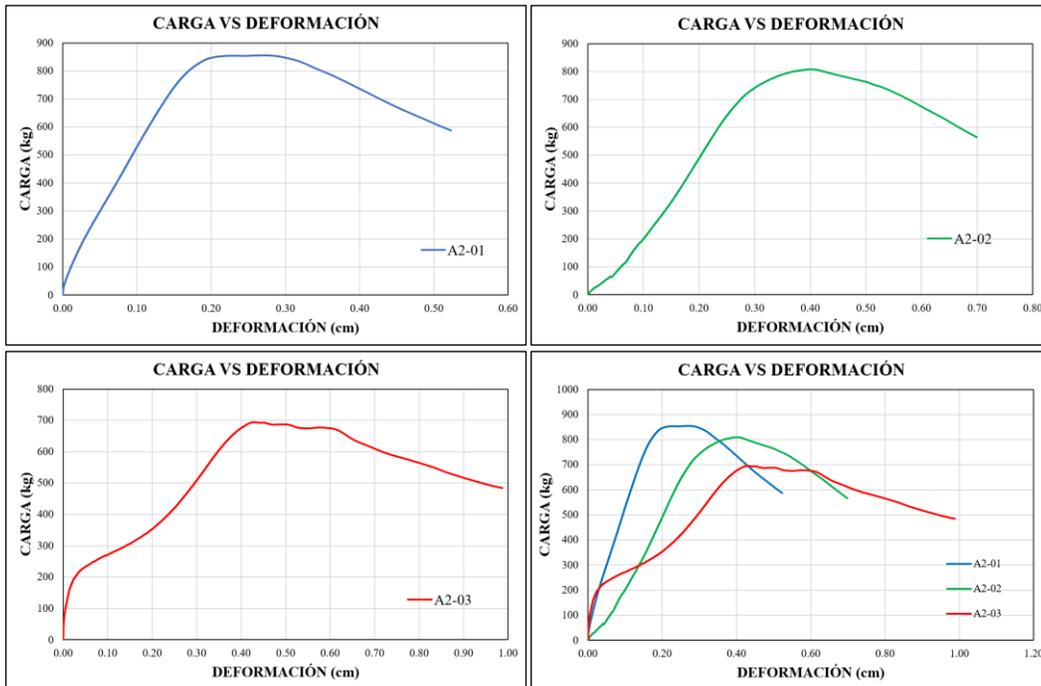
**Figura 54**

*Diagramas de carga vs deformación de los cubos del adobe A1*



**Figura 55**

*Diagramas de carga vs deformación de los cubos del adobe A2*



La resistencia última promedio a la compresión obtenida en laboratorio fue de 7.31 kg/cm<sup>2</sup>. Según lo establecido en la Norma Técnica Peruana vigente, la resistencia última mínima de diseño para la construcción de nuevas edificaciones de adobe debe ser de 10.2 kg/cm<sup>2</sup>. Esta diferencia evidencia un nivel significativo de deterioro en la albañilería analizada.

No obstante, es importante precisar que el valor normativo de 10.2 kg/cm<sup>2</sup> está destinado exclusivamente al diseño de edificaciones nuevas, por lo que no puede exigirse a edificaciones de carácter histórico o patrimonial, construidas sin normativa técnica vigente.

Los resultados de compresión simple en cubos de adobe se detallan en las Tablas 16 y 17

**Tabla 16**

*Resumen del ensayo de compresión simple de los cubos del adobe 01*

Espécimen	Largo (cm)	Ancho (cm)	Altura (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Carga en el punto máximo de carga (kg)	Esfuerzo Último (kg/cm <sup>2</sup> )	Promedio Esfuerzo Último (kg/cm <sup>2</sup> )
A1-01	10.40	10.10	10.40	105.04	781.54	7.44	<b>7.29</b>
A1-02	10.80	10.40	10.90	112.32	857.29	7.63	
A1-03	10.40	10.30	10.80	107.12	727.11	6.79	

**Tabla 17**

*Resumen del ensayo de compresión simple de los cubos del adobe 02*

Espécimen	Largo (cm)	Ancho (cm)	Altura (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Carga en el punto máximo de carga (kg)	Esfuerzo Último (kg/cm <sup>2</sup> )	Promedio Esfuerzo Último (kg/cm <sup>2</sup> )
A2-01	10.50	10.30	10.60	108.15	855.02	7.91	<b>7.33</b>
A2-02	10.10	10.20	10.40	103.02	808.75	7.85	
A2-03	10.60	10.50	10.90	111.30	694.45	6.24	

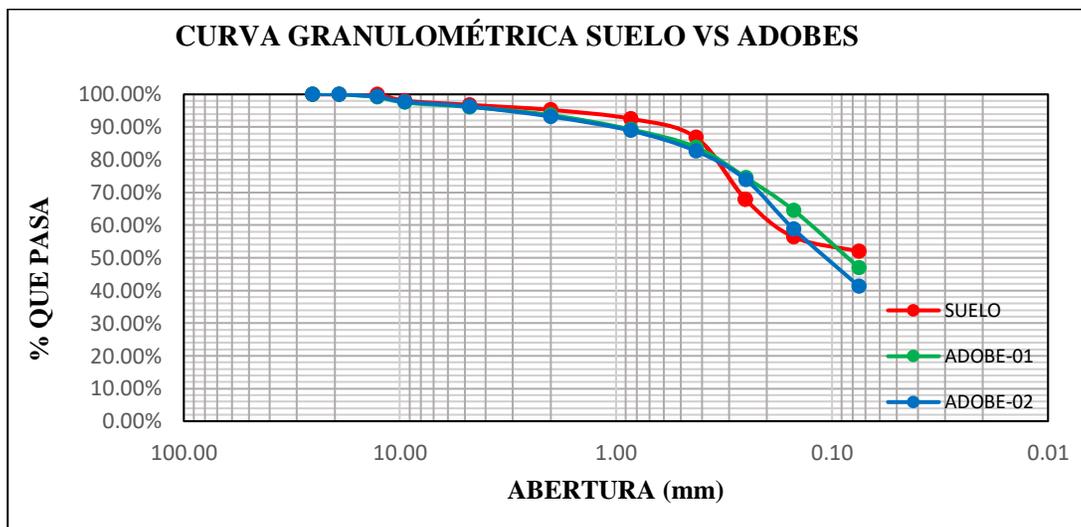
### 3.8. Propiedades Mecánicas de la Albañilería de Adobe

Dado que no fue factible obtener muestras directas de la albañilería de adobe de las iglesias evaluadas, se optó por la elaboración de adobes de 12.5 x 25 x 9 cm, con las cuales se construyeron pilas y muretes que reproducen las propiedades mecánicas características de las edificaciones en estudio.

Los adobes fueron elaborados utilizando suelo proveniente de la misma zona, asegurando una granulometría similar a los presentes en los adobes previamente analizados (Figura 56).

**Figura 56**

*Curvas granulométricas de los adobes y el suelo para elaborar adobes*



*Nota: Se evidencia que la curva de distribución granulométrica del suelo empleado en la fabricación de los adobes presenta una similitud significativa con la correspondiente a los adobes existentes.*

Transcurrido el período de secado de 28 días establecido por la Norma E.080, se procedió a la construcción de pilas y muretes con el propósito de evaluar las propiedades mecánicas de la albañilería de adobe. A continuación, se detallan los ensayos realizados, los cuales comprenden:

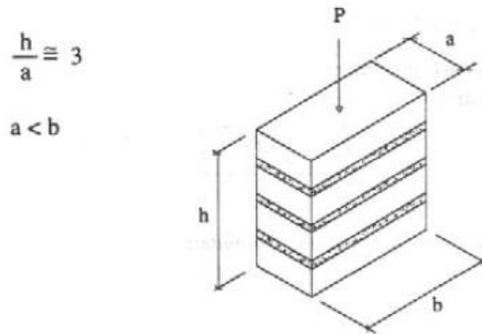
ensayo de compresión axial en muretes de adobe (Pilas) y ensayo de compresión diagonal en muretes de adobe.

### 3.8.1. Resistencia a la Compresión en Pilas de Adobe

Conforme a lo estipulado en la Norma E.080 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020), la elaboración de pilas de adobe debe considerar una altura equivalente a, aproximadamente, tres veces la menor dimensión de la base, tal como se ilustra en la Figura 57.

**Figura 57**

*Diagrama representativo del ensayo de compresión simple aplicado a las pilas de adobe*



*Nota. Extraído de "Diseño y construcción con tierra reforzada" (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020)*

Se fabricaron seis pilas de adobe de 12.50 x 25.50 x 42.00 cm, cada una conformada por cuatro unidades de adobe y con un espesor de junta de mortero de 2.00 cm. Los cálculos relativos al peso específico de cada una de las pilas se detallan en la Tabla 18.

**Tabla 18***Peso específico de las pilas de adobe*

<b>Espécimen</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Longitud (cm)</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>	<b>Volumen (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso Específico (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso Específico Promedio (kg/m<sup>3</sup>)</b>
P-01	22.15	25.40	12.30	42.00	13121.64	1688.05	
P-02	23.45	25.60	12.60	44.50	14353.92	1633.70	
P-03	22.24	25.40	12.50	42.00	13335.00	1667.79	<b>1670.27</b>
P-04	23.10	25.80	12.50	42.20	13609.50	1697.34	
P-05	22.31	25.50	12.50	42.40	13515.00	1650.76	
P-06	22.90	25.30	12.50	43.00	13598.75	1683.98	

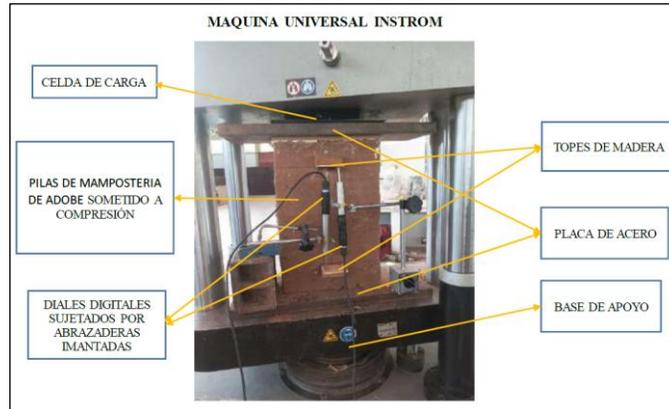
Tras un secado de 28 días, se realizó el ensayo de compresión axial en pilas de albañilería de adobe, siguiendo la NTP 399.605:2013 y un procedimiento similar al de (Ramos Silva, 2023). Se midieron previamente las dimensiones de cada espécimen, y se aplicó un “capping” con yeso dental en las caras en contacto con la máquina para asegurar una carga uniforme.

Cada pila se colocó verticalmente entre placas de acero dentro de una máquina universal, alineando la celda de carga con el eje del espécimen. Se instalaron topes de madera a 24 cm de distancia y se fijaron diales digitales para registrar las deformaciones verticales.

La carga se aplicó de forma continua y perpendicular hasta la rotura del espécimen, permitiendo obtener la resistencia a compresión y la curva esfuerzo-deformación característica del material.

**Figura 58**

*Instrumentación de la pila de albañilería para el ensayo a compresión axial*



*Nota. Adaptado de (Ramos Silva, 2023)*

**Figura 59**

*Ensayo de compresión simple de pilas*



*Nota. Se muestra la pila 3 para el ensayo correspondiente. Fuente. Elaboración Propia.*

**Figura 60**

*Fallas de las pilas sometidas a compresión axial*





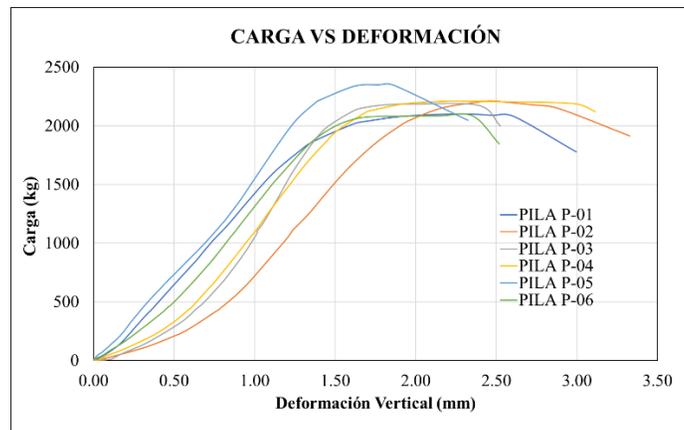
*Nota. Se observa la falla de las 6 pilas después del ensayo axial en la máquina universal.*

*Fuente. Elaboración Propia*

Los diagramas de carga-deformación derivados de los ensayos efectuados en las pilas de adobe se ilustran en la Figura 61.

**Figura 61**

*Síntesis de los diagramas de carga-deformación correspondientes a las pilas de adobe*



La Tabla 19 presenta los valores obtenidos de la resistencia a compresión de las pilas de adobe.

**Tabla 19***Resistencia a compresión axial de las pilas de adobe*

Muestra	Dimensiones (cm)			Área (cm <sup>2</sup> )	Carga máxima (kg)	Resistencia a compresión fm (kg/cm <sup>2</sup> )
	Longitud	Ancho	Altura			
P-01	25.40	12.30	42.00	312.42	2102.54	6.73
P-02	25.60	12.60	44.50	322.56	2211.53	6.86
P-03	25.40	12.50	42.00	317.50	2185.27	6.88
P-04	25.80	12.50	42.20	322.50	2210.58	6.85
P-05	25.50	12.50	42.40	318.75	2351.10	7.38
P-06	25.30	12.50	43.00	316.25	2083.32	6.59
<b>Resistencia a compresión promedio fm = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>						<b>6.88</b>
<b>Desviación estándar <math>\sigma</math> = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>						<b>0.27</b>
<b>Coefficiente de variación (dispersión):</b>						<b>3.87%</b>
<b>Resistencia característica f 'm = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>						<b>6.61</b>

### 3.8.1.1. Cálculo del módulo de elasticidad

Para la determinación experimental del módulo de elasticidad ( $E_m$ ) de la albañilería de adobe, se procede a su instrumentación mediante dos diales digitales dispuestos en la zona central del espécimen, equidistantes de los extremos, con el objetivo de medir la deformación axial inducida durante el ensayo de compresión.

El cálculo del módulo de elasticidad se basa en la parte lineal y elástica de la curva carga vs desplazamiento, descartando el tramo inicial correspondiente al reacomodo del espécimen en la máquina universal. Conforme a la metodología propuesta por (San Bartolome et al., 2019), se considera como intervalo representativo el comprendido entre el 20 % y el 50 % de la carga de rotura.

Finalmente, el valor de  $E_m$  se obtiene mediante la relación entre la variación de esfuerzo y la variación de deformación unitaria axial dentro del tramo elástico de la curva:

$$E_m = \frac{\Delta f_{m50-20\%}}{\Delta \varepsilon_{50-20\%}} \quad ( 22 )$$

Donde:

$E_m$ : módulo de elasticidad de la albañilería

$\Delta f_{m50-20\%}$ : variación del esfuerzo entre el 50% y 20% de la carga de rotura.

$\Delta \varepsilon_{m50-20\%}$ : variación de la deformación entre el 50% y 20% de la carga de rotura.

**Tabla 20**

*Módulo de elasticidad de la albañilería de adobe*

Pila	Carga máxima Pmax (kg)	Área (cm <sup>2</sup> )	P(20%)	P(50%)	ΔP (kg)	Δσ (kg/cm <sup>2</sup> )	D (20%)	D (50%)	ΔD (mm)	Longitud entre topes (L)- (mm)	Δε (mm/mm)	Módulo de Elasticidad Em (kg/cm <sup>2</sup> )
P-01	2102.54	312.42	420.51	1051.27	630.76	2.02	0.35	0.76	0.41	234.00	0.00175	1151.86
P-02	2211.53	322.56	442.31	1105.77	663.46	2.06	0.79	1.23	0.45	255.00	0.00176	1167.45
P-03	2185.27	317.50	437.05	1092.63	655.58	2.06	0.64	1.02	0.38	231.00	0.00165	1255.03
P-04	2210.58	322.50	442.12	1105.29	663.17	2.06	0.60	1.01	0.41	233.00	0.00175	1176.09
P-05	2351.10	318.75	470.22	1175.55	705.33	2.21	0.32	0.80	0.49	249.00	0.00195	1133.78
P-06	2083.32	316.25	416.66	1041.66	625.00	1.98	0.43	0.84	0.41	245.00	0.00167	1182.91
<b>Módulo de Elasticidad Promedio Em = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>												<b>1177.85</b>
<b>Desviación estándar σ = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>												<b>121.77</b>
<b>Coefficiente de variación (dispersión):</b>												<b>10.35%</b>

### 3.8.2. Resistencia a Compresión Diagonal de Muretes

Según lo establecido por la Norma Técnica Peruana NTP 399.621 y la Norma E.080, el ensayo de compresión diagonal se realizó sobre muretes de albañilería de adobe con dimensiones aproximadas de 0.53 m × 0.53 m. Se busca verificar el cumplimiento con la exigencia normativa de una resistencia mínima de 0.25 kgf/cm<sup>2</sup>.

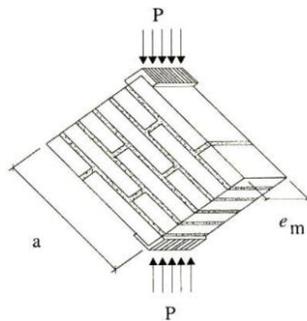
Para la aplicación de carga, se instalaron escuadras metálicas en las esquinas superior e inferior del murete, asegurando su correcta alineación vertical con las superficies de carga de la máquina de ensayo. El espécimen fue colocado centrado y a plomo sobre la escuadra inferior.

En cuanto a la instrumentación, se ubicaron toques de madera sobre ambos ejes diagonales del murete y se instalaron diales en contacto directo con estos, para registrar las deformaciones diagonales durante el ensayo. Además, se incorporó una celda de carga adicional sobre la escuadra superior para mejorar la precisión en la medición de la carga aplicada.

La carga fue aplicada de forma continua hasta alcanzar la rotura del espécimen, registrándose tanto la carga aplicada como las deformaciones en tiempo real mediante un sistema de adquisición conectado a una computadora.

### Figura 62

*Esquema de ensayo de compresión diagonal*



*Nota. Tomado de la norma E.080 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020).*

### Figura 63

*Distribución de los diales para medir las deformaciones en los muretes de adobe*



*Nota. Se colocaron diales en el eje vertical y horizontal. Fuente. Elaboración propia.*

**Figura 64**

*Ensayo de compresión diagonal de los muretes de adobe*

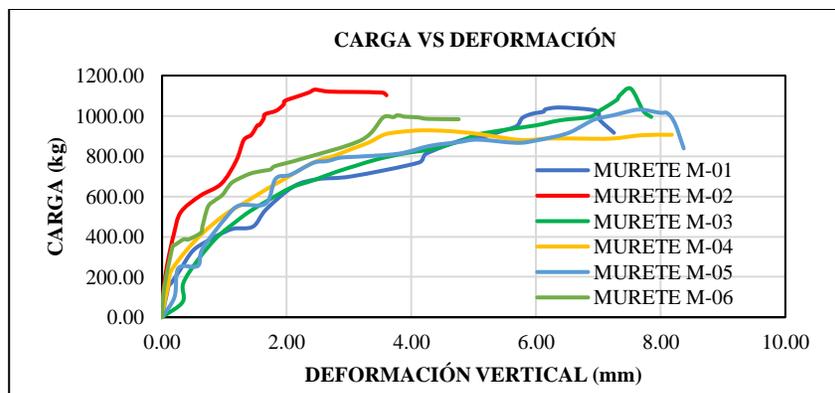


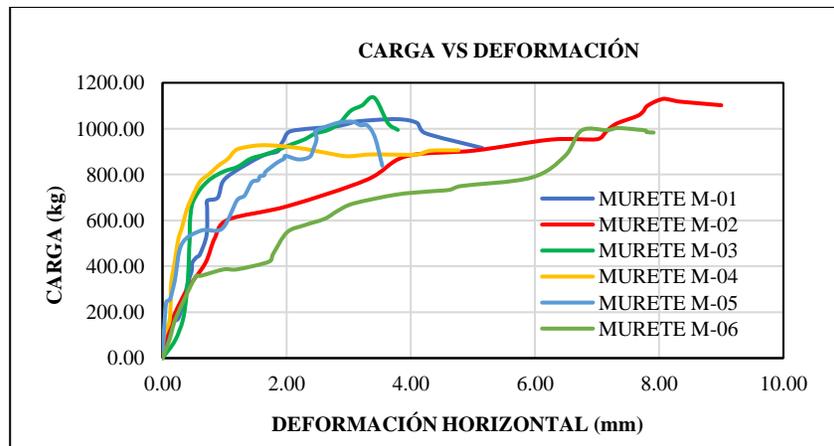
*Nota. Falla de los muretes de adobe ensayados.*

La Figura 65 presenta los diagramas representativos de la relación carga-deformación obtenidos a partir de los ensayos realizados en los muretes de adobe.

**Figura 65**

*Diagrama de carga vs deformación de muretes de adobe*





Nota. Se muestra el diagrama de cargas versus las deformaciones verticales y horizontales de los muretes ensayados. Fuente. Elaboración Propia

La Tabla 21 presenta los resultados obtenidos a partir del ensayo de compresión diagonal.

**Tabla 21**

*Esfuerzo cortante en muretes de adobe*

Muestra	Dimensiones (cm)			Área (2ae) (cm <sup>2</sup> )	Carga máxima (P) (kg)	Esfuerzo Cortante Vm (kg/cm <sup>2</sup> )
	Longitud (a)	Espesor (e)	Altura (h)			
M-01	53.00	12.50	53.50	1325.00	1041.45	0.79
M-02	54.60	12.40	52.60	1354.08	1129.97	0.83
M-03	52.90	12.50	53.90	1322.50	1135.13	0.86
M-04	53.90	12.60	52.80	1358.28	927.84	0.68
M-05	53.40	12.60	54.60	1345.68	1030.05	0.77
M-06	53.40	12.60	53.50	1345.68	1002.58	0.75
<b>Esfuerzo Cortante promedio Vm = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>						<b>0.78</b>
<b>Desviación estándar σ = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>						<b>0.05</b>
<b>Coefficiente de variación (dispersión):</b>						<b>5.92%</b>
<b>Esfuerzo cortante característica V'm = (kg/cm<sup>2</sup>):</b>						<b>0.73</b>

### 3.8.2.1. Cálculo del Módulo de Corte

Para la determinación experimental del módulo de corte en muretes de albañilería de adobe, se requiere la instrumentación de una de sus caras mediante la instalación de dos diales que midan la deformación en sus diagonales. Estos dispositivos deben disponerse de forma centrada y equidistante desde los vértices del murete (San Bartolome et al., 2019).

El procedimiento para estimar el módulo de corte se basa en el análisis de la sección lineal de la curva carga vs desplazamiento. Se considera el tramo comprendido entre el 15 % y el 40 % de la carga de rotura, descartando el primer tramo de la gráfica, que corresponde al reacomodo inicial del espécimen en la máquina de ensayo.

El módulo de corte se calcula como el cociente entre la variación del esfuerzo cortante y la deformación angular como se muestra en la ecuación 23.

$$G_m = \frac{\Delta V_m}{\Delta \gamma} \quad ( 23 )$$

Donde:

$G_m$ : módulo de corte

$\Delta V_m$ : variación del esfuerzo cortante

$\Delta \gamma$ : deformación angular

Además:

$$\Delta \gamma = \varepsilon_V + \varepsilon_H \quad ( 24 )$$

$\varepsilon_V$ : deformación vertical

$\varepsilon_H$ : deformación horizontal

La tabla 22 muestra el cálculo del módulo de corte.

**Tabla 22***Cálculo del Módulo de Corte de la albañilería de adobe*

Especímen	$\Delta V$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación Unitaria- Vertical			Deformación Unitaria- Horizontal			$\Delta Y$	Gm (kg/cm <sup>2</sup> )
		$\Delta D$ (mm)	Lv (mm)	$\epsilon_V$ (mm/mm)	$\Delta D$ (mm)	Lh (mm)	$\epsilon_H$ (mm/mm)		
M-01	0.20	0.85	280	0.00302	0.30434	323	0.00094	0.003964	49.57
M-02	0.21	0.19	339	0.00056	0.57888	331	0.00175	0.002313	90.21
M-03	0.21	0.76	306	0.00249	0.09598	348	0.00028	0.002763	77.68
M-04	0.17	0.43	310	0.00137	0.08355	325	0.00026	0.001632	104.67
M-05	0.19	0.60	313	0.00192	0.21551	363	0.00059	0.002514	76.13
M-06	0.19	0.47	325	0.00145	1.23104	365	0.00337	0.004824	38.61
<b>Promedio Modulo de Corte (kg/cm<sup>2</sup>):</b>									<b>72.81</b>

**3.8.2.2. Cálculo del Módulo de Poisson**

Para la estimación del módulo de Poisson en albañilería de adobe, se realizó una revisión bibliográfica de estudios previos, en los cuales diversos investigadores sugieren adoptar un valor de  $\mu=0.20$ . Dicho valor se tomará para este trabajo.

**Tabla 23**

*Valores recomendados de módulo de Poisson para albañilería de adobe según diferentes investigadores.*

Autores	$\mu$
Marcial Blondet, Nicola Tarque et al. (PUCP)	0.20
Lourenco Paulo, B. (U. Minho)	0.20
Rafael Aguilar, et al. (PUCP)	0.20
Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun (PUCP)	0.25
Serrano Zuta José Luis (UNSAAC)	0.20

*Nota. Elaboración propia*

### **3.9. Reconocimiento de las Condiciones de Apoyo de las Iglesias Evaluadas**

Con el fin de reconocer las condiciones de apoyo del terreno en las iglesias evaluadas, se llevó a cabo un análisis basado en la revisión de estudios geotécnicos correspondientes a expedientes técnicos de obras en el área de influencia. Los estudios de suelos considerados pertenecen a los siguientes proyectos:

- “Mejoramiento y Ampliación de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento Básico Integral en la Comunidad Campesina de Santa Rosa de Ihuina, distrito de Pomacanchi - Acomayo - Cusco”
- “Creación de Espacio Deportivo en el Sector Calvario K'uchu de la Comunidad de San Isidro de Ttio, distrito de Pomacanchi - Acomayo - Cusco”
- “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua Potable y Saneamiento en la Comunidad Campesina de Yanampampa, distrito de Sangarará - Acomayo - Cusco”

A partir de estos antecedentes, se identificaron seis puntos de sondeo, distribuidos de la siguiente manera: cinco calicatas localizadas en Marcaconga, cuya disposición se muestra en la Figura 66, y una calicata ubicada en Sangarará, ilustrada en la Figura 67.

**Figura 66**

*Distribución de puntos de sondeo en la zona de estudio Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

**Figura 67**

*Distribución de puntos de sondeo en la zona de estudio Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

La Tabla 24 presenta los ensayos efectuados en los estudios de suelos, junto con la normativa correspondiente aplicada.

**Tabla 24**

*Ensayos de laboratorio realizados y normativa aplicada.*

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	NORMA ASTM
1) Contenido de Humedad	NTP 339.127 (D 2216)
2) Análisis Granulométrico	NTP 339.128 (D 442)
3) Límite Líquido	NTP 339.129 (D 4318)
4) Límite Plástico	NTP 339.129 (D 4318)
5) Clasificación H.R.B. Y SUCS	NTP 339.134 (D 2487)
6) Corte en Suelos Gravosos	NTP 3080
7) Densidad Relativa	NTP 339.137 (D 4253) NTP 339.137 (D 4254)

*Nota. Adaptado de (INGEOMAT, 2019), (Grupo Allpa Ingeniería y Construcción, 2023) y (Pachatusan Contratistas Generales S.C.R.L., 2019).*

En la Tabla 25 se presentan los resultados obtenidos del proceso de caracterización e identificación de las muestras en los estudios de suelos, proporcionando información relevante sobre sus propiedades geotécnicas.

**Tabla 25**

*Caracterización de las propiedades físicas del suelo correspondientes al área de estudio.*

Calicata	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	SUCS
01	1.3	14.7	25.0	18.6	6.4	CL-ML
02	1.3	5.2	27.0	20.5	6.5	SC-SM
03	1.3	4.5	25.1	19.3	5.9	SC-SM
04	1.3	4.4	25.9	19.9	6.0	SC-SM
05	1.3	4.5	24.9	19.6	5.8	SC-SM
06	1.50	6.0	N.P.	N.P.	N.P.	GP-GW

*Nota. Extraído de (INGEOMAT, 2019), (Grupo Allpa Ingeniería y Construcción, 2023) y (Pachatusan Contratistas Generales S.C.R.L., 2019).*

La Tabla 26 presenta los resultados obtenidos respecto a la capacidad portante de las calicatas identificadas en los estudios geotécnicos realizados en la zona de estudio.

**Tabla 26**

*Caracterización de las propiedades mecánicas del suelo correspondientes al área de estudio.*

<b>Calicata</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>C (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Q admisible (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
02	18.70	0.10	0.9
06	34.5	0.18	0.93

*Nota. Extraído de (INGEOMAT, 2019), (Grupo Allpa Ingeniería y Construcción, 2023) y (Pachatusan Contratistas Generales S.C.R.L., 2019).*

La Tabla 27 presenta la clasificación del tipo de suelo para el diseño sísmico, conforme a los criterios establecidos en la Norma Técnica E.030, determinada a partir de las calicatas identificadas en los estudios geotécnicos realizados.

**Tabla 27**

*Clasificación del tipo de suelo para el diseño sísmico conforme a la Norma Técnica E.030.*

<b>Calicata</b>	<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Descripción</b>
01	S2	Suelos Intermedios
02	S2	Suelos Intermedios
03	S2	Suelos Intermedios
04	S2	Suelos Intermedios
05	S2	Suelos Intermedios
06	S3	Suelos Blandos

*Nota. Extraído de (INGEOMAT, 2019), (Grupo Allpa Ingeniería y Construcción, 2023) y (Pachatusan Contratistas Generales S.C.R.L., 2019).*

### **3.10. Verificación del Tipo de Coberturas de las Iglesias**

Las estructuras de cubierta más comúnmente empleadas en las iglesias andinas coloniales de la provincia de Acomayo corresponden a los sistemas de armadura tipo par y nudillo, y sobre par.

En este sistema, los sobre pares tienen la función principal de recibir y soportar directamente las cargas gravitacionales de la cubierta. Adicionalmente, a través de la unión en la

cumbrera, parte de estas cargas se redistribuye hacia la estructura interna conformada por los pares y el nudillo, lo que optimiza la transferencia de esfuerzos hacia los apoyos. Este tipo de cubierta es estructuralmente eficiente, ya que permite una distribución más uniforme de los esfuerzos en los muros perimetrales, reduciendo significativamente las sollicitaciones axiales en los elementos principales.

Los pares cumplen la función de transmitir las cargas que reciben hacia los elementos de apoyo (muros). No obstante, cuando las luces a cubrir son considerables o cuando las cargas actuantes son elevadas, los pares pueden experimentar deformaciones excesivas debido a su esbeltez. Para mitigar estos efectos, se incorpora un nudillo.

La armadura de la cubierta de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga, que cubre la nave principal, está compuesta por un total de 74 cerchas conformadas por los sistemas de par y nudillo y sobre par. La pendiente aproximada de los pares es de  $40^\circ$ , mientras que la del sobre par es de  $30^\circ$ . Adicionalmente, se dispone de 15 tirantes con un diámetro de 8 pulgadas, de los cuales 10 están ubicados en la nave principal y 5 en el presbiterio.

### **Figura 68**

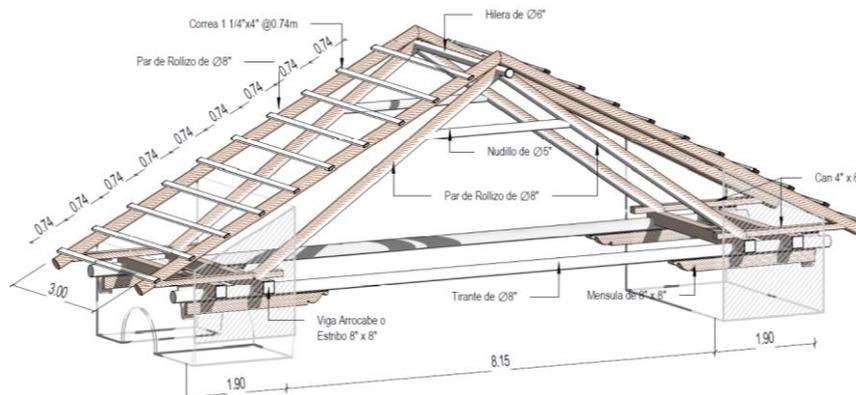
*Armadura Par y Nudillo en cobertura de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración propia*

**Figura 69**

*Vista isométrica de la armadura Par y Nudillo y Sobre Par en cobertura de la Iglesia Santa Catalina*



*Nota. Elaboración propia*

La estructura de la cubierta de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará está conformada por un total de 69 cerchas. La inclinación del sobre par es aproximadamente de 30°, mientras que la del par es de 40°. Además, se dispone de 13 tirantes con un diámetro de 8 pulgadas, de los cuales 11 se encuentran ubicados en la nave principal y 2 en el presbiterio.

El espaciamiento aproximado es de 0.70 m entre estas estructuras en ambas iglesias.

**Figura 70**

*Armadura Par y Nudillo en cobertura de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración propia*

Para el análisis y modelamiento de las iglesias, los techos no se modelaron como tal. Sin embargo, se consideraron como cargas verticales generados por peso de la estructura (cargas muertas).

### 3.11. Metrado de Cargas para el Techo

Las cargas gravitacionales correspondientes a la cobertura de la nave principal, presbiterio, torre campanario y capillas (baptisterio y sacristía) han sido consideradas como una carga uniforme distribuida sobre los muros portantes. Adicionalmente, la carga viva ha sido considerada conforme a lo establecido en la Norma Técnica E.020 de cargas. El cálculo detallado de las cargas muertas y cargas vivas se presenta en las siguientes tablas.

**Tabla 28**

*Metrado de cargas de la cobertura de la nave principal de la iglesia Santa Catalina.*

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	12.90	0.70	1.90	1.33	162.95
Torta de barro	0.025	1600	2	12.90	0.70	1.90	1.33	135.79
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	12.90	0.70	1.90	1.33	33.95
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	12.90	0.70	1.90	1.33	84.87
Tijeral (pares y nudillos)	0.2032	560	2	12.90	0.70	1.90	1.33	386.29
Carga viva para techos inclinados norma E.020 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	12.90	0.70	1.90	1.33	169.74
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								973.58
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>9541.12</b>

1.5

**Tabla 29**

*Metrado de cargas de la cobertura de la torre campanario de la iglesia Santa Catalina*

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	4.60	1.00	1.00	1.00	110.40
Torta de barro	0.025	1600	2	4.60	1.00	1.00	1.00	92.00
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	4.60	1.00	1.00	1.00	23.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	4.60	1.00	1.00	1.00	57.50
Tijeral	0.2032	560	2	4.60	1.00	1.00	1.00	261.72
Carga viva para techos inclinados norma E.020 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	4.60	1.00	1.00	1.00	115.00
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								659.62
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>6464.29</b>

1.50

**Tabla 30**

*Metrado de cargas de la cobertura del baptisterio y la sacristía de la iglesia Santa Catalina.*

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m3)	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m2)	Carga (kg/m2)
Teja artesanal	0.02	1600	2	6.60	0.70	1.00	0.70	158.40
Torta de barro	0.025	1600	2	6.60	0.70	1.00	0.70	132.00
Enchacado de Carrizo	0.02	500	2	6.60	0.70	1.00	0.70	33.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	6.60	0.70	1.00	0.70	82.50
Tijeral	0.2032	560	2	6.60	0.70	1.00	0.70	375.51
Carga viva para techos inclinados norma E.020 (50 kg/m2)			2	6.60	0.70	1.00	0.70	165.00
Carga Total (kg/m2) =								946.41
Carga Total (N/m2) =								9274.85

1.5

**Tabla 31**

*Metrado de cargas de la cobertura de la nave principal de la iglesia Virgen de las Nieves.*

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m3)	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m2)	Carga (kg/m2)
Teja artesanal	0.02	1600	2	13.00	0.70	1.80	1.26	173.33
Torta de barro	0.025	1600	2	13.00	0.70	1.80	1.26	144.44
Enchacado de Carrizo	0.02	500	2	13.00	0.70	1.80	1.26	36.11
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	13.00	0.70	1.80	1.26	90.28
Tijeral (pares y nudillos)	0.2032	560	2	13.00	0.70	1.80	1.26	410.92
Carga viva para techos inclinados norma E.020 (50 kg/m2)			2	13.00	0.70	1.80	1.26	180.56
Carga Total (kg/m2) =								1035.64
Carga Total (N/m2) =								10149.25

1.5

**Tabla 32**

*Metrado de cargas de la cobertura de la torre campanario de la iglesia Virgen de las Nieves*

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m3)	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m2)	Carga (kg/m2)
Teja artesanal	0.02	1600	2	5.00	1.00	1.00	1.00	120.00
Torta de barro	0.025	1600	2	5.00	1.00	1.00	1.00	100.00
Enchacado de Carrizo	0.02	500	2	5.00	1.00	1.00	1.00	25.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	5.00	1.00	1.00	1.00	62.50
Tijeral	0.2032	560	2	5.00	1.00	1.00	1.00	284.48
Carga viva para techos inclinados norma E.020 (50 kg/m2)			2	5.00	1.00	1.00	1.00	125.00
Carga Total (kg/m2) =								716.98
Carga Total (N/m2) =								7026.40

1.50

**Tabla 33**

*Metrado de cargas de la cobertura de la capilla del Señor de los Temblores, baptisterio y la sacristía de la iglesia Virgen de las Nieves.*

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m3)	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m2)	Carga (kg/m2)
Teja artesanal	0.02	1600	2	7.40	0.70	1.00	0.70	177.60
Torta de barro	0.025	1600	2	7.40	0.70	1.00	0.70	148.00
Enchacado de Carrizo	0.02	500	2	7.40	0.70	1.00	0.70	37.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	7.40	0.70	1.00	0.70	92.50
Tijeral	0.2032	560	2	7.40	0.70	1.00	0.70	421.03
Carga viva para techos inclinados norma E.020 (50 kg/m2)			2	7.40	0.70	1.00	0.70	185.00
Carga Total (kg/m2) =								1061.13
Carga Total (N/m2) =								10399.08

1.5

## **CAPITULO 4. ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS SANTA CATALINA DE MARCACONGA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ**

### **4.1. Descripción del Método**

De acuerdo con los alcances del presente trabajo, se llevó a cabo una evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves. Para ello, se adoptó el enfoque de nivel LV1 de la Linee Guida, el cual se fundamenta en un análisis integral de la vulnerabilidad estructural mediante el estudio detallado de los distintos macroelementos que conforman la edificación, lo que permitió caracterizar su comportamiento frente a eventos sísmicos.

### **4.2. Fichas de Evaluación LV1**

Se utilizó la ficha de evaluación del nivel LV1 propuesta por la (Circolare N° 26, 2010) y adaptada de (Lagomarsino S. , 2004) en el cual se estudia el comportamiento de las iglesias mediante 28 mecanismos de colapso los cuales son utilizados para el cálculo del índice de vulnerabilidad. Estas fichas integran indicadores de daño y mecanismos resistentes que se presentan en este tipo de estructuras.

El llenado de la ficha de lleva a cabo mediante una inspección estructural in situ, lo que permite identificar los mecanismos con mayor probabilidad de colapso mediante un índice de vulnerabilidad sísmica.

### **4.3. Datos del Proyecto**

#### ***4.3.1. Iglesia Santa Catalina de Marcaconga***

La iglesia de Santa Catalina de Marcaconga, dedicada a Santa Catalina de Alejandría, mártir del cristianismo. Se encuentra en la comunidad de Marcaconga, distrito de Sangarará,

provincia de Acomayo, en la región Cusco, Perú. Su emplazamiento está a una altitud aproximada de 3,600 m.s.n.m., dentro del valle interandino. Se ubica en las proximidades de la plaza principal de la comunidad, siguiendo el patrón de asentamiento colonial español que integraba el templo como eje central del desarrollo urbano. Su accesibilidad se da principalmente por la carretera Cusco-Sicuani, con una distancia aproximada de 115 km desde la ciudad de Cusco.

### Figura 71

*Ubicación de la iglesia Santa catalina de Marcaconga*

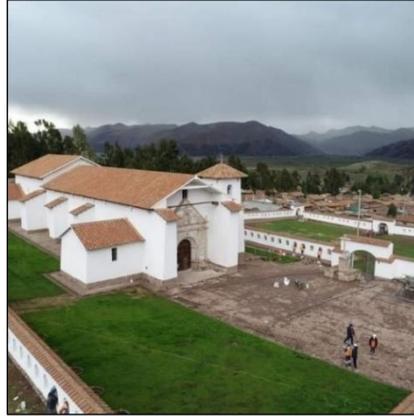


*Nota. Tomada de Google Earth Pro en el año 2024*

Este conjunto arquitectónico está conformado por dos espacios abiertos de gran amplitud. El primero corresponde al templo, situado en la zona norte de la población, junto con sus atrios, los cuales están delimitados por tres bardas. El segundo espacio corresponde a la Plaza Mayor Santa Catalina, que en su configuración original estaba rodeada por cuatro bardas.

**Figura 72**

*Vista Panorámica de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga*



*Nota. Tomada del Ministerio de Cultura*

**4.3.2. Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará**

La iglesia de Virgen de las Nieves, es un templo de origen colonial construido en el siglo XVI. Se encuentra en el distrito de Sangarará, provincia de Acomayo, región Cusco, Perú. Está situada a una altitud de aproximadamente 3,763 m.s.n.m., en las inmediaciones de la plaza principal del distrito. Se encuentra a unos 120 km al sureste de la ciudad del Cusco.

**Figura 73**

*Ubicación de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Tomada de Google Earth Pro en el año 2024*

El conjunto arquitectónico está conformado por el templo principal y sus atrios, de los cuales algunos se encuentran delimitados por muros perimetrales. La planta del templo presenta una nave alargada y un atrio elevado respecto a la plaza principal. Su portada es de piedra colonial. La torre campanario, originalmente independiente, fue posteriormente adosada al templo, mientras que la sacristía, ubicada en el muro del Evangelio, ha sufrido colapsos parciales que afectaron la estabilidad estructural.

#### **Figura 74**

*Vista Panorámica de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

#### **4.4. Aplicación de la Linee Guida a la Iglesias Coloniales**

El índice de vulnerabilidad se calculó de acuerdo con la (Circolare N° 26, 2010) . Considerando los veintiocho mecanismos locales de colapso planteados en la Linee Guida.

##### ***4.4.1. Indicadores de Vulnerabilidad y Mecanismos resistentes***

Para cada mecanismo se han establecido tres indicadores de vulnerabilidad y mecanismos resistentes, los cuales han sido evaluados mediante criterios de observación, conforme a lo propuesto por (Lagomarsino S. , 2004).

A cada indicador se le asigna una puntuación en función de su severidad o efectividad, con valores comprendidos entre 0 y 3. En el caso de la vulnerabilidad, la escala se interpreta de la siguiente manera: 0 indica inexistencia, 1 representa poca presencia, 2 corresponde a una condición severa y 3 a una situación muy severa. Para los mecanismos resistentes, la calificación se define como sigue: 0 equivale a ineficaz, 1 a poco efectivo, 2 a bueno y 3 a muy efectivo.

#### ***4.4.2. Identificación de los Mecanismos de Colapso de la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga***

Como primer paso, se descomponen en sus macroelementos, seguidamente, se identificaron los posibles mecanismos de colapso para cada macroelemento presentes en la Iglesia de Santa Catalina de Marcaconga, siguiendo un procedimiento basado en la geometría y en los elementos arquitectónicos.

Tras el análisis, se determinó que la iglesia no evidencia mecanismos de colapso asociados a la fachada (M4), la nave (M7, M8, M9), el transepto (M10, M11, M12), la cúpula (M14, M15), el ábside (M18), la techumbre (M20), las capillas o cuerpos anexos (M24), los volúmenes exteriores ni la torre campanario (M26).

Con esta información, se asignó el coeficiente de peso  $p_k$  a cada uno de los mecanismos de colapso identificados, conforme a lo detallado en la Tabla 34.

**Tabla 34***Mecanismos de colapso en la Iglesia de Santa Catalina de Marcaconga*

N°	MACROELEMENTOS EXISTENTES	N°	MECANISMOS DE COLAPSO	$\rho_k$	CRITERIO
1	FACHADA	M1	Volteo de la fachada	1.00	Valor fijo
		M2	Mecanismo sobre la fachada	1.00	Valor fijo
		M3	Mecanismo en el plano de la fachada	1.00	Valor fijo
2	NAVE	M5	Respuesta transversal de la nave	1.00	Valor fijo
		M6	Corte en muros laterales	1.00	Valor fijo
4	ARCO TRIUNFAL	M13	Arco triunfal	1.00	Valor fijo
6	ABSIDE	M16	Volteo del ábside	1.00	Valor fijo
		M17	Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside	1.00	Valor fijo
7	TECHUMBRE	M19	Elementos de cubierta - muros laterales de la nave	1.00	Valor fijo
		M21	Elementos de cubierta - ábside y presbiterio	1.00	Valor fijo
8	CAPILLAS CUERPOS ANEXOS	M22	Volteo de la capilla	0.75	Criterio
		M23	Mecanismos de corte en muros de la capilla	0.55	Criterio
		M25	Irregularidad en planta - altura	0.75	Criterio
9	VOLUMENES EXTERIORES TORRE CAMPANARIO	M27	Torre de campanario	1.00	Valor fijo
		M28	Campanario	1.00	Valor fijo

Se puede notar la presencia de 15 mecanismos de colapso.

#### 4.4.2.1. Macroelemento Fachada

Mecanismo M1: Volteo de la fachada

#### Figura 75

*Estado actual de la fachada de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- No presenta refuerzos longitudinales
- Si presenta elementos efectivos de contraste como son 2 contrafuertes perpendiculares al plano de la cara de la fachada.
- Existe buena calidad en la unión entre la fachada y los muros de la nave central.

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existe la presencia de elementos de empuje en este caso son los apoyos del techo.
- No presenta grandes aberturas en la conexión de con los muros laterales (muro de la epístola y muro del evangelio) cerca de las esquinas

**Tabla 35**

*Ficha de evaluación Mecanismo 1*

MECANISMO 1 : VOLTEO DE LA FACHADA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos longitudinales	0	2	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios).	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros de la nave	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de empuje (puntales de techo, apoyos, bóvedas, arcos)	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en los muros laterales cerca de las esquinas.	0		

Mecanismo M2: Mecanismo sobre la fachada

Mecanismos resistentes:

- Presencia de conexiones puntuales del techo y cubierta
- No presenta arriostramiento del envigado de la cubierta y techo
- Sin presencia de vigas de amarre liviana

Indicadores de Vulnerabilidad

- No hay presencia de grandes aberturas
- Sin presencia de un parapeto de grandes dimensiones y peso
- No existe viga de amarre de concreto armado y cubierta pesada de concreto armado

**Tabla 36***Ficha de evaluación Mecanismo 2*

MECANISMO 2: MECANISMO SOBRE LA FACHADA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta	1	1	1
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostramiento del envigado de la cubierta	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas (rosetas)	0	0	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un parapeto de grandes dimensiones y peso	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Viga cumbreira o de amarre de concreto armado, cubierta pesada de concreto armado	0		

**Mecanismo M3: Mecanismo en el plano de la fachada****Mecanismos resistentes:**

- Presencia de refuerzo paralelo al muro frontal
- Sin presencia de vigas amarre livianas como metal reticulado, albañilería armada y otros.

**Indicadores de Vulnerabilidad**

- Existen aberturas en gran número como son la puerta principal, ventana por ello se considera una vulnerabilidad 1=poca presencia.
- El muro de la fachada presenta una esbeltez vertical significativa, dado que su altura es de 11.41 m y su espesor de 1.90 m, lo que resulta en una relación altura/espesor de 6.00. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma E.080, esta relación debe ser igual o menor a seis veces el espesor del muro, por lo que no se clasifica como un elemento de alta esbeltez. No obstante, considerando el tiempo de vida útil de la iglesia y los efectos acumulativos de los agentes de deterioro, se le asigna un peso de 2, correspondiente a una condición severa.

**Tabla 37***Ficha de evaluación Mecanismo 3*

MECANISMO 3: MECANISMO EN EL PLANO DE LA FACHADA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un refuerzo paralelo al muro frontal	1	1	1
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o en gran número (incluso si están tapadas)	1	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Alta esbeltez (relacion alto /ancho)	2		

#### 4.4.2.2. Macroelemento Nave

La nave central está conformada por los muros de la epístola y del evangelio, los cuales se encuentran reforzados a lo largo de su extensión mediante contrafuertes de albañilería de adobe, como se ilustra en la Figura 76. Dichos elementos estructurales evidencian signos de desgaste y deterioro, particularmente en la sección inferior de su estructura.

#### Figura 76

*Estado actual de los contrafuertes en la nave de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M5: Respuestas transversal de la nave

Mecanismos resistentes:

- Existe la presencia de contrafuertes exteriores tanto en el muro laterales que evitan el volteo y rotación de ellos.
- Existe la presencia de cuerpos adyacentes como son capillas (presbiterio, baptisterio y torre campanario)
- No posee tirantes paralelos a la fachada

Indicadores de Vulnerabilidad

- Los muros presentan una esbeltez vertical, dado que su altura es de 8.55 m y su espesor de 1.90 m, lo que resulta en una relación altura/espesor de 4.5. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma E.080, esta relación debe ser igual o menor a seis veces el espesor del muro, por lo que no se clasifica como un elemento de alta esbeltez. No obstante, considerando el tiempo de vida útil de la iglesia y los efectos acumulativos de los agentes de deterioro, se le asigna un nivel de vulnerabilidad sísmica de 2, correspondiente a una condición severa.
- Existen presencia de arcos mas no de bóvedas.

**Tabla 38***Ficha de evaluación Mecanismo 5*

MECANISMO 5: RESPUESTA TRANSVERSAL DE LA NAVE						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes exteriores que eviten la rotación de los muros	2	3	1	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cuerpos adyacentes	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes paralelos a la fachada	0			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de gran esbeltez	2	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas y arcos	1			

Mecanismo M6: Mecanismos de corte en muros Laterales

**Figura 77***Vista actual de muro lateral (muro de la epístola) de la iglesia de Santa Catalina de Marcaconga**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Presencia de albañilería uniforme de buena calidad esta aún se conserva en el tiempo tanto interior como exterior de la iglesia
- Si existen presencia de dinteles en las ventanas de los muros laterales
- No hay presencia de confinamientos ligeros como albañilería armada o metal reticulado

Indicadores de Vulnerabilidad

- Hay presencia de aberturas como fisuras y grietas alrededor del muros y conexiones con los contrafuertes, esquinas de puertas y ventanas.
- No se presenta confinamientos rígidos o techos pesados de concreto armado

**Tabla 39**

*Ficha de evaluación Mecanismo 6*

MECANISMO 6: MECANISMO DE CORTE EN MUROS LATERALES					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de albañilería uniforme (solo en caso de construcción) y de buena calidad	2	3	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de travesaños o dinteles en los vasos o aberturas	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamientos ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes área con mampostería de espesor reducido	2	2	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamiento muy rígidos, techo pesado de concreto armado	0		

**4.4.2.3. Macroelemento Arco Triunfal**

Los arcos triunfales cumplen la función de resistir empujes laterales y mejorar la rigidez estructural en su entorno inmediato. Tal como se ilustra en la Figura 78, estos elementos constituyen puntos de apoyo fundamentales tanto para la cubierta como para los muros laterales, lo que genera que cuente con buen mecanismo resistente en esta zona.

**Figura 78**

*Vista actual de arco triunfal presente al interior de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M13: Arco Triunfal

Mecanismos resistentes:

- Existe la presencia de muros de contraste, siendo estas los muros de la nave central.
- No hay presencia de refuerzos

- Si presenta apoyos bien contruidos ya que sus columnas que posee tienen dimensiones de 1.37 m x 1.37 m.
- Poca y casi nula presencia de tímpano superior

Indicadores de Vulnerabilidad

- Inexistencia de cobertura pesada de concreto armado
- No existen cúpulas o linternas.

**Tabla 40**

*Ficha de evaluación Mecanismo 13*

MECANISMO 13: ARCO TRIUNFAL						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de contraste efectivos (baja relación luz/ancho, salón, transepto, otros edificios)	1	3	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	0			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de apoyos bien contruidos y/o adecuado espesor	2			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tímpano superior	0			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de concreto armado	0	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cúpula o linterna	0			

**4.4.2.4. Macroelemento Ábside**

La estructura ha sido edificada con el mismo material que el resto de la iglesia, presentando muros con un espesor de 1.90 metros y una altura de 11.41 metros. La cubierta está conformada por teja andina y cuenta con la protección de dos contrafuertes, además de apoyos que se encuentran directamente vinculados a los muros laterales.

**Figura 79**

*Ábside de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

## Mecanismo M16: Volteo del Ábside

## Mecanismos resistentes:

- No existen arcos ni refuerzos
- Presencia de elementos efectivos de contrastes los cuales son los contrafuertes mostrados en la imagen.
- No hay presencia de coberturas de gran peso y tamaño

## Indicadores de Vulnerabilidad

- Presenta aberturas como fisura y algunas grietas que generan debilitamiento y deterioro posterior.
- No hay presencia de bóvedas
- No existen cubiertas pesadas ni vigas de techo de concreto armado

**Tabla 41***Ficha de evaluación Mecanismo 16*

MECANISMO 16: VOLTEO DEL ÁBSIDE					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arcos (semicirculares y poligonales) o refuerzos (rectangulares)	0	2	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios)	2		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura de contrapeso, sin empuje	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas (incluso cerradas) en los muros	1	2	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas empujando	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Bordes rígidos, cubiertas pesadas, vigas de techo de concreto armado	0		

## Mecanismo M17: Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside

## Mecanismos resistentes:

- Presenta albañilería de adobe uniforme y de buena calidad
- Inexistencia de dinteles
- No hay presencia de albañilería armada ni metales reticulados

## Indicadores de Vulnerabilidad

- Existe la presencia de cubierta pesada que viene del techo
- No hay presencia de numerosas y grandes aberturas

**Tabla 42**

*Ficha de evaluación Mecanismo 17*

MECANISMO 17: MECANISMOS DE CORTE EN EL PRESBITERIO O EN EL ÁBSIDE						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	2	2	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	2		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	0			

**4.4.2.5. Mecanismo Techumbre**

**Figura 80**

*Vista actual del techo de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M19: Elementos de cubierta - muros laterales de la nave

**Figura 81**

*Vista de techo de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- No hay presencia de albañilería armada
- Presencia de conexiones como puntuales del techo conectados a los muros
- Si existen presencia de arriostres de techo
- Se puede observar que hay buenas conexiones de los elementos de cobertura hacia los muros laterales

Indicadores de Vulnerabilidad

- La cubierta de teja parte del techo podría generar empujes estáticos y volteos a los muros laterales
- Poca presencia de cobertura pesada sobre todo por parte del techo

**Tabla 43**

*Ficha de evaluación Mecanismo 19*

MECANISMO 19: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - MUROS LATERALES DE LA NAVE					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	3	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	1		

Mecanismo M21: Elementos de cubierta – Ábside y Presbiterio

Mecanismos resistentes:

- No hay presencia de albañilería armada
- No presenta conexiones puntuales de vigas a los muros de albañilería
- Sin presencia de arriostres de techo
- Poca presencia de conexión de los elementos de cobertura hacia al ábside y presbiterio

Indicadores de Vulnerabilidad

- La cubierta de teja parte del techo podría generar empujes estáticos y volteos al ábside y presbiterio
- Si hay presencia de cobertura pesada más que todo por parte del techo

**Tabla 44***Ficha de evaluación Mecanismo 21*

MECANISMO 21: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - ÁBSIDE Y PRESBITERIO					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	1	1
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	1		

#### 4.4.2.6. Mecanismo Capillas, Cuerpos Anexos

La iglesia presenta dos capillas las cuales son el baptisterio y presbiterio están tienen muros de 1.00 metros de espesor, y una altura promedio de 5.00 metros, ubicadas en la parte lateral de la nave precisamente en el muro del evangelio tal como se observa en la Figura 82. También presentan cubierta con teja andina y conectada directamente a los muros laterales.

**Figura 82***Vista actual de capillas de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M22: Volteo de la capilla

Mecanismos resistentes:

- La capilla no presenta contrafuertes
- No existe presencia de tirantes ni refuerzo en todo el perímetro de la capilla

- Si se aprecia una buena calidad entre la pared frontal y muro lateral del evangelio
- Indicadores de Vulnerabilidad
- Existe la posibilidad de un fuerte debilitamiento debido a la presencia de algunas aberturas como fisuras y grietas presente en las esquinas

**Tabla 45**

*Ficha de evaluación Mecanismo 22*

MECANISMO 22: VOLTEO DE LA CAPILLA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	ρk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)	0	1	0.75
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes y refuerzos de perímetro	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad entra la pared frontal y las paredes laterales	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas en las paredes	1	1	

Mecanismo M23: Mecanismos de corte de la capilla

**Figura 83**

*Capilla de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Hay buena presencia de albañilería uniforme de adobe y buena calidad constructiva
- Existen conexión de dinteles con las ventanas
- No hay presencia de albañilería armada

Indicadores de Vulnerabilidad

- Se observa la presencia de cubierta casi pesada
- Existen aberturas como grietas y fisura producidas por el tiempo

**Tabla 46***Ficha de evaluación Mecanismo 23*

MECANISMO 23: MECANISMOS DE CORTE EN MUROS DE LA CAPILLA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	0.55
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	2		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	1		

**Mecanismo M25: Irregularidad en planta - Altura****Mecanismos resistentes:**

- Existe buena conexión adecuada entre la albañilería uniforme de adobe y muros laterales de la nave
- Inexistencia de refuerzos horizontales

**Indicadores de Vulnerabilidad**

- La iglesia presenta una irregularidad en altura en la unión entre la capilla baptisterio y muro lateral. Esta irregularidad genera golpeteo entre ambos componentes, pudiendo producir daños.
- Existe la posibilidad de que los muros causen acciones de empuje hacia las capillas.

**Tabla 47***Ficha de evaluación Mecanismo 25*

MECANISMO 25: IRREGULARIDAD EN PLANTA - ALTURA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una conexión adecuada entre la mampostería de diferentes fases	1	1	0.75
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales de conexión	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una gran diferencia de rigidez entre los dos cuerpos	1	2	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento conector	1		

**4.4.2.7. Volúmenes Exteriores Torre Campanario**

La torre de la Iglesia Santa Catalina posee una altura de 11.40 metros y ha sido construida con la misma albañilería empleada en el resto de la edificación. En su base, se evidencia un proceso de desgaste en la albañilería debido a los efectos del intemperismo; no

obstante, su estado de conservación es considerado regular. En la parte superior de la torre se ubica el campanario.

### Figura 84

*Torre campanario de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M27: Torre de Campanario

Mecanismos resistentes:

- La calidad de la albañilería es buena
- No tiene refuerzos horizontales
- Presenta una distancia adecuada con los muros de la iglesia
- Existe buena conexión con los muros laterales

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existen aberturas mínimas como fisuras significativas
- No existe presencia asimétrica con los muros laterales
- No presenta apoyos irregulares

**Tabla 48***Ficha de evaluación Mecanismo 27*

MECANISMO 27: TORRE DE CAMPANARIO						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas	0			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una distancia adecuada de las paredes de la iglesia (si es adyacente)	1			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buena conexión con las paredes de la iglesia (si están incrustadas)	1			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas significativas en varios niveles	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia asimétrica en los muros de la base (torre incorporada)	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados, muros en voladizo)	0			

Mecanismo M28: Campanario

**Figura 85***Campanario de la iglesia de Santa catalina de Marcaconga**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Si existen pilares rígidos y arcos de luz reducida
- No hay presencia de refuerzos metálicos

Indicadores de Vulnerabilidad

- Hay presencia de cobertura pesada ya que es considerable su peso
- Existe la posibilidad de un empuje estático por parte del muro lateral de la epístola y del techo hacia el campanario

**Tabla 49**

Ficha de evaluación Mecanismo 28

MECANISMO 28: CAMPANARIO					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos metálicos tirantes o anillos	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas	1	2	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de empuje estático de la cobertura	1		

**4.4.3. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad****Tabla 50**

Síntesis y determinación del índice de vulnerabilidad aplicando la metodología LVI en la iglesia Santa Catalina de Marcaconga

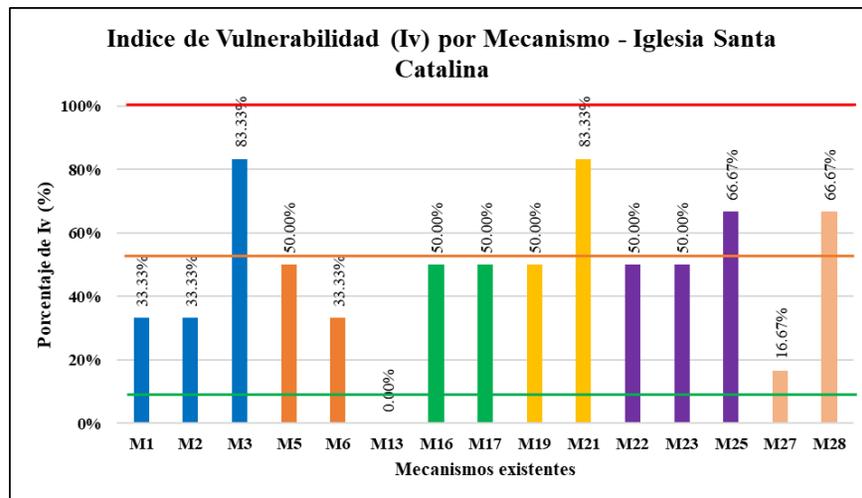
Nº	MACROELEMENTOS	Nº	MECANISMOS DE COLAPSO	pk	vkp	vki	lv	pk*(vki-vkp)
1	FACHADA	M1	Volteo de la fachada	1.00	2.00	1.00	0.33	-1.00
		M2	Mecanismo sobre la fachada	1.00	1.00	0.00	0.33	-1.00
		M3	Mecanismo en el plano de la fachada	1.00	1.00	3.00	0.83	2.00
2	NAVE	M5	Respuesta transversal de la nave	1.00	3.00	3.00	0.50	0.00
		M6	Corte en muros laterales	1.00	3.00	2.00	0.33	-1.00
4	ARCO TRIUNFAL	M13	Arco triunfal	1.00	3.00	0.00	0.00	-3.00
6	ABSIDE	M16	Volteo del ábside	1.00	2.00	2.00	0.50	0.00
		M17	Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside	1.00	2.00	2.00	0.50	0.00
7	TECHUMBRE	M19	Elementos de cubierta - muros laterales de la nave	1.00	3.00	3.00	0.50	0.00
		M21	Elementos de cubierta - ábside y presbiterio	1.00	1.00	3.00	0.83	2.00
8	CAPILLAS CUERPOS ANEXOS	M22	Volteo de la capilla	0.75	1.00	1.00	0.50	0.00
		M23	Mecanismos de corte en muros de la capilla	0.55	3.00	3.00	0.50	0.00
		M25	Irregularidad en planta - altura	0.75	1.00	2.00	0.67	0.75
9	VOLUMENES EXTERIORES TORRE CAMPANARIO	M27	Torre de campanario	1.00	3.00	1.00	0.17	-2.00
		M28	Campanario	1.00	1.00	2.00	0.67	1.00
<b>Σ =</b>				14.05				-2.25
<b>Índice global de vulnerabilidad (Iv) =</b>								<b>0.4733</b>

$$\text{Vulnerabilidad Media} = 10.81 < IV \leq 55.52$$

Dado que el índice de vulnerabilidad determinado para la iglesia Santa Catalina de Marcaconga alcanza un valor del 47.33 %, conforme a la aplicación de la metodología LV1, se clasifica dentro del rango de vulnerabilidad media.

### Figura 86

*Índice de Vulnerabilidad Sísmica de los Mecanismos de la iglesia Santa Catalina de Marcaconga*



Como se observa en la Figura 86, se identifican cuatro mecanismos de colapso, específicamente M3, M21, M25 y M28, que presentan una mayor probabilidad a activarse ante la ocurrencia de sismos, evidenciando un comportamiento estructural más vulnerable en dichos macroelementos.

#### **4.4.4. Identificación de los Mecanismos de Colapso de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará**

En primer lugar, al igual que en la iglesia Santa Catalina de Marcaconga, se llevó a cabo la descomposición en macroelementos y la identificación de los posibles mecanismos de colapso presentes en la Iglesia de la Virgen de las Nieves de Sangarará, considerando la geometría y los elementos arquitectónicos que conforman la edificación.

Como resultado del análisis, se determinó que la iglesia no presenta mecanismos de colapso en elementos como la fachada (M4), la nave (M7, M8, M9), el transepto (M10, M11, M12), la cúpula (M14, M15), el ábside (M18), la techumbre (M20), las capillas o cuerpos anexos (M24), los volúmenes exteriores ni la torre campanario (M26).

A partir de esta información, se procedió a la asignación del peso  $\rho_k$  a cada mecanismo de colapso, conforme se detalla en la Tabla 51.

**Tabla 51**

*Mecanismos de colapso en la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*

N°	MACROELEMENTOS EXISTENTES	N°	MECANISMOS DE COLAPSO	$\rho_k$	CRITERIO
1	FACHADA	M1	Volteo de la fachada	1.00	Valor fijo
		M2	Mecanismo sobre la fachada	1.00	Valor fijo
		M3	Mecanismo en el plano de la fachada	1.00	Valor fijo
2	NAVE	M5	Respuesta transversal de la nave	1.00	Valor fijo
		M6	Corte en muros laterales	1.00	Valor fijo
4	ARCO TRIUNFAL	M13	Arco triunfal	1.00	Valor fijo
6	ABSIDE	M16	Volteo del ábside	1.00	Valor fijo
		M17	Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside	1.00	Valor fijo
7	TECHUMBRE	M19	Elementos de cubierta - muros laterales de la nave	1.00	Valor fijo
		M21	Elementos de cubierta - ábside y presbiterio	1.00	Valor fijo
8	CAPILLAS CUERPOS ANEXOS	M22	Volteo de la capilla	0.75	Criterio
		M23	Mecanismos de corte en muros de la capilla	0.65	Criterio
		M25	Irregularidad en planta - altura	0.75	Criterio
9	VOLUMENES EXTERIORES TORRE CAMPANARIO	M27	Torre de campanario	1.00	Valor fijo
		M28	Campanario	1.00	Valor fijo

**4.4.4.1. Macroelemento fachado**

Mecanismo M1: Volteo de la fachada

**Figura 87**

*Estado actual de la fachada de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- No presenta refuerzos longitudinales
- Si presenta elementos efectivos de contraste como son 2 contrafuertes perpendiculares al plano de la cara de la fachada.
- No existe buena calidad en la unión entre la fachada y los muros de la nave central.

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existe la presencia de elementos de empuje en este caso son los puntales y apoyos del techo.
- No presenta grandes aberturas en la conexión de con los muros laterales (muro de la epístola y muro del evangelio) cerca de las esquinas

**Tabla 52**

*Ficha de evaluación Mecanismo 1*

MECANISMO 1 : VOLTEO DE LA FACHADA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos longitudinales	0	3	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios).	3		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros de la nave	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de empuje (puntales de techo, apoyos, bóvedas, arcos)	2	2	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en los muros laterales cerca de las esquinas.	0		

Mecanismo M2: Mecanismo sobre la fachada

**Figura 88**

*Mecanismo sobre fachada de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Presencia de conexiones puntuales del techo y cubierta
- No presenta arriostramiento del envigado de la cubierta y techo
- Sin presencia de vigas de amarre liviana

Indicadores de Vulnerabilidad

- Presencia de grandes aberturas
- Sin presencia de un parapeto de grandes dimensiones y peso
- No existe viga de amarre de concreto armado y cubierta pesada de concreto armado

**Tabla 53**

*Ficha de evaluación Mecanismo 2*

MECANISMO 2: MECANISMO SOBRE LA FACHADA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	ρk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostramiento del envigado de la cubierta	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas (rosetas)	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un parapeto de grandes dimensiones y peso	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Viga cumbreira o de amarre de concreto armado, cubierta pesada de concreto armado	0		

Mecanismo M3: Mecanismo en el plano de la fachada

**Figura 89**

*Mecanismo en el plano de la fachada de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Presencia de refuerzo paralelo al muro frontal
- Sin presencia de vigas amarre livianas como metal reticulado, albañilería armada y otros.

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existen aberturas en gran número como son la puerta principal, ventana por ello se considera una vulnerabilidad 1=poca presencia.
- El muro de la fachada presenta una esbeltez vertical significativa, dado que su altura es de 11.92 m y su espesor de 1.80 m, lo que resulta en una relación altura/espesor de 6.62. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma E.080, esta relación debe ser igual o inferior a seis veces el espesor del muro, por lo que no se clasifica como un elemento de alta esbeltez. No obstante, considerando el tiempo de vida útil de la iglesia y los efectos acumulativos de los agentes de deterioro, se le asigna un nivel de vulnerabilidad sísmica de 2, correspondiente a una condición severa.

**Tabla 54**

*Ficha de evaluación Mecanismo 3*

MECANISMO 3: MECANISMO EN EL PLANO DE LA FACHADA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	ρk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un refuerzo paralelo al muro frontal	2	2	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o en gran número (incluso si están tapadas)	1	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Alta esbeltez (relacion alto /ancho)	2		

#### 4.4.4.2. Macroelemento Nave

La nave central está delimitada por el muro de la epístola y el muro del evangelio, a lo largo de los cuales se disponen contrafuertes de albañilería de adobe, tal como se ilustra en la Figura 90. Dichos elementos estructurales evidencian signos de desgaste y deterioro, particularmente en la mitad inferior de su cuerpo.

#### Figura 90

*Nave de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M5: Respuestas transversal de la nave

#### Figura 91

*Parte transversal de la nave de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Existe la presencia de contrafuertes exteriores tanto en el muro laterales que evitan el volteo y rotación de ellos.
- Existe la presencia de cuerpos adyacentes como son capillas (presbiterio, baptisterio y torre campanario)
- No posee tirantes paralelos a la fachada

Indicadores de Vulnerabilidad

- Los muros laterales de la nave presentan una esbeltez vertical moderada, dado que su altura es de 8.51 m y su espesor de 1.80 m, lo que resulta en una relación altura/espesor de 4.72. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma E.080, esta relación debe ser igual o inferior a seis veces el espesor del muro, por lo que no se clasifica como un elemento de alta esbeltez. No obstante, considerando el tiempo de vida útil de la iglesia y los efectos acumulativos de los agentes de deterioro, se le asigna un nivel de vulnerabilidad sísmica de 2, correspondiente a una condición severa.
- Existen presencia de arcos mas no de bóvedas.

**Tabla 55**

*Ficha de evaluación Mecanismo 5*

MECANISMO 5: RESPUESTA TRANSVERSAL DE LA NAVE						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes exteriores que eviten la rotacion de los muros	2	3	1	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cuerpos adyacentes	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes paralelos a la fachada	0			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de gran esbeltez	3	4		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas y arcos	1			

Mecanismo M6: Mecanismos de corte en muros Laterales

**Figura 92**

*Vista actual de muro lateral (muro de la epístola) de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- No hay presencia de albañilería uniforme de buena calidad esta aún se conserva en el tiempo tanto interior como exterior de la iglesia
- Si existen presencia de dinteles en las ventanas de los muros laterales
- No hay presencia de confinamientos ligeros como albañilería armada o metal reticulado

Indicadores de Vulnerabilidad

- Hay presencia de aberturas o grandes áreas con albañilería de espesor reducido. Se observan fisuras y grietas alrededor del muros y conexiones con los contrafuertes, esquinas de puertas y ventanas.
- No se presenta confinamientos rígidos o techos pesados de concreto armado

**Tabla 56**

*Ficha de evaluación Mecanismo 6*

MECANISMO 6: MECANISMO DE CORTE EN MUROS LATERALES					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de albañilería uniforme (solo en caso de construcción) y de buena calidad	0	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de travesaños o dinteles en los vanos o aberturas	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamientos ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes área con mampostería de espesor reducido	2	2	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamiento muy rígidos, techo pesado de concreto armado	0		

#### 4.4.4.3. Macroelemento Arco Triunfal

Los arcos triunfales cumplen la función de contrafuertes para los muros laterales. Tal como se observa en la Figura 93, estos elementos estructurales contribuyen a la estabilidad del conjunto al servir de soporte tanto para la techumbre como para los muros laterales, lo que permite que esta zona presente un mecanismo resistente eficiente.

**Figura 93**

Vista actual de arco triunfal presente en el interior de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará



*Nota. Elaboración Propia*

**Mecanismo M13: Arco Triunfal**

Mecanismos resistentes:

- Existe la presencia de muros de contraste, siendo estas los muros de la nave central.
- No hay presencia de refuerzos
- Si presenta apoyos bien contruidos ya que sus columnas que posee tienen dimensiones de 1.37 m x 1.37 m.
- Inexistencia de tímpano superior

Indicadores de Vulnerabilidad

- Inexistencia de cobertura pesada de concreto armado
- No existen cúpulas o linternas.

**Tabla 57**

*Ficha de evaluación Mecanismo 13*

MECANISMO 13: ARCO TRIUNFAL					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de contraste efectivos (baja relación luz/ancho, salón, transepto, otros edificios)	1	3	1
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de apoyos bien contruidos y/o adecuado espesor	2		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tímpano superior	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de concreto armado	2	2	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cúpula o linterna	0		

#### 4.4.4.4. Macroelemento Ábside

La estructura ha sido edificada con el mismo material empleado en el resto de la iglesia. Presenta muros con un espesor de 1.80 metros y una altura de 10.90 metros, como se aprecia en la Figura 94. La cubierta está conformada por teja andina y cuenta con la protección de dos contrafuertes, además de apoyos que se encuentran directamente vinculados a los muros laterales.

#### Figura 94

*Ábside de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará. Vista Trasera*



*Nota. Elaboración Propia*

#### Figura 95

*Ábside de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará. Vista Frontal*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M16: Volteo del Ábside

Mecanismos resistentes:

- No existen arcos ni refuerzos
- Presencia de elementos efectivos de contrastes los cuales son los contrafuertes mostrados en la imagen.
- No hay presencia de coberturas de gran peso y tamaño

Indicadores de Vulnerabilidad

- Presenta aberturas que generan debilitamiento y deterioro posterior.
- No hay presencia de bóvedas
- No existen cubiertas pesadas ni vigas de techo de concreto armado

**Tabla 58**

*Ficha de evaluación Mecanismo 16*

MECANISMO 16: VOLTEO DEL ÁBSIDE					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arcos (semicirculares y poligonales) o refuerzos (rectangulares)	0	2	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios)	2		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura de contrapeso, sin empuje	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas (incluso cerradas) en los muros	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas empujando	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Bordes rígidos, cubiertas pesadas, vigas de techo de concreto armado	0		

Mecanismo M17: Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside

Mecanismos resistentes:

- Presenta albañilería de adobe uniforme y de buena calidad
- Inexistencia de dinteles
- No hay presencia de albañilería armada ni metales reticulados

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existe la presencia de cubierta pesada que viene del techo
- No hay presencia de numerosas y grandes aberturas

**Tabla 59***Ficha de evaluación Mecanismo 17*

MECANISMO 17: MECANISMOS DE CORTE EN EL PRESBITERIO O EN EL ÁBSIDE					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	2	2	1
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	2	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	0		

#### 4.4.4.5. Mecanismo Techumbre

**Figura 96***Vista actual del techo de la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M19: Elementos de cubierta - muros laterales de la nave

Mecanismos resistentes:

- No hay presencia de albañilería armada
- Presencia de conexiones como puntuales del techo conectados a los muros
- No existen presencia de arriostres de techo
- Se puede observar que hay buenas conexiones de los elementos de cobertura hacia los muros laterales

Indicadores de Vulnerabilidad

- La cubierta de teja parte del techo podría generar empujes estáticos y volteos a los muros laterales
- Poca presencia de cobertura pesada sobre todo por parte del techo

**Tabla 60***Ficha de evaluación Mecanismo 19*

MECANISMO 19: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - MUROS LATERALES DE LA NAVE					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	2	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	4	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	2		

Mecanismo M21: Elementos de cubierta – Ábside y Presbiterio

**Figura 97***Elementos de cubierta en la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- No hay presencia de albañilería armada
- Presenta conexiones puntuales de vigas a los muros de albañilería
- Sin presencia de arriostres de techo
- Poca presencia de conexión de los elementos de cobertura hacia al ábside y presbiterio

Indicadores de Vulnerabilidad

- La cubierta de teja parte del techo podría generar empujes estáticos y volteos al ábside y presbiterio
- Si hay presencia de cobertura pesada más que todo por parte del techo

**Tabla 61***Ficha de evaluación Mecanismo 21*

MECANISMO 21: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - ÁBSIDE Y PRESBITERIO					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	2	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	4	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	2		

#### 4.4.4.6. Mecanismo Capillas, Cuerpos Anexos

La iglesia presenta tres capillas las cuales son el baptisterio, capilla y presbiterio están tienen muros de 1.00 metros de espesor, y una altura promedio de 5.00 metros, ubicadas en la parte lateral de la nave precisamente en el muro del evangelio tal como se observa en la Figura 98. también presentan cubierta con teja andina y conectada directamente a los muros laterales.

**Figura 98***Vista actual de capillas de la iglesia de la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M22: Volteo de la capilla

**Figura 99**

*Mecanismos de volteo en capillas de la iglesia de Virgen de la Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- La capilla no presenta contrafuertes, pero si edificios contiguos.
- No existe presencia de tirantes ni refuerzo en todo el perímetro de la capilla
- Si se aprecia una buena calidad entre la pared frontal y muro lateral del evangelio

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existe la posibilidad de un fuerte debilitamiento debido a la presencia de algunas aberturas como fisuras y grietas presente en las esquinas

**Tabla 62**

*Ficha de evaluación Mecanismo 22*

MECANISMO 22: VOLTEO DE LA CAPILLA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)	1	2	0.75
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes y refuerzos de perímetro	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad entra la pared frontal y las paredes laterales	1		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas en las paredes	1	1	

Mecanismo M23: Mecanismos de corte de la capilla

**Figura 100**

Capilla de la iglesia Virgen de la Nieves de Sangarará



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Hay buena presencia de albañilería uniforme de adobe y buena calidad constructiva
- Existen conexión de dinteles con las ventanas
- No hay presencia de albañilería armada

Indicadores de Vulnerabilidad

- Se observa la presencia de cubierta casi pesada
- Existen aberturas como grietas y fisura producidas por el tiempo

**Tabla 63**

Ficha de evaluación Mecanismo 23

MECANISMO 23: MECANISMOS DE CORTE EN MUROS DE LA CAPILLA						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	0.65	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	2			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	1			

Mecanismo M25: Irregularidad en planta – Altura

**Figura 101**

*Irregularidad en Planta y Altura en la iglesia Virgen de la Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Existe buena conexión adecuada entre la albañilería uniforme de adobe y muros laterales de la nave
- Inexistencia de refuerzos horizontales

Indicadores de Vulnerabilidad

- La iglesia presenta una irregularidad en altura en la unión entre la capilla baptisterio y muro lateral. Esta irregularidad genera golpeteo entre ambos componentes, pudiendo producir daños.
- Existe la posibilidad de que los muros causen acciones de empuje hacia las capillas.

**Tabla 64**

*Ficha de evaluación Mecanismo 25*

MECANISMO 25: IRREGULARIDAD EN PLANTA - ALTURA					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	ρk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una conexión adecuada entre la mampostería de diferentes fases	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales de conexión	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una gran diferencia de rigidez entre los dos cuerpos	2	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento conector	1		

#### 4.4.4.7. Volúmenes Exteriores Torre Campanario

La torre de la iglesia Santa Catalina alcanza una altura de 10.89 metros y ha sido construida con la misma albañilería empleada en el resto de la iglesia. En su base, se evidencia un deterioro del material como consecuencia de la exposición a los agentes atmosféricos; no obstante, su estado de conservación es regular. En la sección superior de la torre se encuentra ubicado el campanario.

#### Figura 102

*Torre campanario de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará*



*Nota. Elaboración Propia*

Mecanismo M27: Torre de Campanario

Mecanismos resistentes:

- La calidad de la albañilería es buena
- No tiene refuerzos horizontales
- Presenta una distancia adecuada con los muros de la iglesia
- Existe buena conexión con los muros laterales

Indicadores de Vulnerabilidad

- Existen aberturas mínimas como fisuras significativas
- No existe presencia asimétrica con los muros laterales
- No presenta apoyos irregulares

**Tabla 65***Ficha de evaluación Mecanismo 27*

MECANISMO 27: TORRE DE CAMPANARIO						
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas	0			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una distancia adecuada de las paredes de la iglesia (si es adyacente)	1			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buena conexión con las paredes de la iglesia (si están incrustadas)	1			
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas significativas en varios niveles	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia asimétrica en los muros de la base (torre incorporada)	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados, muros en voladizo)	0			

Mecanismo M28: Campanario

**Figura 103***Campanario de la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará**Nota. Elaboración Propia*

Mecanismos resistentes:

- Si existen pilares rígidos y arcos de luz reducida
- No hay presencia de refuerzos metálicos

Indicadores de Vulnerabilidad

- Hay presencia de cobertura pesada ya que es considerable su peso
- Existe la posibilidad de un empuje estático por parte del muro lateral de la epístola y del techo hacia el campanario

**Tabla 66***Ficha de evaluación Mecanismo 28*

MECANISMO 28: CAMPANARIO					
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida	1	1	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos metálicos tirantes o anillos	0		
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	1
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas	2	3	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de empuje estático de la cobertura	1		

**4.4.5. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad****Tabla 67***Síntesis y determinación del índice de vulnerabilidad aplicando la metodología LVI en la iglesia de Virgen de las Nieves de Sangarará*

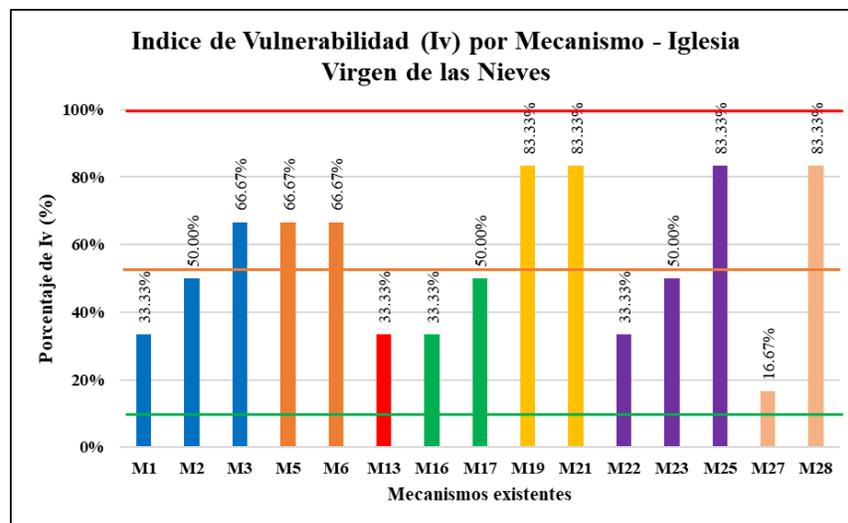
N°	MACROELEMENTO	N°	MECANISMOS DE COLAPSO	pk	vkp	vki	Iv	pk*(vki-vkp)
1	FACHADA	M1	Volteo de la fachada	1.00	3.00	2.00	0.33	-1.00
2		M2	Mecanismo sobre la fachada	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00
3		M3	Mecanismo en el plano de la fachada	1.00	2.00	3.00	0.67	1.00
5	NAVE	M5	Respuesta transversal de la nave	1.00	3.00	4.00	0.67	1.00
6		M6	Corte en muros laterales	1.00	1.00	2.00	0.67	1.00
13	ARCO TRIUNFAL	M13	Arco triunfal	1.00	3.00	2.00	0.33	-1.00
16	ABSIDE	M16	Volteo del ábside	1.00	2.00	1.00	0.33	-1.00
17		M17	Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside	1.00	2.00	2.00	0.50	0.00
19	TECHUMBRE	M19	Elementos de cubierta - muros laterales de la nave	1.00	2.00	4.00	0.83	2.00
21		M21	Elementos de cubierta - ábside y presbiterio	1.00	2.00	4.00	0.83	2.00
22	CAPILLAS CUERPOS ANEXOS	M22	Volteo de la capilla	0.75	2.00	1.00	0.33	-0.75
23		M23	Mecanismos de corte en muros de la capilla	0.65	3.00	3.00	0.50	0.00
25		M25	Irregularidad en planta - altura	0.75	1.00	3.00	0.83	1.50
27	VOLUMENES EXTERIORES TORRE CAMPANARIO	M27	Torre de campanario	1.00	3.00	1.00	0.17	-2.00
28		M28	Campanario	1.00	1.00	3.00	0.83	2.00
<b>Σ =</b>				14.15				4.75
<b>Índice global de vulnerabilidad (Iv) =</b>								<b>0.5559</b>

$$\text{Vulnerabilidad Alta} = 55.52 < IV \leq 100.00$$

Dado que el Índice de Vulnerabilidad de la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará alcanza un valor del 55.59 %, y conforme a la aplicación de la Metodología LV1, la edificación se clasifica dentro del rango de Vulnerabilidad Alta.

### Figura 104

*Índices de Vulnerabilidad Sísmica de los Mecanismo de la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



Como se observa en la Figura 104, se identifican siete mecanismos de colapso, que presentan una mayor probabilidad a activarse ante la ocurrencia de sismos, evidenciando un comportamiento estructural más vulnerable en dichos macroelementos.

Se determinó que los mecanismos M19, M21, M25 y M28 presentan los valores más altos en cuanto al índice de vulnerabilidad sísmica, lo cual los posiciona como elementos críticos dentro del sistema estructural, requiriendo intervención prioritaria.

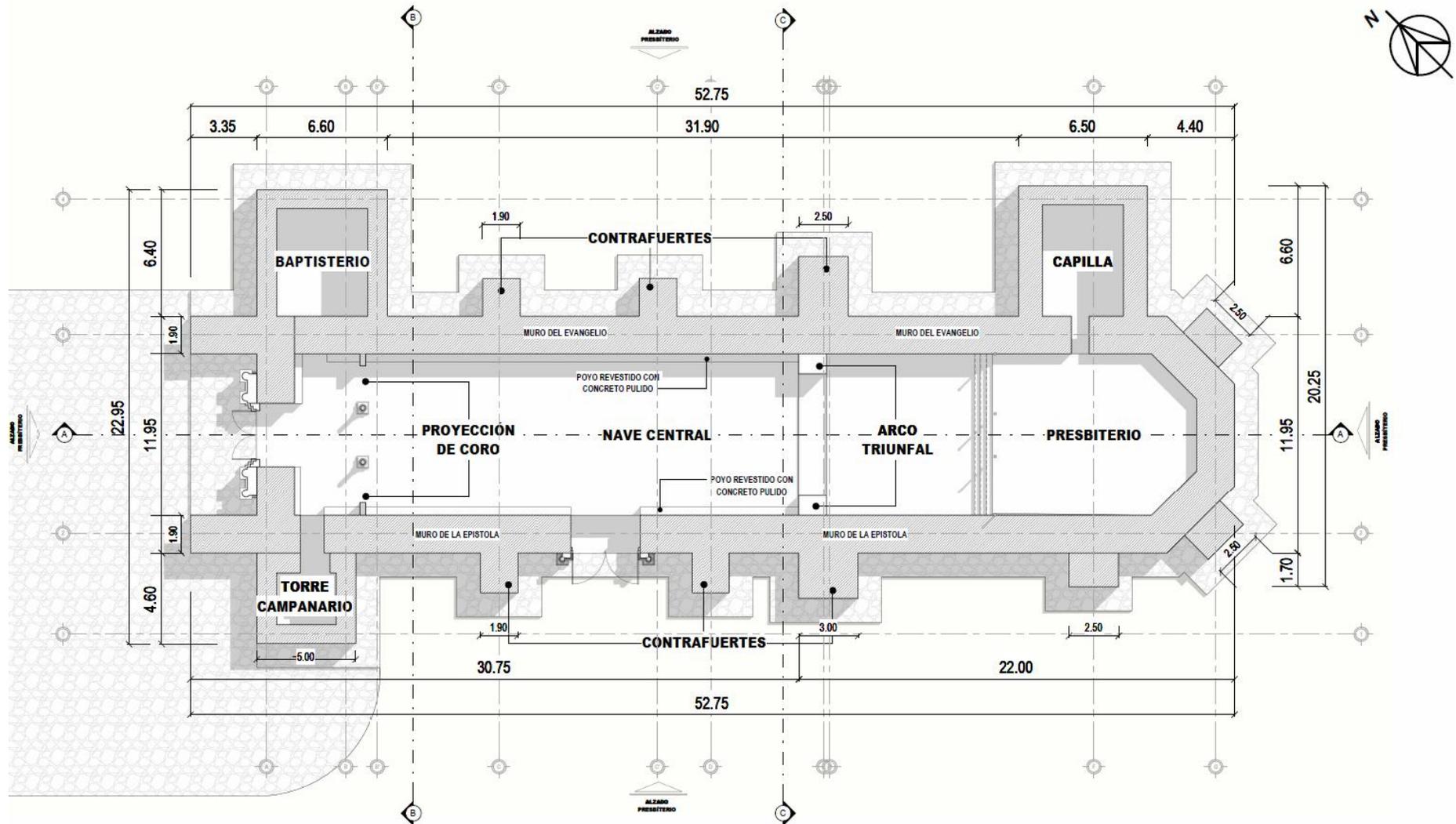
**CAPITULO 5. ANÁLISIS CUANTITATIVO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
LAS IGLESIAS SANTA CATALINA DE MARCACONGA Y VIRGEN DE LAS  
NIEVES DE SANGARARA**

**5.1. Modelamiento Numérico de Iglesias Coloniales**

Se realizó el modelamiento numérico de las iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves, que son objeto de estudio. Las iglesias seleccionadas tienen una configuración geométrica y una arquitectura típicas que representan a las iglesias andinas coloniales. Como se muestra en las Figuras 105, 106, 107, 108 y 109.

**Figura 105**

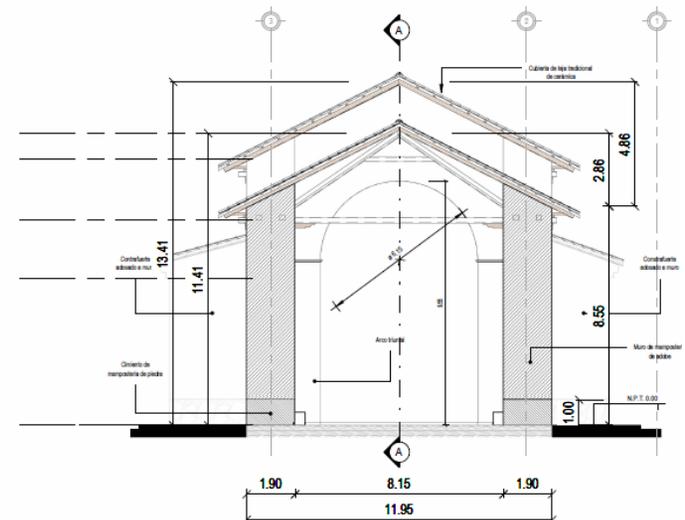
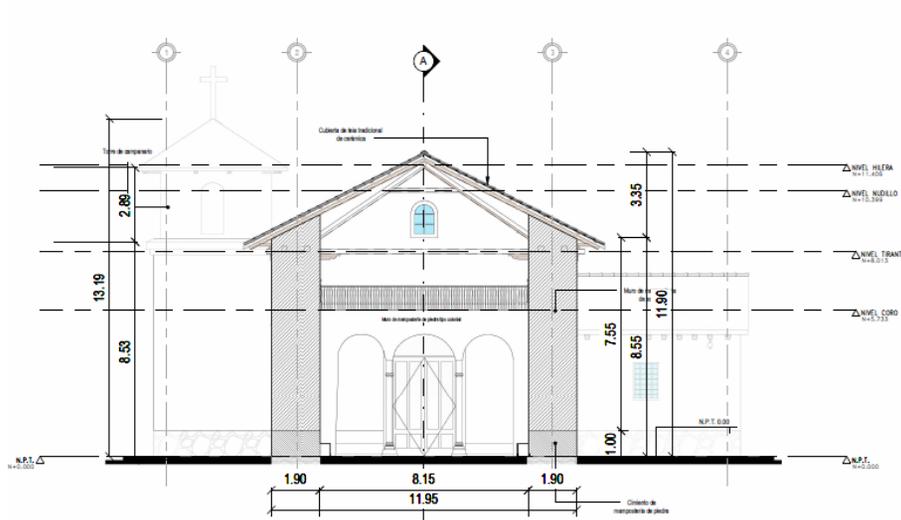
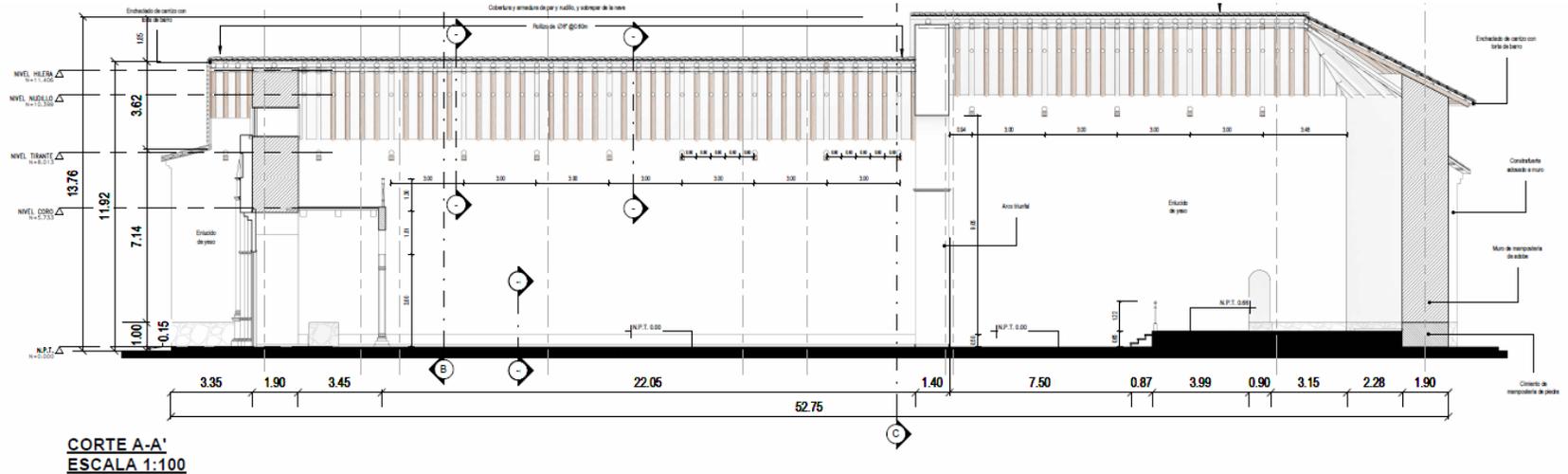
*Planta - Iglesia Santa Catalina de Marcaconga*



*Nota. Elaboración Propia*

Figura 106

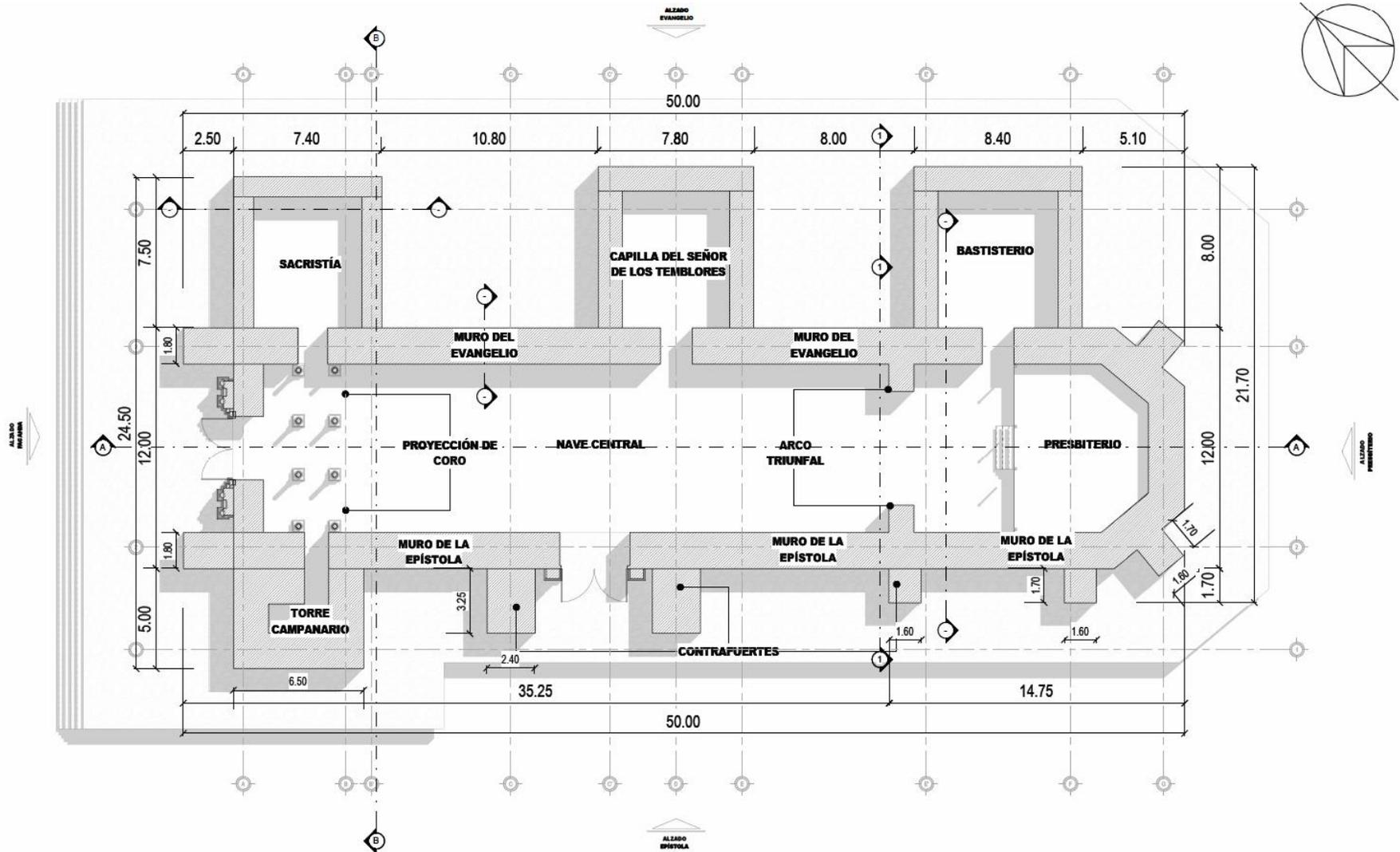
Corte y Elevación - Iglesia Santa Catalina de Marcaconga



Nota. Elaboración Propia

**Figura 107**

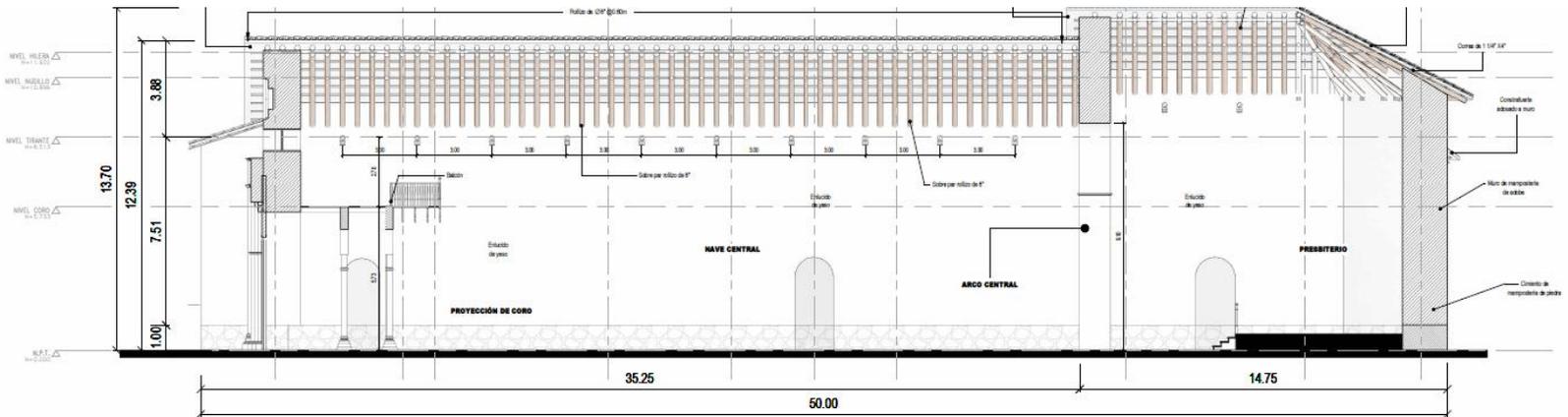
*Planta - Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará*



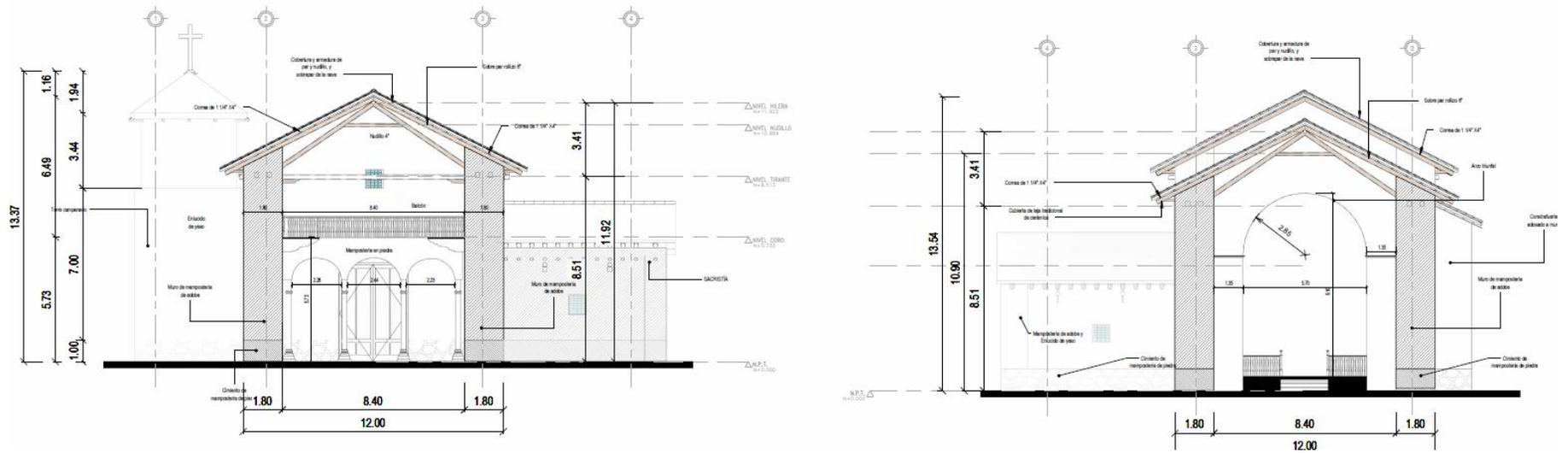
*Nota. Elaboración Propia*

Figura 108

Corte y Elevación - Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará



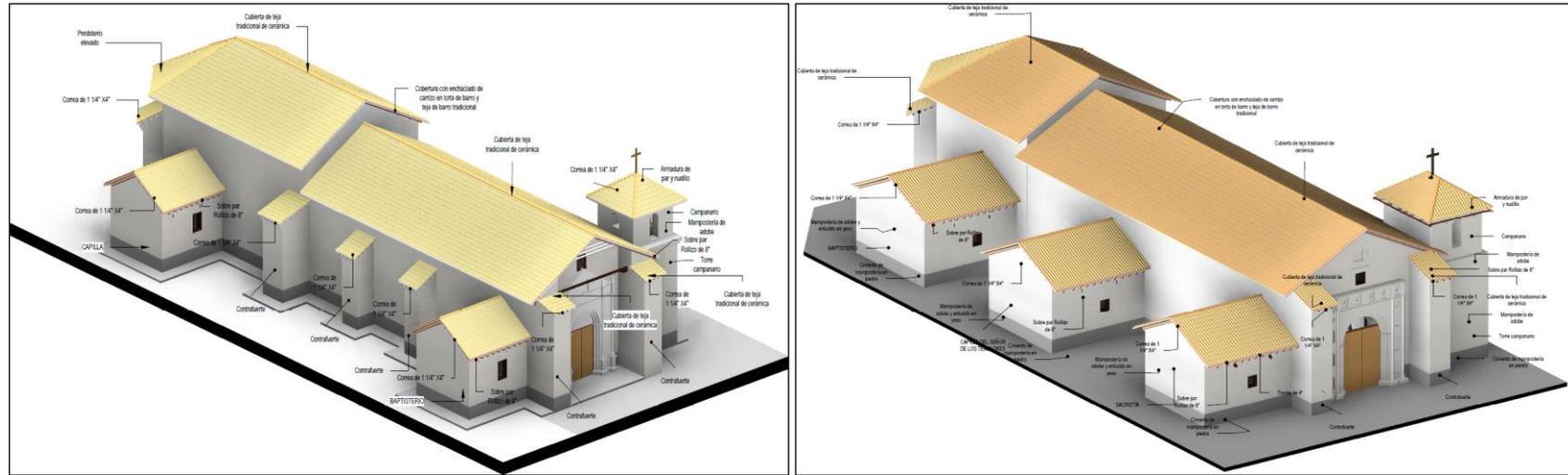
SECCIÓN A-A'  
ESCALA 1:100



Nota. Elaboración Propia

**Figura 109**

*Vista Isométrica - Iglesias*



*Vista Isométrica de la iglesia Santa Catalina de Maracaonga y Virgen de las Nieves de Sangarará. Nota. Elaboración Propia*

Para evaluar el comportamiento estructural de las iglesias, se aplicaron técnicas basadas en la metodología de los elementos finitos. A través de este enfoque, se desarrollaron modelos específicos para el análisis de estructuras de albañilería, considerando las propiedades mecánicas del material, tales como la resistencia a compresión, resistencia a tracción y la degradación de la rigidez, entre otros factores.

El modelado numérico de las iglesias se realizó mediante el software DIANA FEA V.10.5, reconocido por su alta capacidad para el análisis estructural mediante elementos finitos. En los últimos años, esta herramienta ha sido ampliamente utilizada en la simulación de edificaciones de albañilería, especialmente de adobe, debido a la precisión y fiabilidad de sus resultados.

La geometría de las iglesias se obtuvo a partir de los datos recopilados en el levantamiento geométrico, incluyendo los planos en planta y elevación, previamente elaborados. A partir de esta información, se construyó un modelo tridimensional (3D) simplificado y optimizado en AutoCAD 2024, el cual fue posteriormente exportado al software DIANA FEA V.10.5. Esto simplifica el trabajo debido a que DIANA FEA V.10.5. permite la importación desde sólidos 3D. Sin embargo, muchas veces no es posible detectar errores en las uniones entre los sólidos ya que no pueden ser visualizados fácilmente en geometrías complicadas. Es por ello que se tuvo especial cuidado validando y verificando los modelos realizados debido que los errores en el dibujo de la geometría pueden traducirse en errores de la malla final del modelo de elementos finitos otorgando resultados no esperados.

El modelo numérico considera los muros laterales, muros de capillas, los contrafuertes y torre campanario construidos de albañilería de adobe, la fachada (portada) y las columnas del arco triunfal de albañilería de piedra colonial y el sobrecimiento de albañilería de piedra

irregular, garantizando así una adecuada representación de la configuración estructural de las iglesias. Asimismo, se consideró que todos los elementos estructurales se encontraban perfectamente conectados.

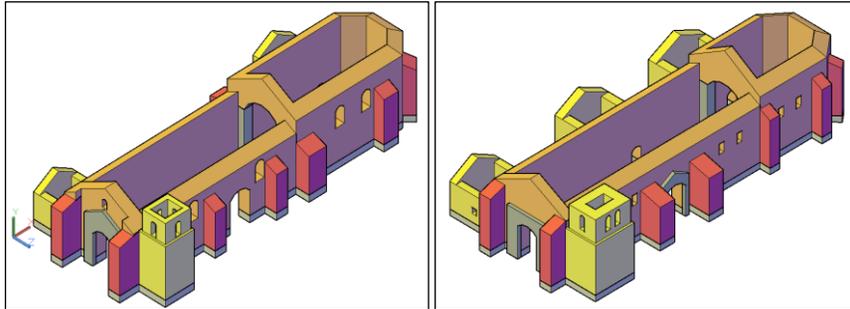
El sistema de techo y el entrepiso de madera del coro no fueron incluidos en el modelo numérico, dado que no presenta una conexión rígida con los muros y, por lo tanto, no contribuyen significativamente a la rigidez global de la estructura. Además, siguiendo las recomendaciones de (Fonseca Ferreira & D'Ayala, 2012) para la evaluación del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras no se modela el techo debido a la complejidad de simular la rotación y los deslizamientos relativos en las conexiones típicas del techo. Y de acuerdo a las conclusiones de las investigaciones de (Marques et al., 2015) los modelos sin vigas de unión proporcionan en general mejores resultados en términos de relaciones MAC, y por lo tanto se adoptan como modelo de referencia para realizar el análisis pushover. No obstante, su efecto se representó mediante la aplicación de una carga equivalente, uniformemente distribuida en la parte superior de los muros laterales de la nave principal, así como en los muros de las capillas y la torre campanario. Además, se consideró la acción de la carga viva correspondiente.

En cuanto a las condiciones de contorno, se ha asignado un soporte en la base del modelo numérico, esto luego se transmitirá a los nodos de la malla, como un apoyo fijo. Restringiendo únicamente los tres grados de libertad de traslación, pero permitiendo la rotación. Esto permite capturar el posible volteo o giro de los elementos, que es una respuesta típica en sistemas sin empotramiento real.

En la Figura 110, se presenta una vista isométrica general del modelo de elementos finitos desarrollado, donde se pueden visualizar los diferentes tipos de albañilería.

**Figura 110**

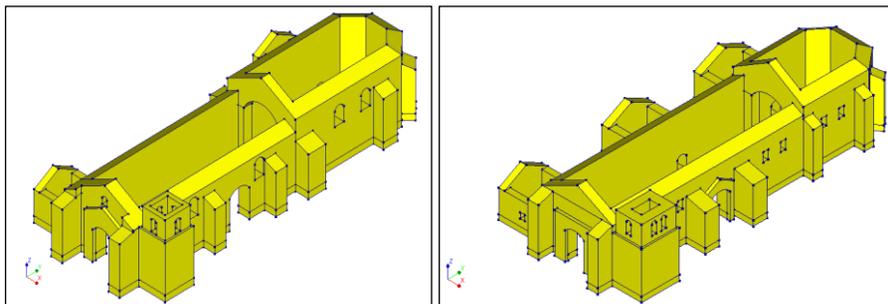
*Modelo geométrico 3D en AutoCAD de las iglesias*



*Vista isométrica de las iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves en AutoCAD Nota. Elaboración Propia*

**Figura 111**

*Modelo geométrico 3D en DIANA FEA de las iglesias*



*Nota. Elaboración Propia*

Las propiedades elásticas de la albañilería de adobe utilizadas en el modelo numérico corresponden a los obtenidos de los ensayos realizados en el laboratorio. El comportamiento no lineal de la albañilería de adobe fue modelado mediante la consideración del modelo “Total Strain Crack Model”, el cual ofrece una adecuada estabilidad en el control de la fisuración del material, además de optimizar el costo computacional (TNO Diana FEA, 2015). El comportamiento de la albañilería a tracción se representó usando un modelo de ablandamiento exponencial post-pico mientras que en el comportamiento de compresión se adoptó un endurecimiento parabólico, seguido de un ablandamiento parabólico post-pico.

La resistencia a la compresión “ $f_c$ ” fue tomada del ensayo de resistencia a la compresión realizado en las pilas de adobe, por otro lado, se consideró el valor de la resistencia a la tracción “ $f_t$ ” como el 10% de la resistencia a la compresión (Noel Tapia M. , 2017). La energía de fractura a compresión “ $G_c$ ” y la energía de fractura a tracción “ $G_f$ ” se tomaron de (Lourenco & Pereira, 2020) quienes realizaron calibraciones de las propiedades no lineales en muros de albañilería de adobe.

Por otro lado, la albañilería de piedra irregular es comúnmente utilizada en los cimientos, sobrecimientos y/o como estructura nivelante en las edificaciones de adobe ubicadas en la sierra peruana. Este tipo de albañilería se caracteriza por su notable heterogeneidad geométrica y desorden estructural, tanto en la forma de las piedras como en sus propiedades físico-mecánicas.

En investigaciones previas, como el estudio realizado en la iglesia de Kuñotambo (Lourenco & Pereira, 2020), se ha empleado una resistencia a la compresión  $f_c$  de 0.6MPa para mampostería de piedra irregular. Por su parte, la Circolare a la NTC 2018 (Italia) propone un rango de resistencia entre 1 y 2MPa para albañilería de piedra irregular. No obstante, en este trabajo se adopta el valor propuesto en el estudio de Kuñotambo, por considerarse una estimación conservadora y representativa de las condiciones locales.

Para el módulo de elasticidad, se adopta la expresión empírica  $E=550.f_c$ , obteniéndose un valor de 330MPa. Asimismo, se considera una resistencia a la tracción  $f_t=0.030MPa$ , equivalente al 5% de  $f_c$ , valor inferior al asumido en Kuñotambo (0.06 MPa), a fin de mantener un enfoque conservador. La densidad del material se toma como 1900 kg/m<sup>3</sup>, valor típico para mampostería de piedra no labrada.

En cuanto al comportamiento no lineal postcrítico, se adoptan los parámetros energéticos utilizados en la investigación Proyecto de Estabilización Sismorresistente Modelado de Edificios Tipo (Lourenco et al., 2020), aplicados a la iglesia de Kuñotambo. En dicho estudio, se consideran una energía de fractura en tracción  $G_f=10$  N/m y una energía de fractura en compresión  $G_c=1500$  N/m, los cuales serán asumidos en el presente análisis para modelar adecuadamente la degradación del material en el régimen no lineal.

En el caso de la albañilería de piedra colonial, esta se caracteriza por estar conformada por bloques de roca granítica de tonalidad clara, cuyas dimensiones varían entre 10 cm y 100 cm. Dado que no se dispone de ensayos específicos en campo para la caracterización de esta albañilería, se adoptan valores de referencia recomendados. En particular, en el estudio estructural de la Casa Arones de Cusco se asignaron los siguientes parámetros representativos para este tipo de albañilería: una resistencia a la compresión  $f_c=3.0$ MPa, un módulo de elasticidad  $E=2340$ MPa, y una resistencia a tracción  $f_t=0.2$ MPa, con base en lo establecido en la Norma OPCM 3431 (2005) y respaldado por (Lourenco et al., 2020).

Estos valores son consistentes con los rangos propuestos por la Circolare a la NTC 2018, que establece una resistencia a compresión entre 2.6MPa y 3.8MPa para mampostería de piedra partida con buena textura, validando así la pertinencia de los parámetros adoptados. Además, se considerará una densidad de 2140 kg/m<sup>3</sup>. Para la resistencia a tracción se asume un valor conservador de  $f_t=0.15$ MPa, equivalente al 5% de  $f_c$ .

Respecto al comportamiento no lineal postcrítico, se adoptan los procedimientos propuestos por (Lourenco et al., 2020) para mampostería no reforzada. Para la estimación de la energía de fractura en compresión ( $G_c$ ) se hizo uso de la expresión  $G_c=\mu \cdot f_c$ , se considera  $f_c=3.0$ MPa y una ductilidad ( $\mu$ ) en compresión de 1.6 mm, recomendada para materiales con

$f_c < 12 \text{ MPa}$ . Con estos valores, se obtiene una energía de fractura en compresión de 4800 N/m.

Para la energía de fractura en tracción se emplea un índice de ductilidad en tracción promedio de

$\mu = 0.029 \text{ mm}$ , lo cual proporciona una  $G_f = 0.15 \text{ N/m}$ .

**Tabla 68**

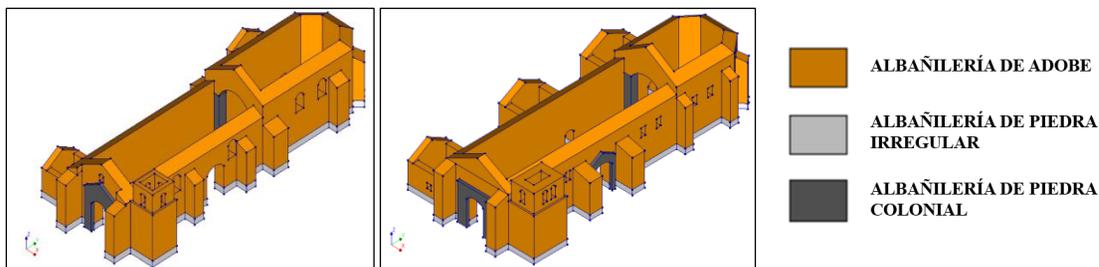
*Propiedades elásticas y no elásticas finales de los materiales*

Propiedades Mecánicas	Unidad	Albañilería de adobe	Albañilería de piedra irregular	Albañilería de piedra colonial
Densidad ( $\gamma$ )	kg/m <sup>3</sup>	1670.27	1900	2140
Módulo de Elasticidad o Young (E)	MPa	117.78	330	2340
Módulo de Poisson ( $\nu$ )	-	0.20	0.25	0.25
Resistencia a la compresión ( $f_c$ )	MPa	0.69	0.60	3
Energía de fractura a compresión ( $G_c$ )	N/m	1400	1500	4800
Resistencia a la tracción ( $f_t$ )	MPa	0.069	0.03	0.15
Energía de fractura a tracción ( $G_f$ )	N/m	20	10	4.35

*Nota. Elaboración Propia*

**Figura 112**

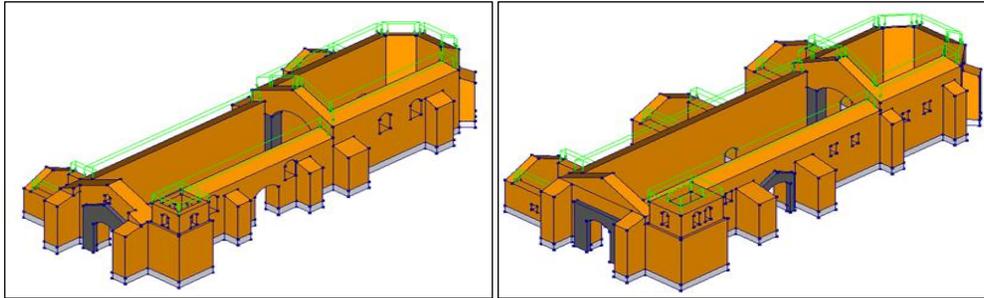
*Asignación de materiales en DIANA FEA de las iglesias*



*Vista isométrica Iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves. Nota: Elaboración Propia.*

**Figura 113**

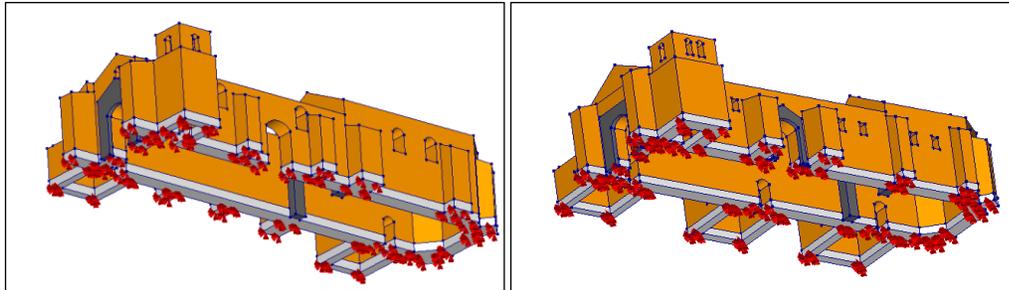
*Cargas aplicadas al modelo numérico de las iglesias*



*Nota: Elaboración Propia.*

**Figura 114**

*Restricción en la base de los modelos numéricos, como apoyo fijo en la base*

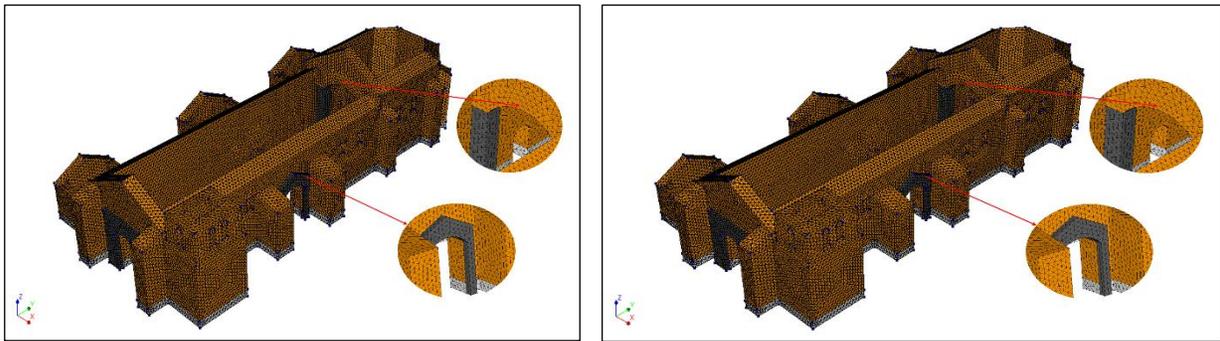


*Restricciones de traslación en la base. Nota: Elaboración Propia.*

Para la discretización de ambos modelos, se emplearon elementos finitos sólidos de forma tetraédricos piramidales (TE12L) con una dimensión de 0.30 m, permitiendo un adecuado equilibrio entre precisión y eficiencia computacional. Como resultado, la modelación de la iglesia Santa Catalina comprende un total de 337 318 elementos, mientras que la iglesia Virgen de las Nieves cuenta con 327 570 elementos, conforme a lo detallado en la Tabla 69.

**Tabla 69***Número de elementos TE12L en los modelos numéricos de las iglesias*

Material	Iglesia Santa Catalina	Iglesia Virgen de las Nieves
Albañilería de Adobe	296753	288621
Albañilería de Piedra Irregular	36143	32994
Albañilería de Piedra Colonial	4422	5955
Total =	<b>337318</b>	<b>327570</b>

**Figura 115***Modelo de elementos finitos de las iglesias**Vista Iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves. Nota: Elaboración Propia.*

## 5.2. Modos de Vibración

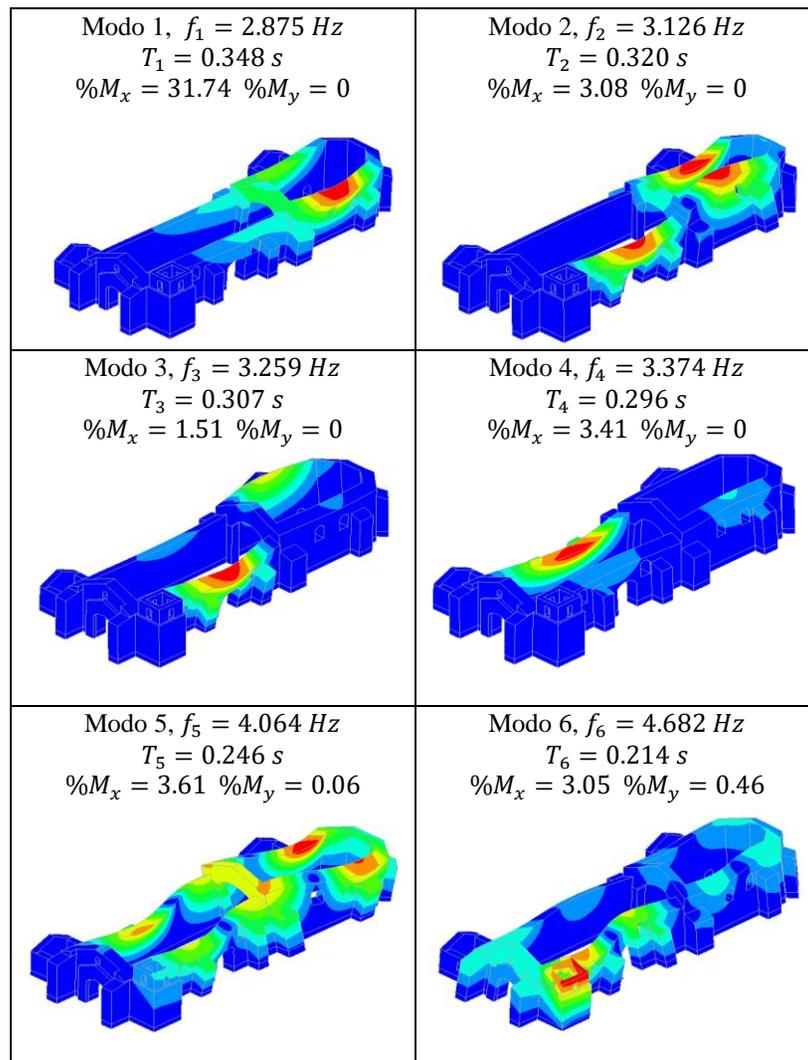
Este análisis permite verificar de manera eficiente las conexiones entre los nodos de los elementos del modelo numérico. Asimismo, constituye una fuente fundamental de información para el análisis modal de la estructura, lo que posibilita la calibración de los parámetros mecánicos de los materiales, como el módulo de Young y la relación de Poisson, siempre que se disponga de ensayos experimentales de identificación modal. (Aguilar, 2017)

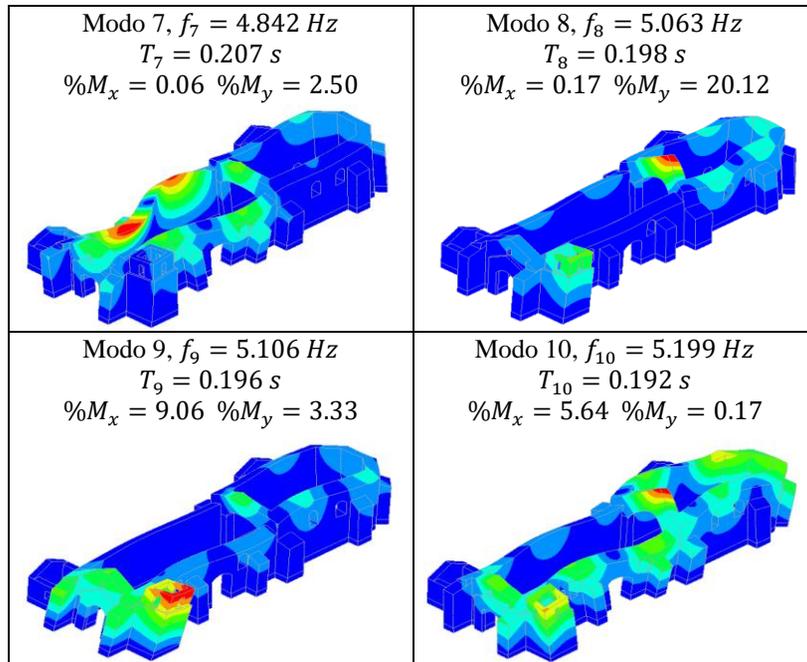
A medida que aumenta la complejidad estructural, se requiere un mayor número de modos de vibración para captar de manera integral la respuesta dinámica del edificio histórico, lo que permite comprender con mayor precisión su comportamiento estructural ante sollicitaciones dinámicas.

Se puede apreciar que, en los muros longitudinales, la fachada y torre se producen los mayores desplazamientos y son susceptibles a daños que se puedan generar. Esto se ilustra en las figuras correspondientes.

**Figura 116**

*Formas modales y frecuencias naturales del análisis del modelo de EF de la iglesia Santa Catalina*

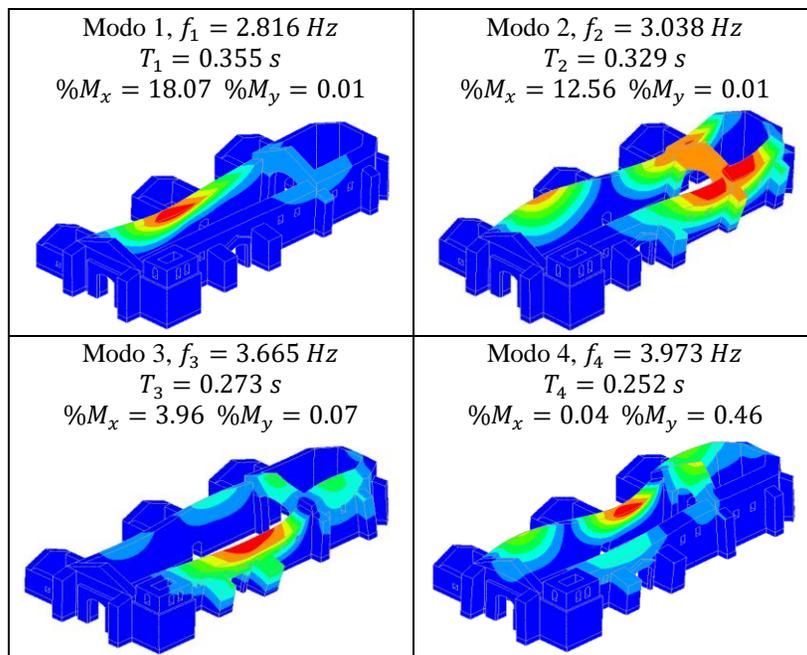


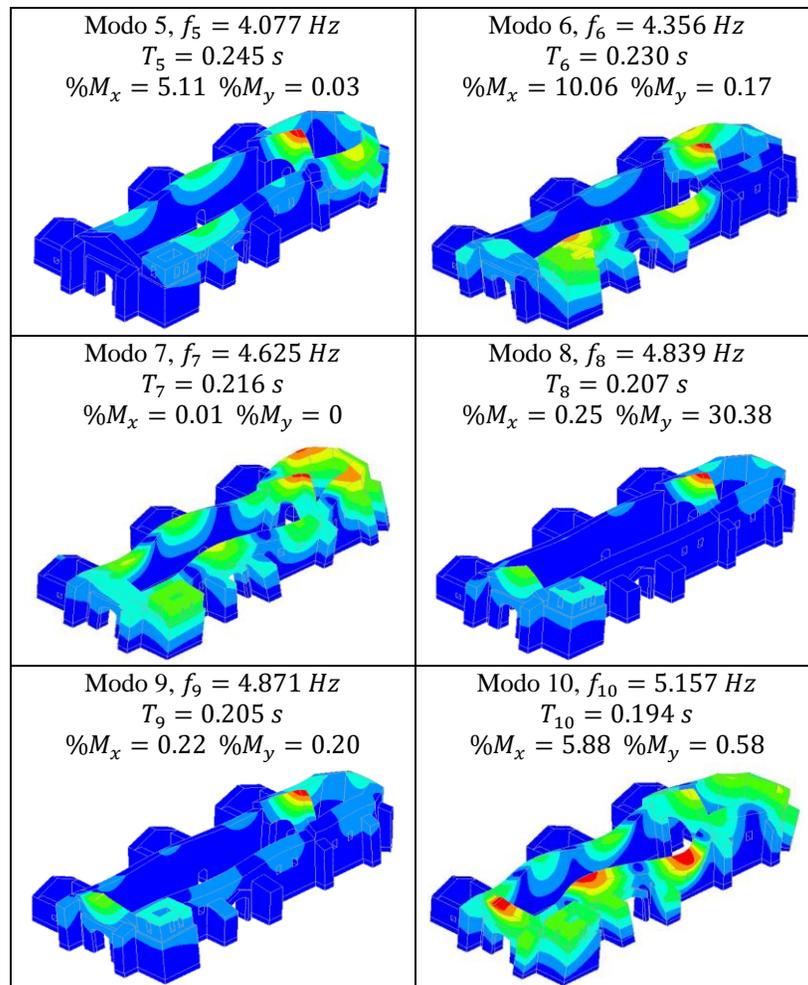


Nota: Elaboración Propia.

**Figura 117**

Formas modales y frecuencias naturales del análisis del modelo de EF de la iglesia Virgen de las Nieves





*Nota: Elaboración Propia.*

### 5.3. Análisis Estático No Lineal

El análisis estático no lineal se llevó a cabo mediante la aplicación de un patrón uniforme de cargas laterales, las cuales aumentan de manera monotónica, manteniendo una proporcionalidad con la masa de la estructura e independiente de su altura.

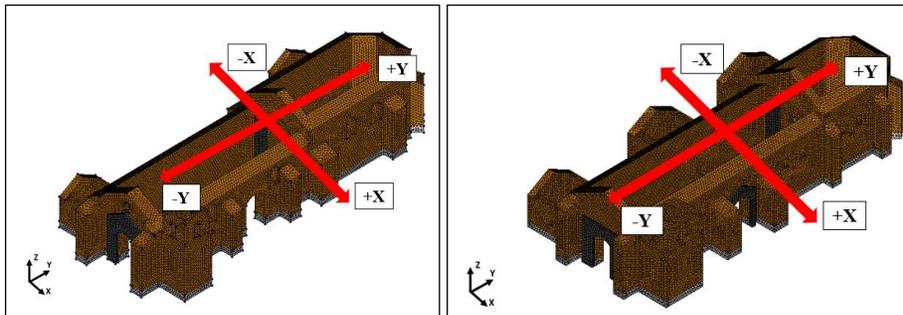
La asignación del patrón de cargas y el análisis estructural se realizaron en ambos ejes (direcciones X e Y), considerando los sentidos positivo y negativo. Se usó el método de iteración de Newton-Raphson Modificado (Briceño Meléndez, 2016). Además, el criterio de convergencia numérica se estableció en función de la energía y el desplazamiento, adoptando tolerancias de

0.001 y 0.01, respectivamente, con el fin de garantizar la estabilidad y precisión del análisis computacional.

Los puntos de control se ubicaron en la parte superior de los muros, correspondientes a las regiones de mayor deformación. Asimismo, se muestran las curvas de capacidad obtenidas para la Iglesia Santa Catalina y la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará.

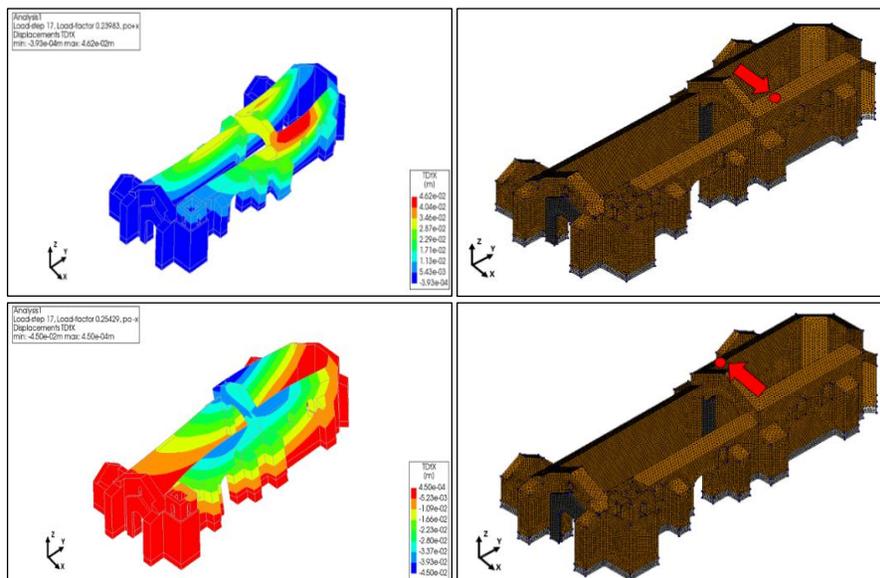
**Figura 118**

*Direcciones consideradas en los modelos numéricos para en el análisis pushover.*



**Figura 119**

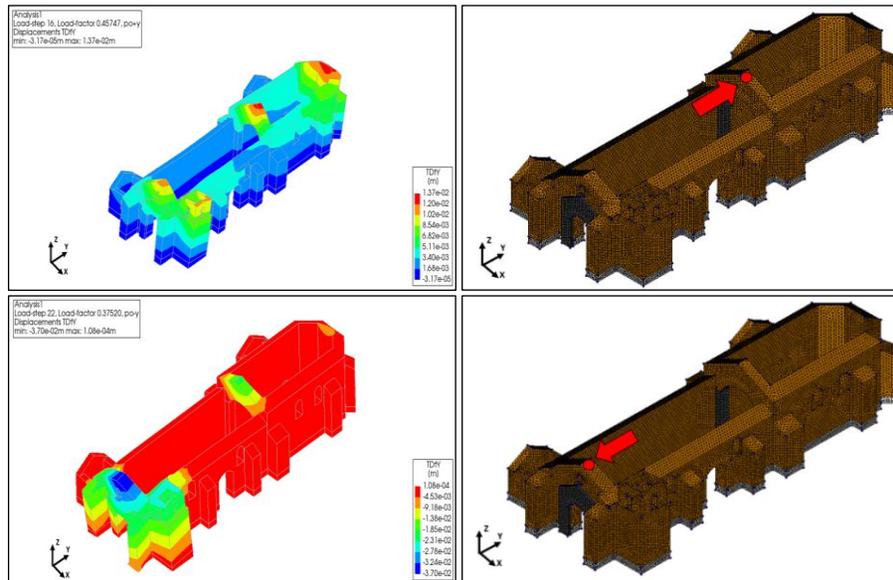
*Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Santa Catalina - Dirección X*



Se observa que las mayores deformaciones se concentran en los muros laterales del presbiterio, razón por la cual los puntos de control utilizados en el análisis se ubicaron en dicha zona.

**Figura 120**

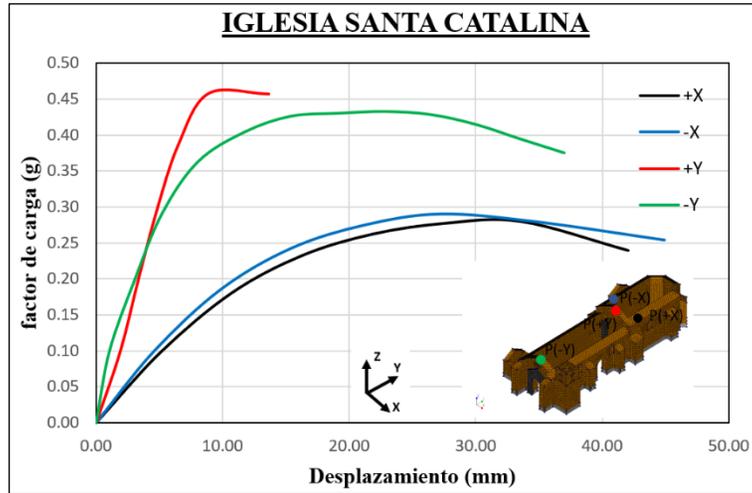
*Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Santa Catalina - Dirección Y*



Se evidencia que las deformaciones de mayor magnitud se concentran en los hastiales de la fachada, el arco triunfal y el muro posterior. En consecuencia, los puntos de control usados para el análisis se ubican en esta zona.

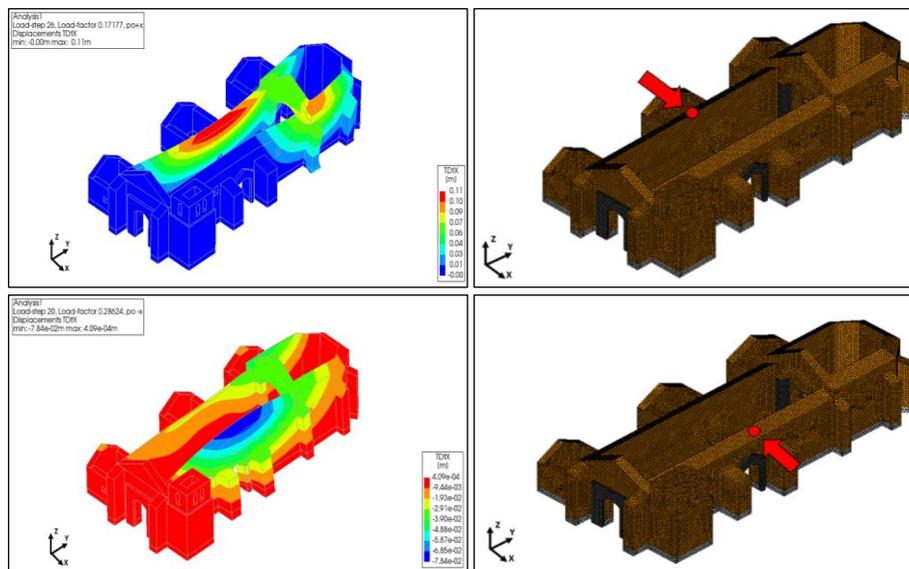
**Figura 121**

*Curvas de Capacidad de la Iglesia Santa Catalina*



**Figura 122**

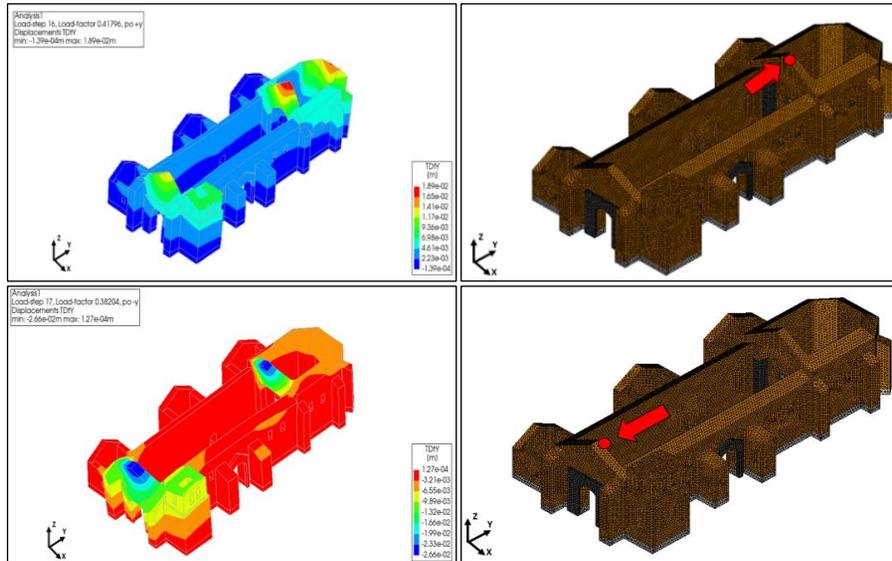
*Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Virgen de las Nieves - Dirección X*



Se observa que las mayores deformaciones se localizan en los muros laterales de la nave, motivo por el cual los puntos de control adoptados para el análisis se ubican en esta zona.

**Figura 123**

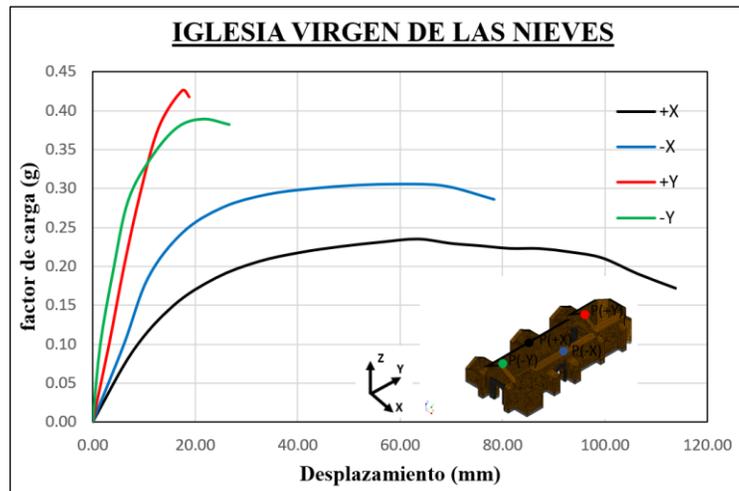
*Ubicación de los puntos de control en la Iglesia Virgen de las Nieves - Dirección Y*



Se evidencia que en la iglesia Virgen de las Nieves las deformaciones de mayor magnitud se concentran en los hastiales de la fachada y el arco triunfal, asimismo se observan deformaciones en el muro posterior. En consecuencia, los puntos de control usados para el análisis se ubican en esta zona.

**Figura 124**

*Curvas de Capacidad de la Iglesia Virgen de las Nieves*



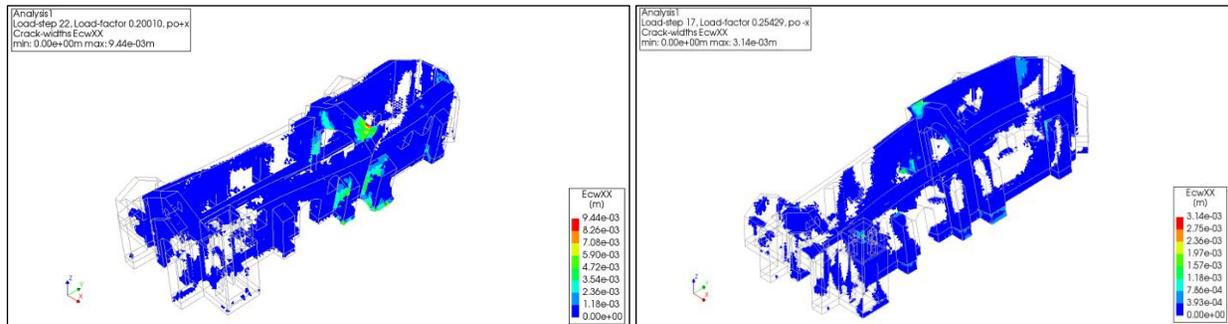
### 5.4. Daños en las Iglesias

Además de la curva de capacidad, se muestra la distribución del daño (anchos de grieta) obtenida mediante el análisis, correspondiente al momento en que se alcanza el factor de carga máximo.

Para las iglesias analizadas, se observa que, en la dirección X, se generan fisuras verticales en la conexión del arco triunfal con los muros laterales y en las conexiones entre los contrafuertes con los muros. En cuanto a la dirección Y, se observan fisuras en las conexiones de las fachadas principales con los muros longitudinales. Además, se evidencia una tendencia al desprendimiento progresivo, lo que podría conducir al colapso de la estructura.

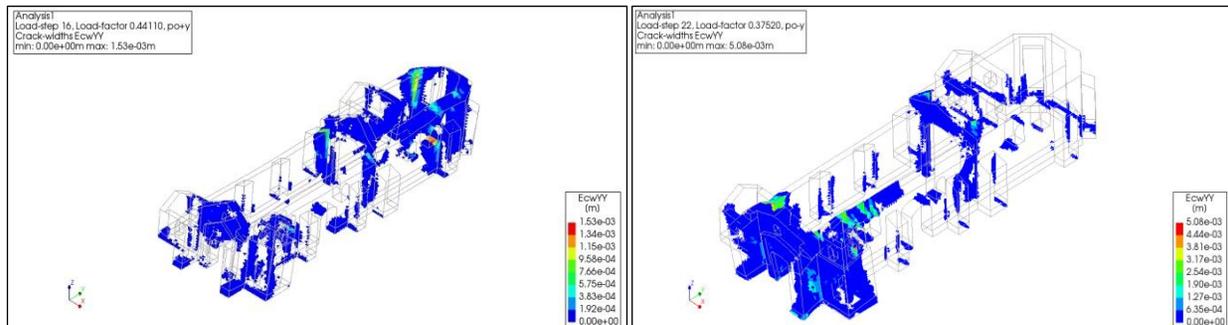
**Figura 125**

*Daños en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +X y -X*



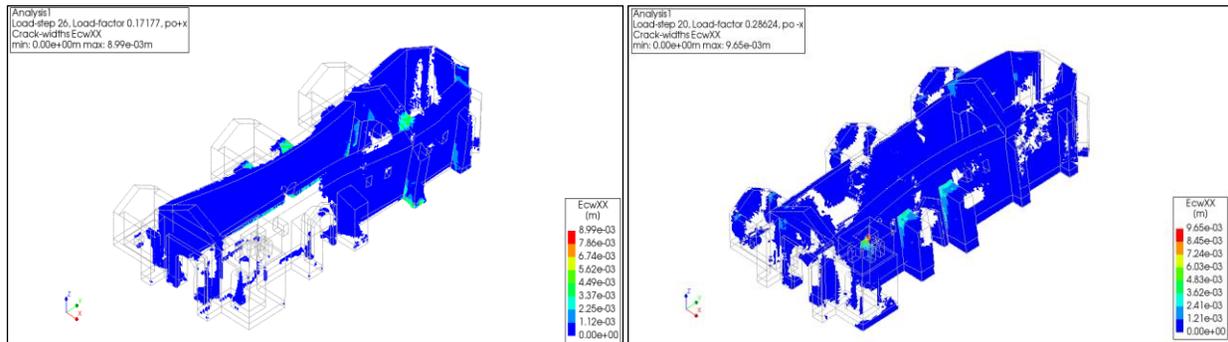
**Figura 126**

*Daños en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +Y y -Y*

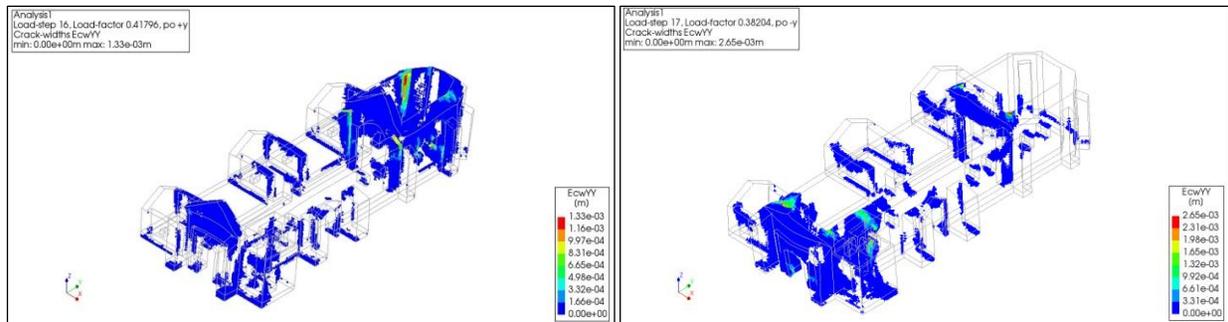


**Figura 127**

*Daños en la iglesia Virgen de las Nieves para las direcciones +X y -X*

**Figura 128**

*Daños en la iglesia Virgen de las Nieves para las direcciones +Y y -Y*

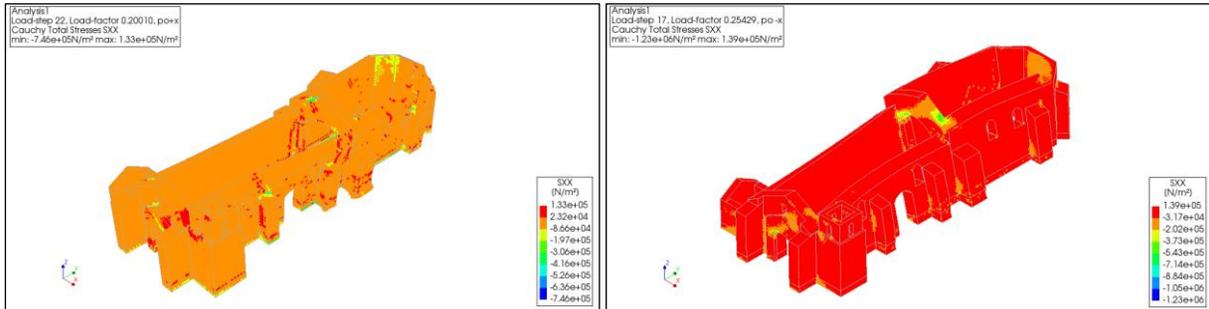


## 5.5. Resultado de Esfuerzos

En las figuras presentadas a continuación se identifican zonas donde los esfuerzos superan la resistencia del material, principalmente en la mampostería de adobe. Las fisuras observadas en los muros laterales de la iglesia se atribuyen a la carga distribuida generada por la estructura de cubierta. Asimismo, se evidencian concentraciones de esfuerzo en la conexión del arco triunfal con los muros laterales, en el ábside y en las uniones entre los contrafuertes y los muros laterales.

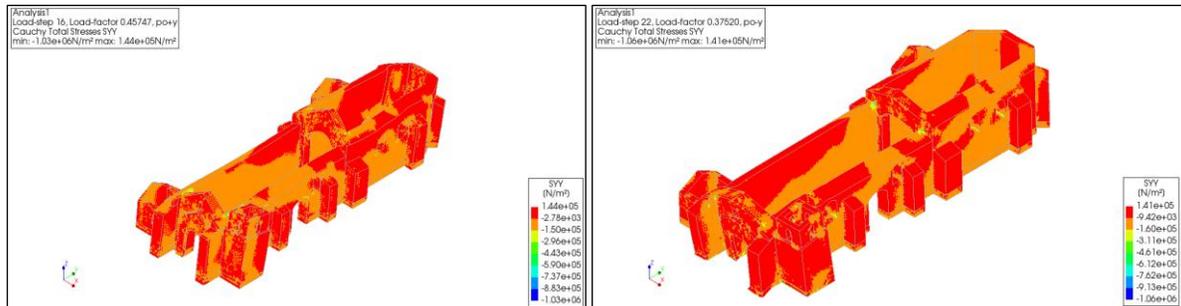
**Figura 129**

*Esfuerzos en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +X y -X*



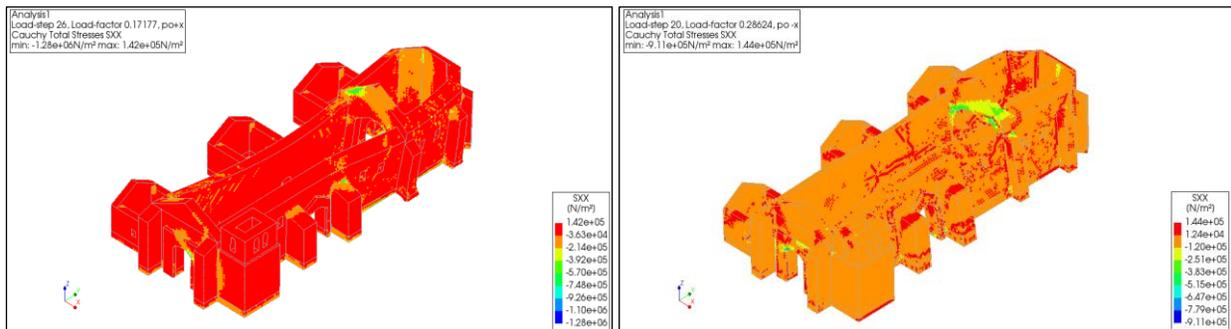
**Figura 130**

*Esfuerzos en la iglesia Santa Catalina para las direcciones +Y y -Y*



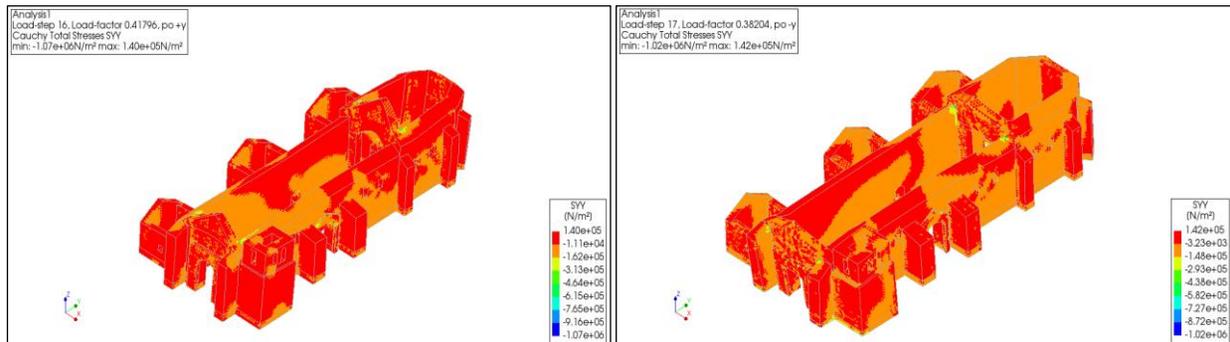
**Figura 131**

*Esfuerzos en la iglesia Virgen de las Nieves para las direcciones +X y -X*



**Figura 132**

*Esfuerzos en la iglesia Virgen de las Nieves para la dirección +Y*



**5.6. Aplicación del Método N2**

Para la determinación del desempeño sísmico de las estructuras, se aplicó el Método N2 como procedimiento de evaluación. Dicho método fue aplicado en las cuatro direcciones principales (+X, -X, +Y y -Y) para cada iglesia, según lo detallado en la Tabla 70.

**Tabla 70**

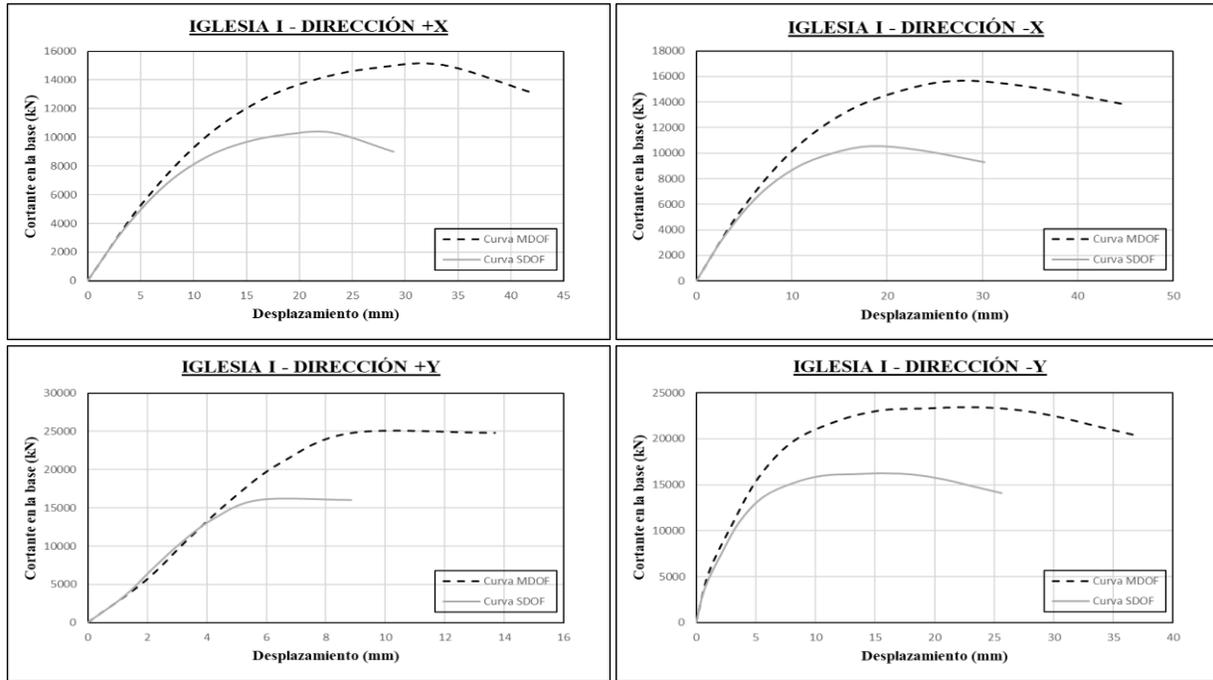
*Direcciones de análisis en las iglesias*

<b>Tipo de Iglesia</b>	<b>Dirección de Análisis</b>
IGLESIA I	+X, -X, +Y, -Y
IGLESIA II	+X, -X, +Y, -Y

La curva de capacidad asociada a un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) fue convertida en su equivalente para un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) mediante la aplicación de las ecuaciones 12 y 13.

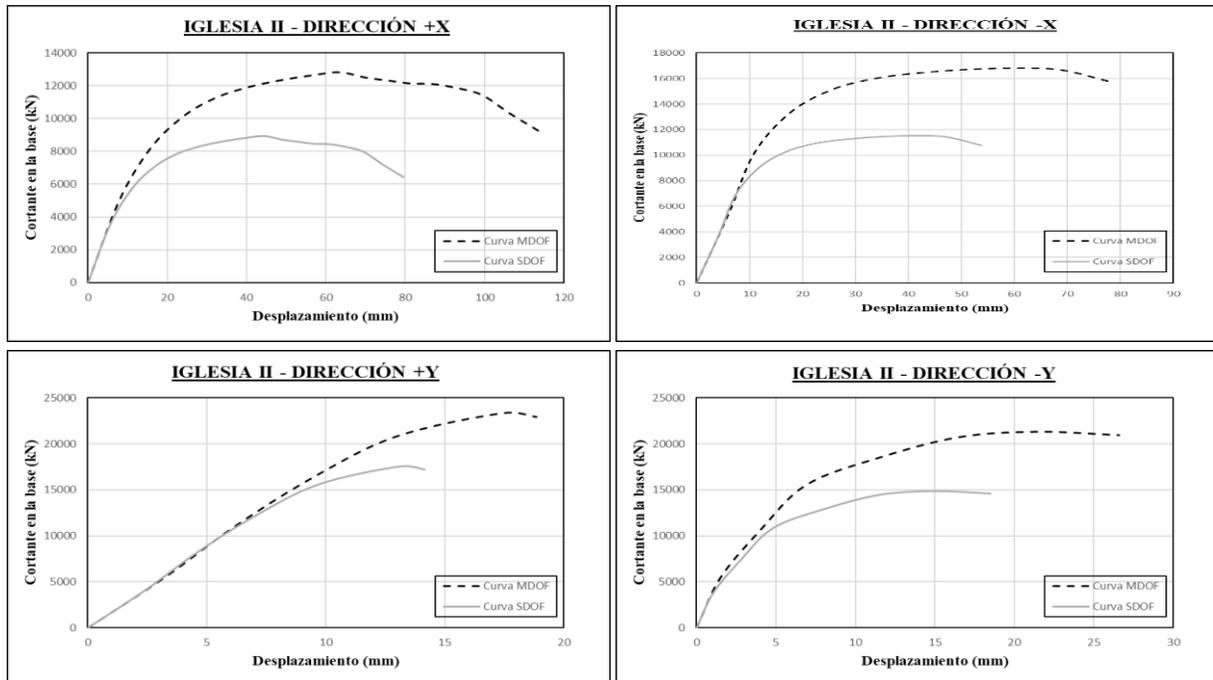
**Figura 133**

*Curvas de capacidad MDOF y SDOF de la iglesia Santa Catalina*



**Figura 134**

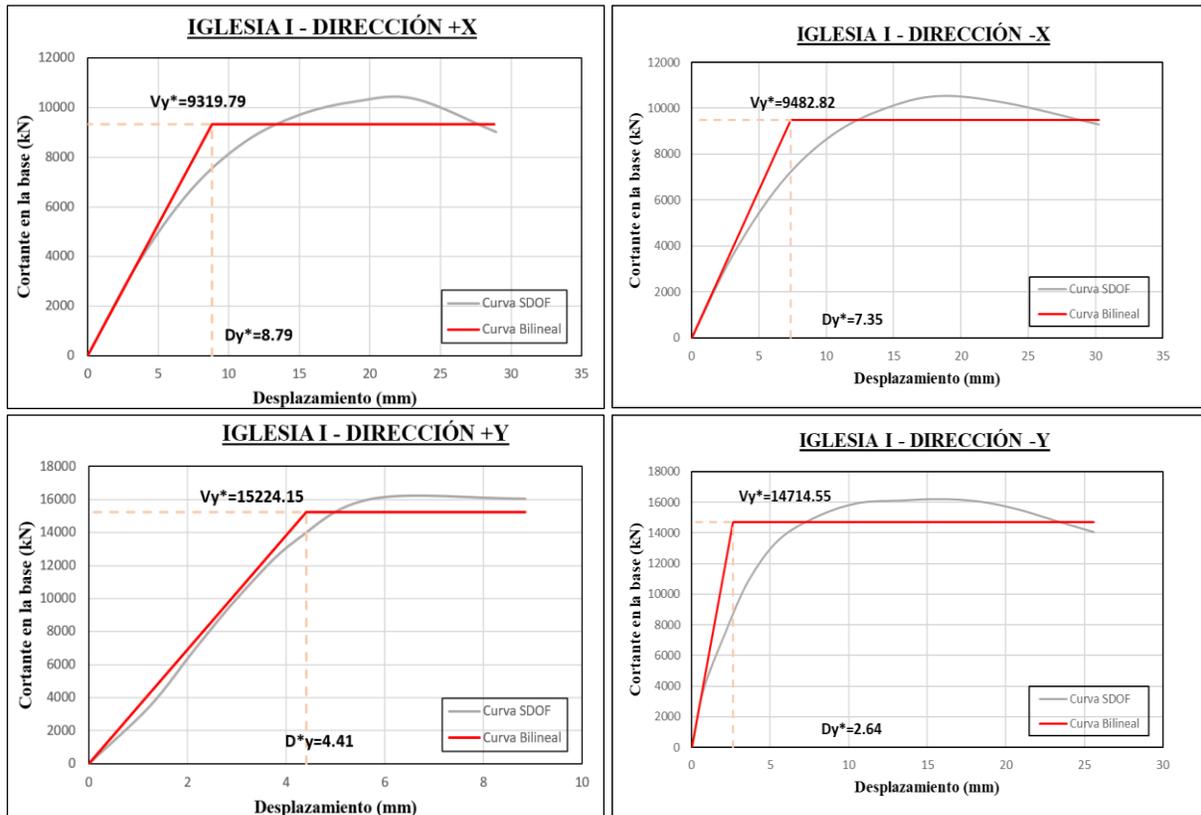
*Curvas de capacidad MDOF y SDOF de la iglesia Virgen de las Nieves*



A continuación, se procedió a la construcción de la curva bilineal idealizada, empleando el criterio de áreas equivalentes. En las siguientes figuras se presentan tanto la curva de capacidad del sistema SDOF como el diagrama bilineal asociado.

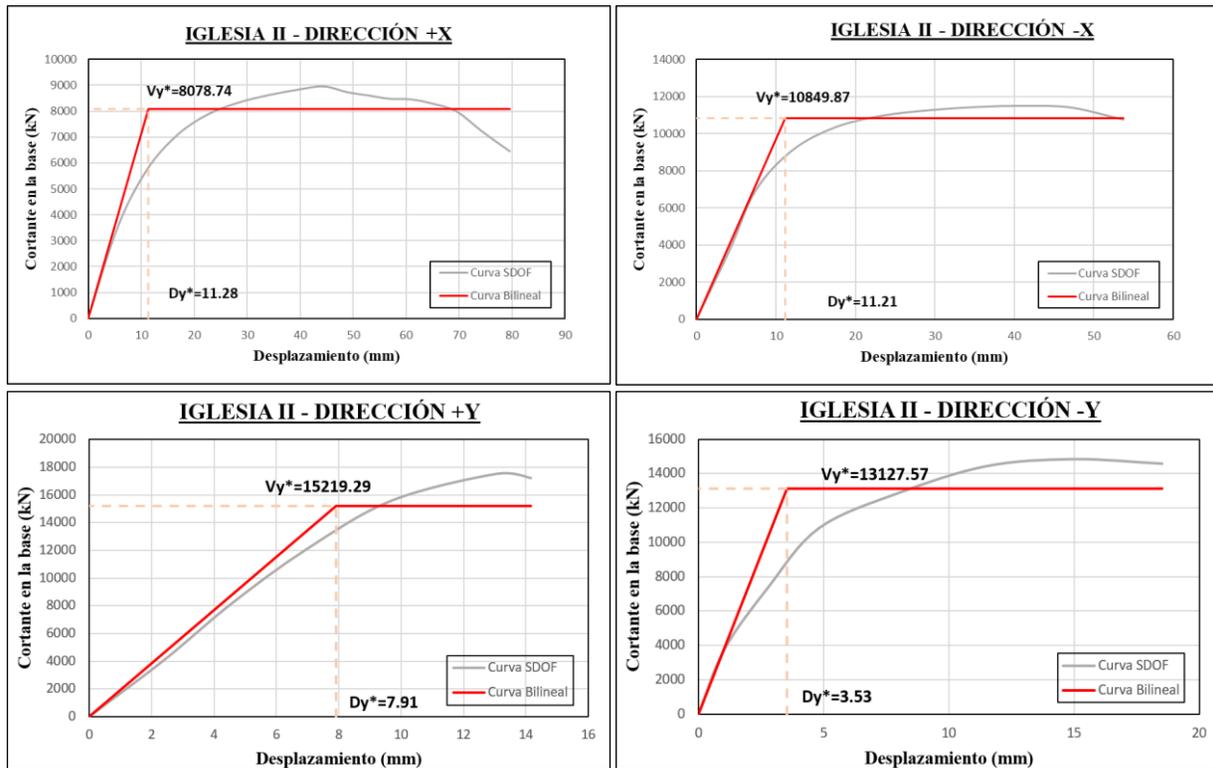
**Figura 135**

*Curvas bilineales idealizadas para un sistema de SDOF de la iglesia Santa Catalina*



**Figura 136**

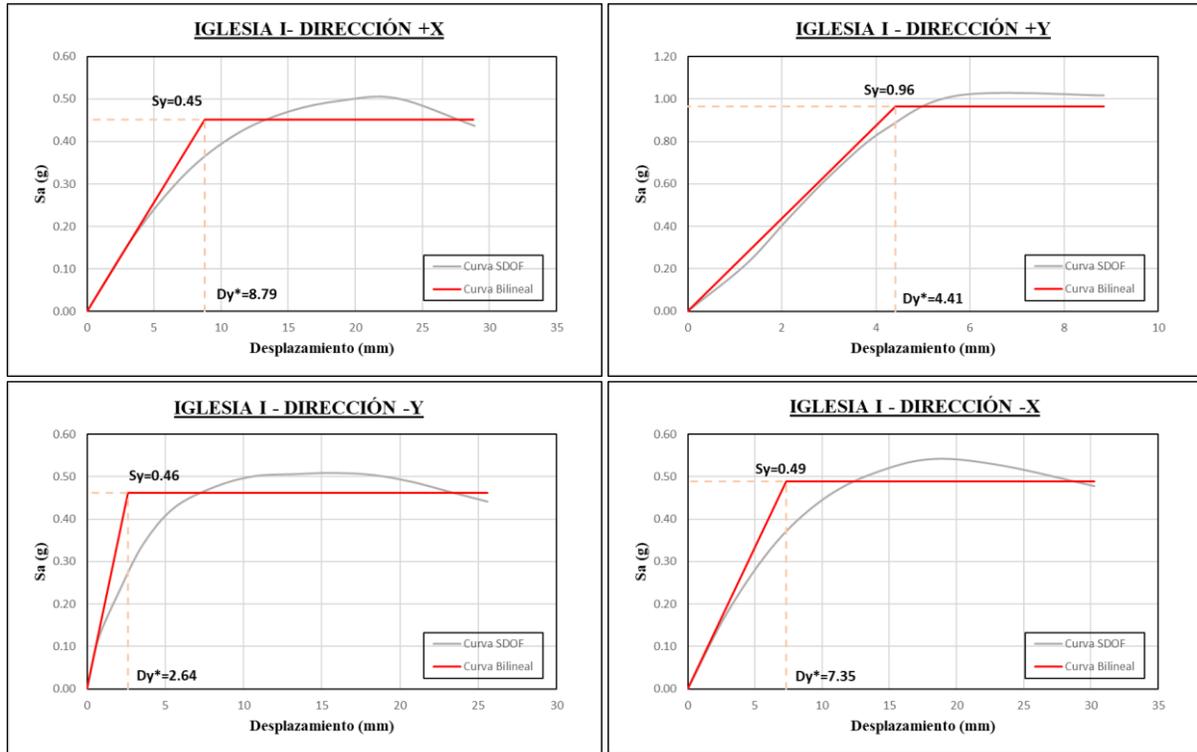
*Curvas bilineales idealizadas para un sistema de SDOF de la iglesia Virgen de las Nieves*



La curva bilineal debe representarse en el formato ADRS, para lo cual se utilizó la ecuación 15. A continuación, se presentan los diagramas bilineales expresados en dicho formato.

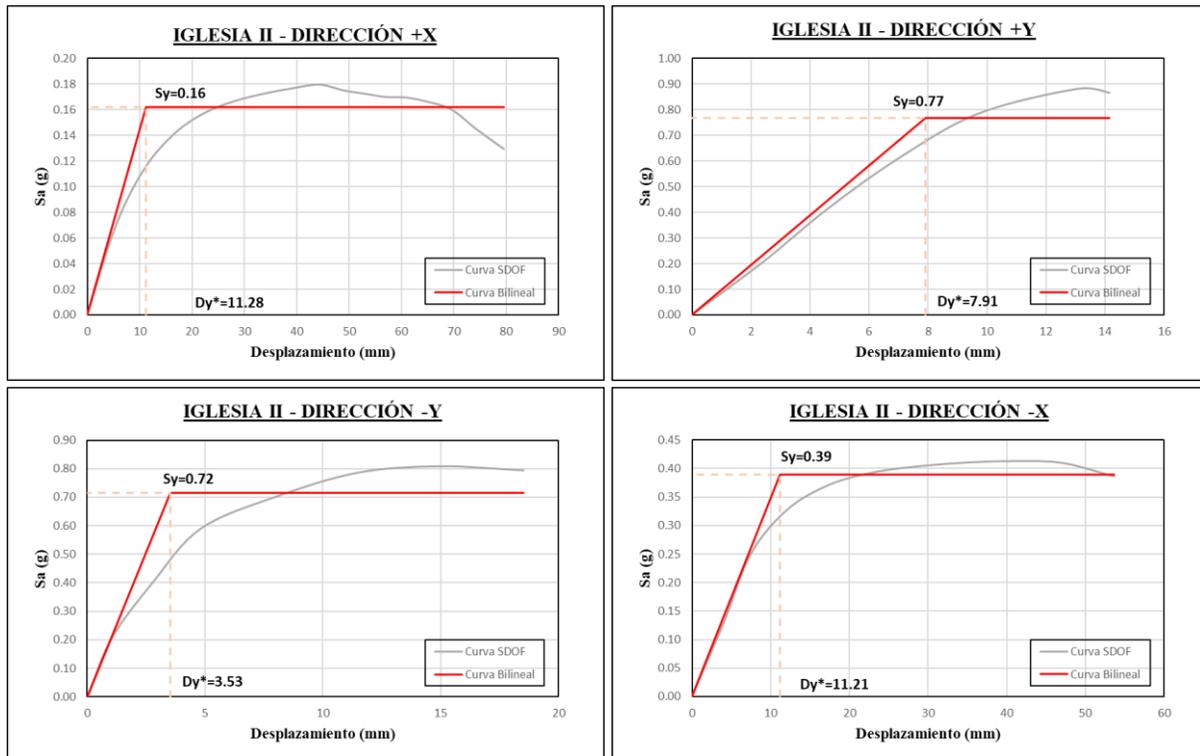
**Figura 137**

*Diagramas bilineales en formato ADRS correspondientes a la iglesia Santa Catalina*



**Figura 138**

Diagramas bilineales en formato ADRS de la iglesia II en las direcciones +X, -X, +Y y -Y



## 5.7. Espectro de Demanda

El espectro de respuesta correspondiente al distrito de Sangarará, en la provincia de Acomayo, Cusco, Perú, fue construida conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente. Para la elaboración del espectro de demanda, se consideró una zonificación sísmica de tipo 2, estableciendo una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.25g, correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10 % en un horizonte temporal de 50 años.

Dado que la estructura evaluada se clasifica como una edificación de importancia, se empleó un factor de importancia (U) de 1.3, conforme a la categorización establecida en la normativa vigente. En cuanto a las condiciones del suelo, se identificó que la zona de estudio

corresponde a un tipo de suelo 3, permitiendo así determinar, a partir de la Norma E.030, que el factor de amplificación sísmica (S) es de 1.4, y los períodos característicos *TP* y *TL* adoptan valores de 1.0 s y 1.6 s, respectivamente.

Por otro lado, el factor de reducción de respuesta (R) fue obtenido conforme a lo establecido en la normativa peruana (E.080), la cual recomienda un valor de 1.0 para edificaciones construidas en albañilería de tierra. En cumplimiento con la normativa peruana, el espectro de diseño fue definido considerando un amortiguamiento del 5%. Finalmente, el espectro de diseño resultante se presenta en la Figura 139.

**Tabla 71**

*Zona sísmica para el distrito de Sangarará*

CUSCO	ACOMAYO	ACOMAYO	2	TODOS LOS DISTRITOS
		ACOPIA		
		ACOS		
		MOSOC LLACTA		
		POMACANCHI		
	RONDQCAN			
	SANGARARA			
	CCORCA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
	CUSCO			
	POROY			
SAN JERÓNIMO				
SAN SEBASTIÁN				
SANTIAGO				
SAYLLA				
WANGHAQ				

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , 2020)

**Tabla 72**

*Factor de Importancia de Estructura*

B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , 2020)

**Tabla 73**

*Factor de Amplificación del Suelo*

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

*Nota. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , 2020)*

**Tabla 74**

*Factor de Amplificación Sísmica*

Tabla N° 4 PERIODOS "T <sub>P</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

*Nota. Tomado de (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , 2020)*

**Tabla 75**

*Factores Utilizados para Construir el Espectro*

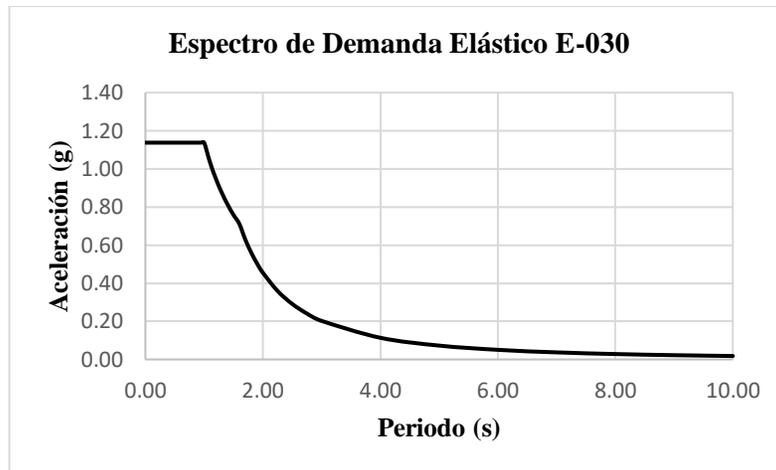
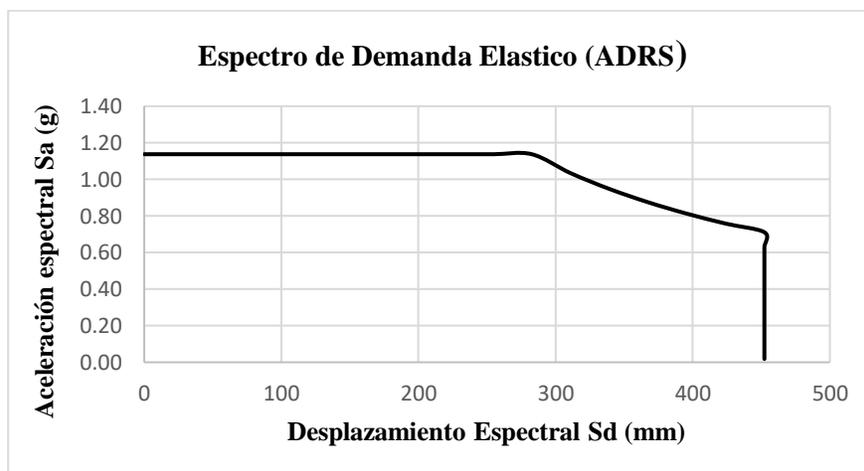
Factor	Valor
Factor de Zona (Z)	0.25
Factor de importancia de la estructura (U)	1.3
Factor de amplificación sísmica (C)	(T <sub>P</sub> , T <sub>L</sub> , T)
Factor de amplificación de suelo (S)	1.4
Factor de reducción por ductilidad (R)	1

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \tag{ 25 }$$

$$T < T_p \quad C = 2.5 \tag{ 26 }$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{L}\right) \quad (27)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \quad (28)$$

**Figura 139***Espectro de Demanda Sísmica***Figura 140***Espectro de Demanda Elástico en formato ADRS*

*Nota. Se muestra el espectro de diseño elástico y el espectro de demanda elástica en formato ADRS*

Para la determinación del desempeño sísmico, se analizaron cuatro escenarios sísmicos conforme a los criterios establecidos por (SEASOC, 1995), los cuales corresponden a los siguientes niveles de ocurrencia: sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro.

El espectro de demanda previamente obtenido está asociado a un sismo raro; por lo tanto, se procedió a su escalamiento para representar los demás escenarios sísmicos mencionados.

### Figura 141

*Relaciones de aceleraciones utilizadas para la zona 2 del Perú*

$\frac{A_{max} \text{ sismo muy raro}}{A_{max} \text{ sismo raro}} = 1.25$	$\frac{A_{max} \text{ sismo raro}}{A_{max} \text{ sismo frecuente}} = 2.00$	$\frac{A_{max} \text{ sismo ocasional}}{A_{max} \text{ sismo frecuente}} = 1.25$
--	---	--

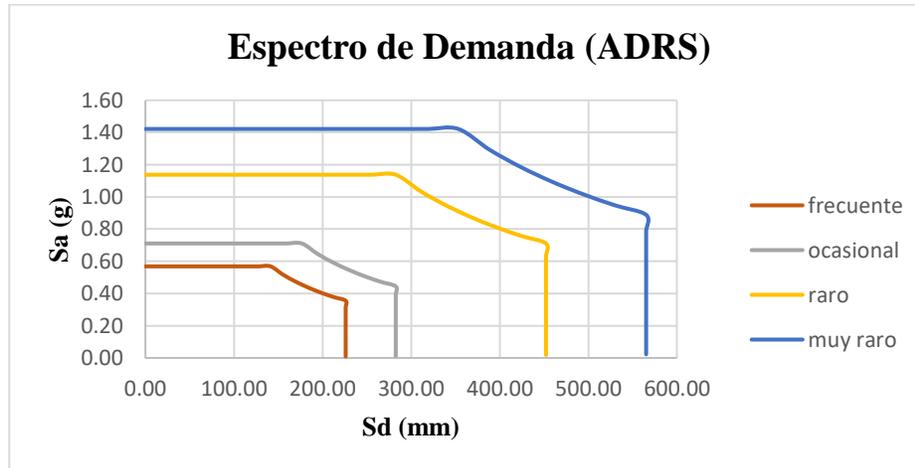
*Nota. Adaptado de Ingeniería Sismorresistente (Muñoz Peláez, 2002)*

La Tabla 76 presenta los factores de escala y la aceleración máxima correspondiente a cada escenario sísmico, mientras que en la Figura 142 se representan los espectros de demanda en formato ADRS para cada uno de dichos escenarios.

### Tabla 76

*Factores de escala y aceleración máxima del suelo (PGA) correspondientes a distintos escenarios sísmicos*

Escenario Sísmico	Factor de Escala	Aceleración máxima del Suelo (g)
Frecuente	0.50	0.13
Ocasional	0.63	0.16
Raro	1.00	0.25
Muy Raro	1.25	0.31

**Figura 142***Espectros de demanda en diferentes escenarios sísmicos*

### 5.8. Demanda de Desplazamiento

La evaluación de la demanda de desplazamiento se llevó a cabo a partir de la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda, ambos expresados en el formato ADRS.

En la Figura 143 se detalla el procedimiento aplicado a la Iglesia I en la dirección X, donde se observa que las demandas de desplazamiento superan la curva capacidad, lo que requirió la construcción de un espectro inelástico.

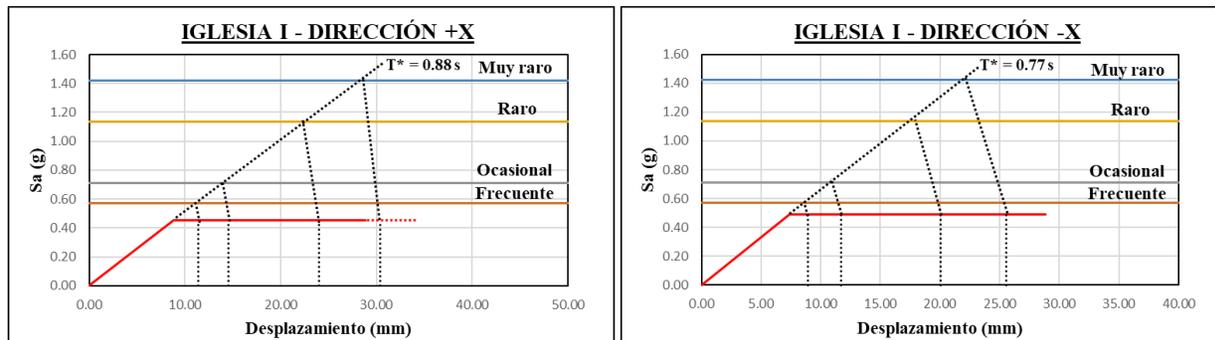
A través de la ecuación 21, y considerando que el período  $T^*=0.88$  es inferior al período característico del movimiento del suelo  $T_c=1.00$ , se determinaron las demandas de desplazamiento para los escenarios sísmicos evaluados en la dirección +X.

En el sentido -X, teniendo en cuenta que el período equivalente  $T^*=0.77$  es inferior al período característico  $T_c=1.00$ , se calcularon las demandas de desplazamiento correspondientes a los diversos escenarios sísmicos analizados.

Cabe destacar que, con el objetivo de mantener la claridad en la representación gráfica, el espectro inelástico no ha sido incluido en la figura. Finalmente, en la Tabla 77 se presentan los desplazamientos calculados tanto para el sistema de un grado de libertad (SDOF) como para el sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) en los cuatro escenarios sísmicos considerados.

**Figura 143**

*Demanda de desplazamiento Iglesia I, dirección X*



**Tabla 77**

*Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF en la dirección X en la iglesia I*

Escenario Sísmico	Dirección +X		Dirección -X	
	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)
Frecuente	11.40	16.59	8.92	13.25
Ocasional	14.56	21.18	11.69	17.38
Raro	24.03	34.97	20.02	29.76
Muy Raro	30.35	44.16	25.57	38.01

En la Figura 144 se ilustra el procedimiento aplicado a la Iglesia I en la dirección Y. En la dirección +Y se evidencia que las demandas correspondientes a los sismos frecuente y ocasional intersecan la curva de capacidad, mientras que las restantes no presentan dicha intersección, lo que hizo necesaria la generación de un espectro inelástico.

Asimismo, a partir de la aplicación de la ecuación 21 y considerando que el período equivalente  $T^*=0.43$  es inferior al período característico del suelo  $T_c=1.00$ , se calcularon las demandas de desplazamiento para los distintos escenarios sísmicos analizados.

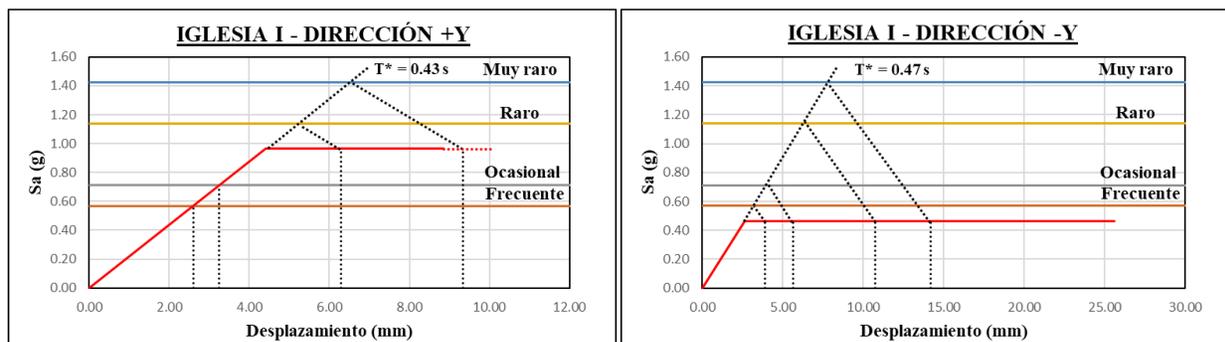
Para la dirección -Y, se observa que ninguna demanda de sismo interseca la curva de capacidad lo que requirió la construcción de un espectro inelástico.

Aplicando la ecuación 21 y considerando que el período equivalente  $T^*=0.47$  es inferior al período característico del suelo  $T_c=1.00$ , se determinaron las demandas de desplazamiento correspondientes a los diversos escenarios sísmicos analizados.

Por motivos de claridad, el espectro inelástico no se representa en el gráfico. Finalmente, en la Tabla 78, se presentan los desplazamientos calculados tanto en el sistema SDOF como en el sistema MDOF para los cuatro niveles de sismo considerados.

### Figura 144

*Demanda de desplazamiento Iglesia, dirección Y*



**Tabla 78**

*Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF en la dirección Y en la iglesia I*

Escenario Sísmico	Dirección +Y		Dirección -Y	
	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)
Frecuente	2.60	4.02	3.92	5.67
Ocasional	3.25	5.03	5.63	8.15
Raro	6.28	9.71	10.76	15.57
Muy Raro	9.35	14.44	14.18	20.52

En la Figura 145, se presenta el procedimiento aplicado para la Iglesia II en la dirección X. En la dirección +X, se observa que ninguna demanda de sismo interseca la curva de capacidad lo que requirió la construcción de un espectro inelástico.

Mediante la aplicación de la ecuación 21, y considerando que el período equivalente  $T^*=1.66$  es mayor que  $T_c=1.00$ , se determinaron las demandas de desplazamiento para los distintos escenarios sísmicos evaluados.

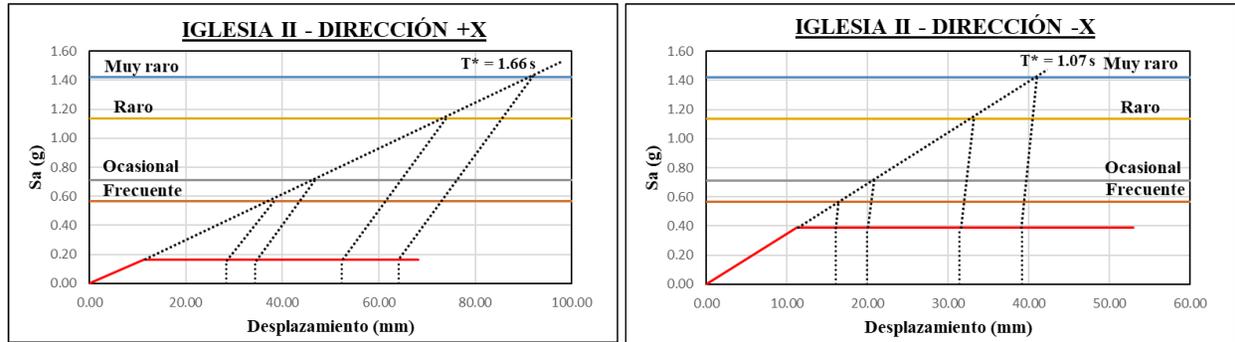
En la dirección -X, se observa que ninguna demanda de sismo interseca la curva de capacidad lo que requirió la construcción de un espectro inelástico.

Mediante la aplicación de la ecuación 21, y considerando que el período equivalente  $T^*=1.07$  es mayor que  $T_c=1.00$ , se determinaron las demandas de desplazamiento para los distintos escenarios sísmicos evaluados.

Por motivos de claridad, el espectro inelástico no se representa en el gráfico. Finalmente, en la Tabla 79, se presentan los desplazamientos calculados tanto en el sistema SDOF como en el sistema MDOF para los cuatro niveles de sismo considerados.

**Figura 145**

*Demanda de desplazamiento Iglesia II, dirección X*



**Tabla 79**

*Desplazamientos demandados en los sistemas SDOF y MDOF en la dirección X de la Iglesia II*

Escenario Sísmico	Dirección +X		Dirección -X	
	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)
Frecuente	28.36	40.55	16.06	23.43
Ocasional	34.33	49.09	19.90	29.03
Raro	52.24	74.70	31.42	45.84
Muy Raro	64.18	91.77	39.10	57.04

En la Figura 146 se ilustra el procedimiento empleado para la evaluación de la Iglesia II en la dirección Y. En la dirección +Y, se evidencia que las demandas correspondientes a los sismos de recurrencia frecuente y ocasional intersecan la curva de capacidad, mientras que las restantes no lo hacen, lo que hizo necesario el desarrollo de un espectro inelástico.

A partir de la aplicación de la ecuación 21, y considerando que el período equivalente  $T^*=0.64$  es inferior a  $T_c = 1.00$ , se determinaron las demandas de desplazamiento para los diferentes escenarios sísmicos analizados.

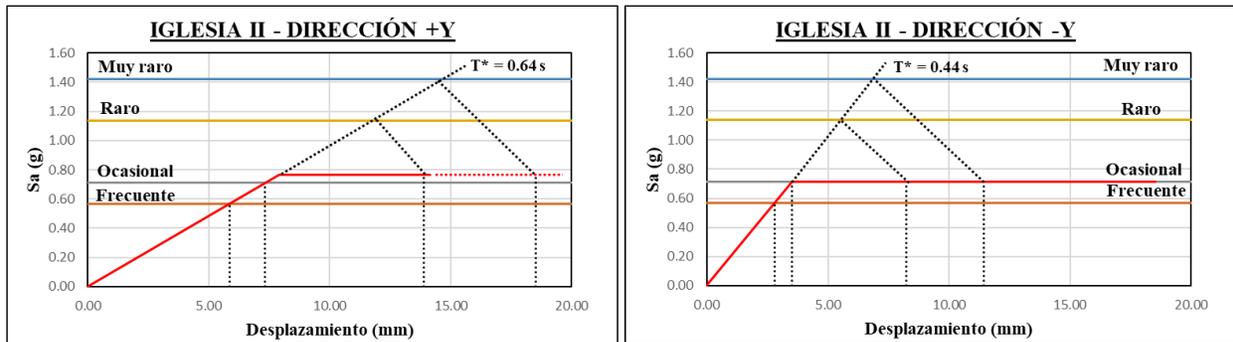
En la dirección -Y, se observa que las demandas sísmicas correspondientes a eventos de recurrencia frecuente y ocasional intersecan la curva de capacidad, mientras que las demás no lo hacen, lo que hizo necesaria la generación de un espectro inelástico.

A través de la aplicación de la ecuación 21 y considerando que el período equivalente  $T^* = 0.44$  es inferior a  $T_c = 1.00$ , se determinaron las demandas de desplazamiento para los distintos escenarios sísmicos analizados.

Por motivos de claridad, el espectro inelástico no se representa en el gráfico. Finalmente, en la Tabla 80, se presentan los desplazamientos calculados tanto en el sistema SDOF como en el sistema MDOF para los cuatro niveles de sismo considerados.

**Figura 146**

*Demanda de desplazamiento Iglesia II, dirección Y*



**Tabla 80**

*Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF en la dirección Y en la iglesia II*

Escenario Sísmico	Dirección +Y		Dirección -Y	
	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)	Demanda Desplazamiento SDOF (mm)	Demanda Desplazamiento MDOF (mm)
Frecuente	5.87	7.82	2.80	4.03
Ocasional	7.34	9.77	3.50	5.03
Raro	13.90	18.53	8.25	11.84
Muy Raro	18.50	24.65	11.42	16.40

### 5.9. Evaluación del Desempeño

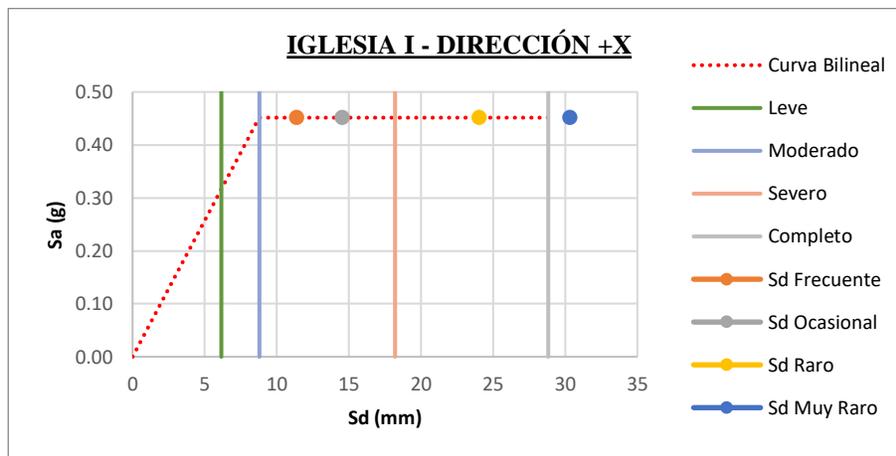
Los diagramas de capacidad obtenidos fueron segmentados conforme a la clasificación de niveles de daño establecidos en la Escala Macrosísmica Europea EMS-98, incorporando además las relaciones entre desplazamientos y niveles de daño definidas en la Tabla 8.

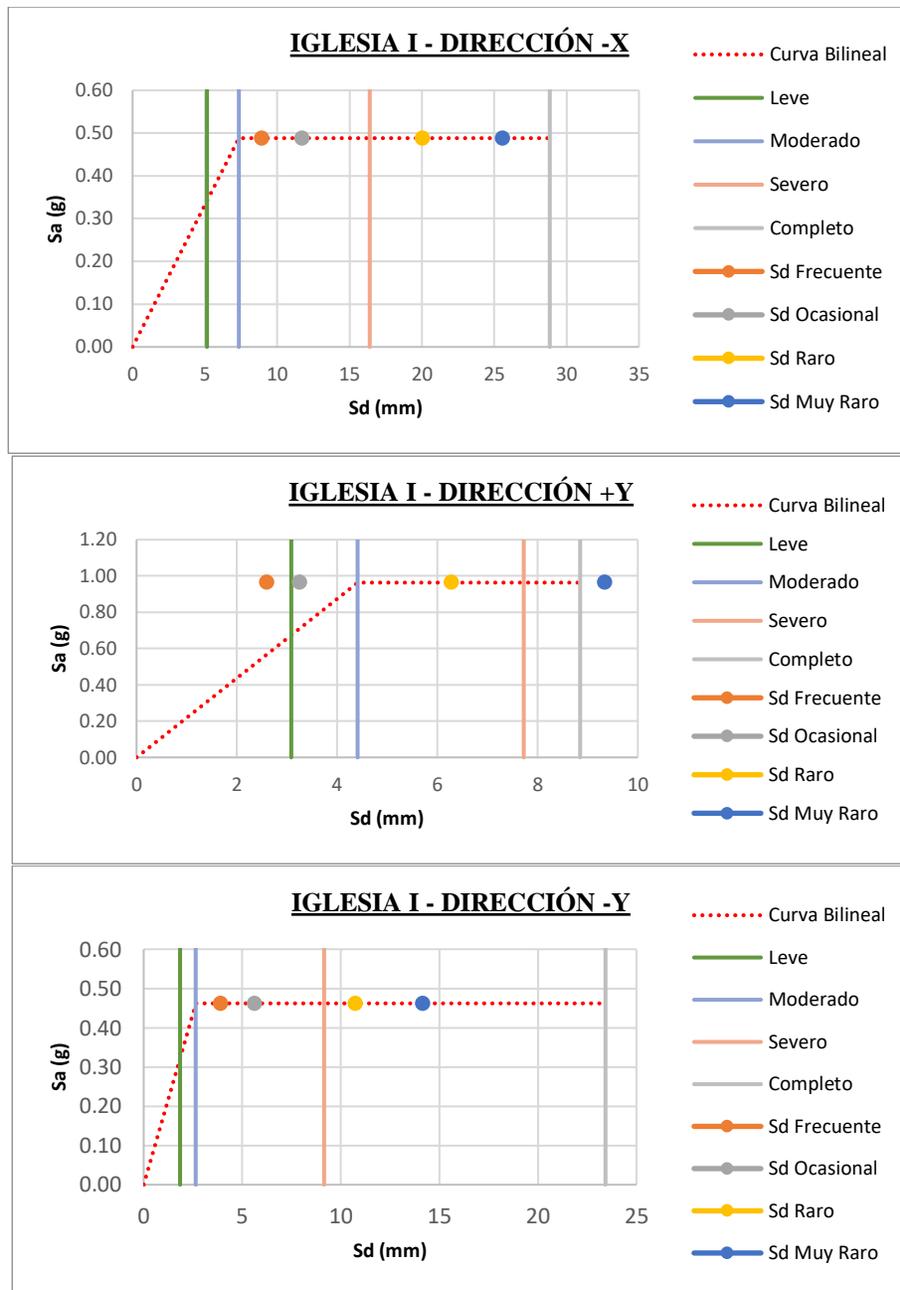
En la Figura 147 se presentan las sectorizaciones del diagrama de capacidad correspondiente a la iglesia Santa Catalina (Iglesia I) en las direcciones +X, -X, +Y y -Y, respectivamente, donde se identifican las zonas asociadas a cada demanda de desplazamiento, lo que permite determinar el nivel de daño estructural experimentado.

Finalmente, los niveles de daño obtenidos para cada escenario sísmico en las direcciones de análisis se encuentran sintetizados en la Tabla 81.

#### Figura 147

*División del diagrama de capacidad y desempeño de la Iglesia I, direcciones +X, -X, +Y y -Y*





**Tabla 81**

*Clasificación de grado daño según escenario sísmico para la iglesia I*

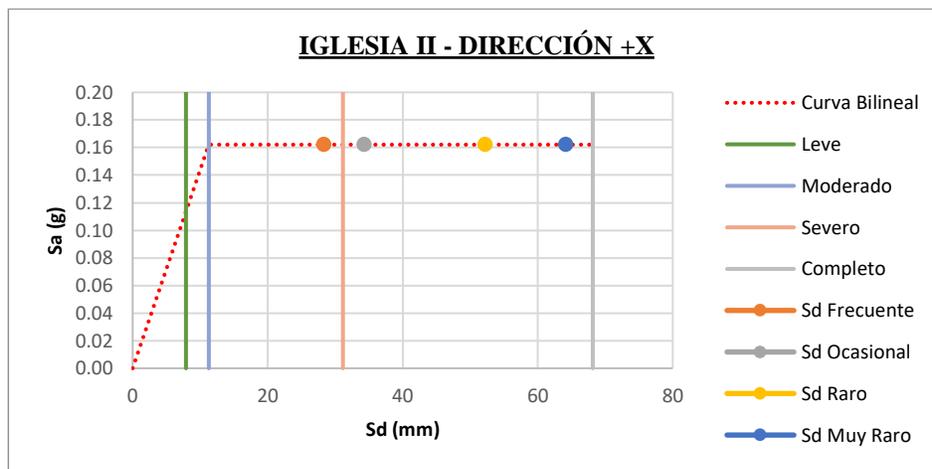
DIRECCION	FRECUENTE	OCASIONAL	RARO	MUY RARO
+X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	COMPLETO
-X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
+Y	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	COMPLETO
-Y	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO

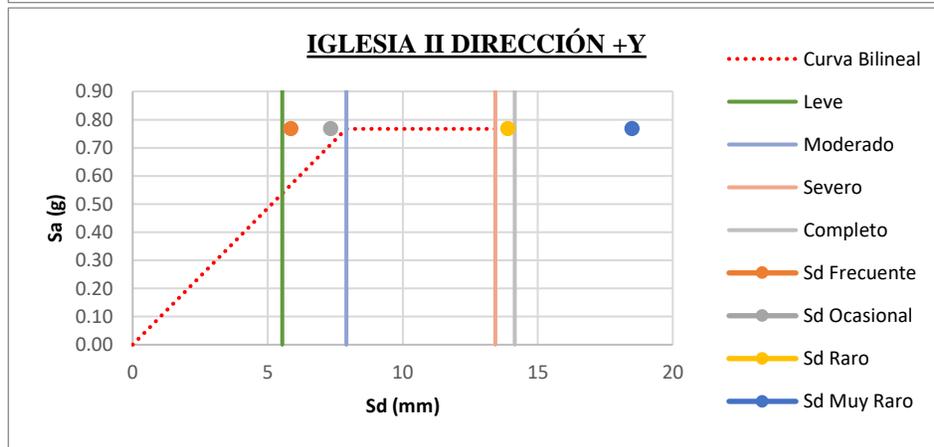
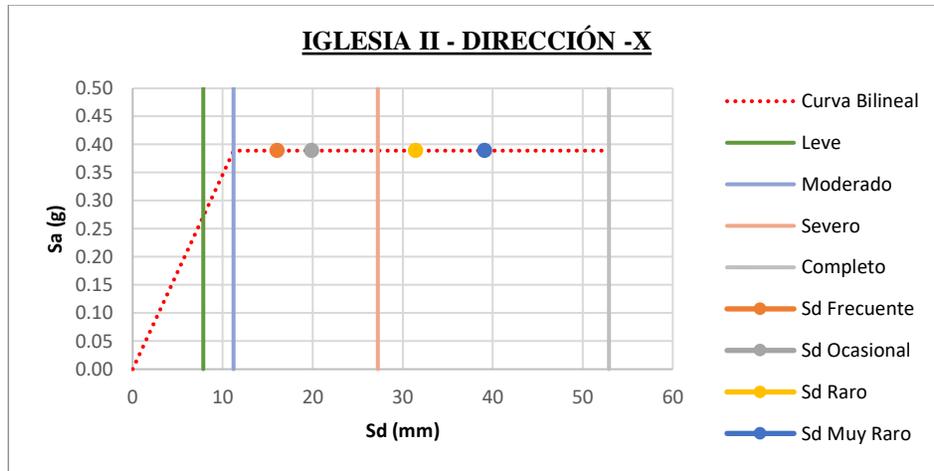
La Figura 148 muestran las segmentaciones del diagrama de capacidad correspondiente a la iglesia Virgen de las Nieves (Iglesia II) en las direcciones +X, -X, +Y y -Y, respectivamente, donde se identifican los sectores asociados a cada demanda de desplazamiento, lo que posibilita la determinación del nivel de daño estructural.

Por último, la Tabla 82 resume los niveles de daño obtenidos para cada escenario sísmico evaluado en la dirección de análisis.

**Figura 148**

*División del diagrama de capacidad y desempeño de la Iglesia II, Dirección +X, -X, +Y y -Y*





**Tabla 82***Clasificación de daño según escenario sísmico para la iglesia II*

<b>DIRECCION</b>	<b>FRECUENTE</b>	<b>OCASIONAL</b>	<b>RARO</b>	<b>MUY RARO</b>
+X	MODERADO	SEVERO	SEVERO	SEVERO
-X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
+Y	LEVE	LEVE	SEVERO	COMPLETO
-Y	LEVE	MODERADO	MODERADO	SEVERO

En la Tabla 83 se sintetiza el nivel de daño estimado para las iglesias frente a diversos escenarios sísmicos.

**Tabla 83***Síntesis de Nivel de Daño esperado de Iglesias*

<b>IGLESIA</b>	<b>DIRECCION</b>	<b>FRECUENTE</b>	<b>OCASIONAL</b>	<b>RARO</b>	<b>MUY RARO</b>
IGLESIA SANTA CATALINA	+X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	COMPLETO
	-X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
	+Y	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	COMPLETO
	-Y	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES	+X	MODERADO	SEVERO	SEVERO	SEVERO
	-X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
	+Y	LEVE	LEVE	SEVERO	COMPLETO
	-Y	LEVE	MODERADO	MODERADO	SEVERO

Se identificaron los valores más críticos para un sismo muy raro en la dirección +X y +Y de la iglesia Santa Catalina, +Y de la iglesia Virgen de las Nieves, donde ambas edificaciones experimentan un nivel de daño completo.

Asimismo, se observa que, bajo la acción de un sismo raro, la iglesia I - Santa Catalina presenta un grado de daño severo en tres de sus direcciones evaluadas y moderada en la dirección +Y. De forma similar, la iglesia II - Virgen de las Nieves presenta un grado de daño severo en tres de sus direcciones para este mismo nivel de sismo, a excepción del eje -Y que presenta un daño moderado.

## CAPITULO 6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

Tras realizar los análisis cuantitativo y cualitativo, se procedió a efectuar una comparación de resultados basada en la evaluación del grado de daño esperado.

El grado de daño es un parámetro que describe el nivel de afectación que podría experimentar una edificación, en función de su vulnerabilidad y de una demanda sísmica determinada. (Safina Melone, 2002)

Los resultados obtenidos del índice de vulnerabilidad de las iglesias analizadas, calculados mediante el método Linee Guida, fueron expresados en términos de grados de daño mediante la aplicación de las ecuaciones 29 y 30, formuladas por Bernardini et al, (1984).

$$u_v = 2.5x/1 + \tanh\left(\frac{I + 6.25xV - 13.1}{2.3}\right)I \quad (29)$$

$$0 \leq u_d \leq 5$$

$$V = 0.592 + 0.0057xI_v \quad (30)$$

Donde:

$u_d$  : Grado de Daño

$I$  : Intensidad de sismo en la escala de Mercalli Modificada

$V$  : Vulnerabilidad de la Edificación

$I_v$  : Índice de Vulnerabilidad Normalizado

En el presente análisis, la demanda sísmica evaluada corresponde a una intensidad de  $I =$  VIII, equivalente a una aceleración pico del suelo (PGA) de 0.25g, lo que, conforme a los lineamientos de la Norma Técnica E.030, se asocia a un sismo raro o de diseño.

Los valores del índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ) para las iglesias Santa Catalina y Virgen de las Nieves se tomó de la evaluación cualitativa, mientras que la clasificación del grado de daño se realizó con base en los criterios establecidos en la Tabla 84.

**Tabla 84**

*Grado de daño y descripción de daño*

Valor de $u_d$	Grado de daño	Descripción del daño estructural
0-1	Grado 1	Sin Daño
1-2	Grado 2	Daño Ligero
2-3	Grado 3	Daño Moderado
3-4	Grado 4	Daño Severo
4-5	Grado 5	Daño Muy severo

*Nota. Adaptado a partir de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales: Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico de (Safina Melone, 2002).*

Mediante la aplicación de las ecuaciones 29 y 30 a cada mecanismo de cada iglesia se obtienen los grados de daño para los mecanismos de las iglesias, como se muestra en las siguientes tablas.

**Tabla 85**

*Grados de daño de cada Iglesia evaluada*

IGLESIA	Ud	DAÑO
Iglesia Santa Catalina	2.81	Daño Moderado
Iglesia Virgen de las Nieves	3.12	Daño Severo

**Tabla 86***Grados de daño de cada Mecanismo de la Iglesia I evaluada*

<b>MECANISMO DE IGLESIA I</b>	<b>Ud</b>	<b>DAÑO</b>
M-01	2.27	Daño Moderado
M-02	2.27	Daño Moderado
M-03	3.98	Daño Severo
M-05	2.91	Daño Moderado
M-06	2.27	Daño Moderado
M-16	2.91	Daño Moderado
M-17	2.91	Daño Moderado
M-19	2.91	Daño Moderado
M-21	3.98	Daño Severo
M-22	2.91	Daño Moderado
M-23	2.91	Daño Moderado
M-25	3.50	Daño Severo
M-27	1.66	Daño ligero
M-28	3.50	Daño Severo

**Tabla 87***Grados de daño de cada Mecanismo de la Iglesia II evaluada*

<b>MECANISMO DE IGLESIA II</b>	<b>Ud</b>	<b>DAÑO</b>
M-01	2.27	Daño Moderado
M-02	2.91	Daño Moderado
M-03	3.50	Daño Severo
M-05	3.50	Daño Severo
M-06	3.50	Daño Severo
M-13	2.27	Daño Moderado
M-16	2.27	Daño Moderado
M-17	2.91	Daño Moderado
M-19	3.98	Daño Severo
M-21	3.98	Daño Severo
M-22	2.27	Daño Moderado
M-23	2.91	Daño Moderado
M-25	3.98	Daño Severo
M-27	1.66	Daño ligero
M-28	3.98	Daño Severo

En la Tabla 88 y la Figura 149 se presentan los resultados correspondientes a la clasificación de los mecanismos en función del grado de daño.

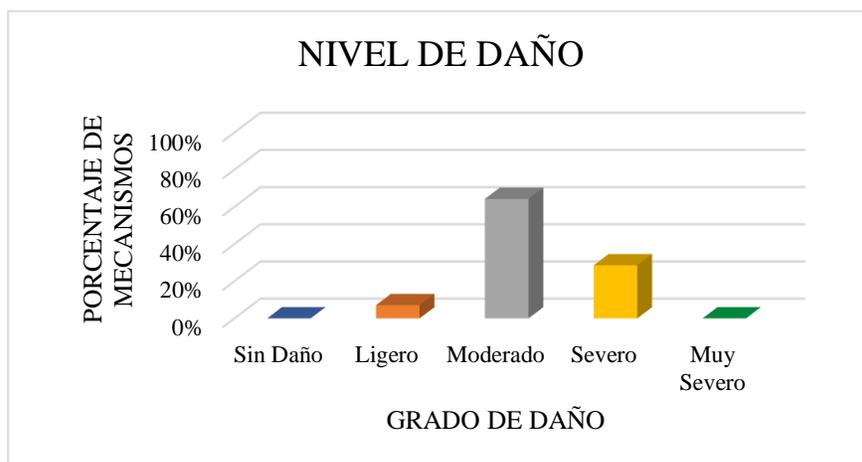
**Tabla 88**

*Síntesis de la clasificación de los mecanismos de la iglesia I según el grado de daño*

DAÑO	N° DE MECANISMOS	%
Sin Daño	0	0%
Ligero	1	7%
Moderado	9	64%
Severo	4	29%
Muy Severo	0	0%
<b>TOTAL</b>	<b>14</b>	<b>100.00%</b>

**Figura 149**

*Clasificación de mecanismos de acuerdo al grado de daño de la iglesia I - Santa Catalina*



La clasificación de los mecanismos de la iglesia II Virgen de las Nieves se muestran en la Tabla 89 y la Figura 150 de acuerdo con el grado de daño identificado.

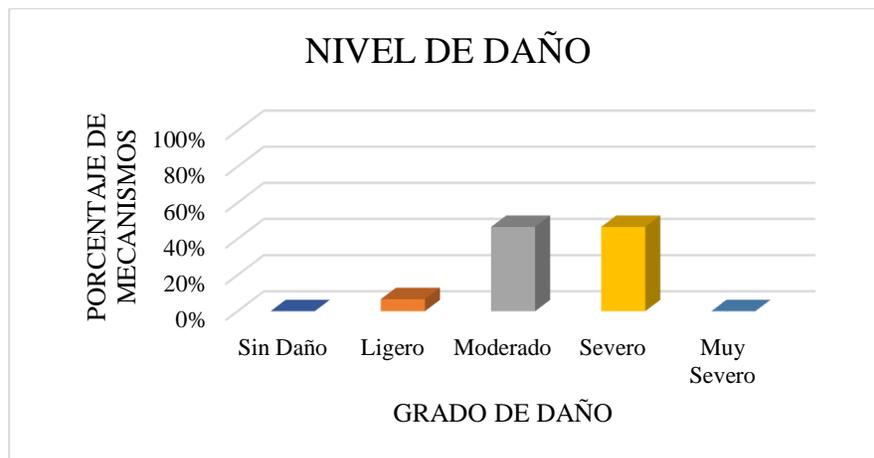
**Tabla 89**

*Síntesis de la clasificación de los mecanismos de la iglesia II según el grado de daño*

DAÑO	N° DE MECANISMOS	%
Sin Daño	0	0%
Ligero	1	7%
Moderado	7	47%
Severo	7	47%
Muy Severo	0	0%
<b>TOTAL</b>	<b>15</b>	<b>100.00%</b>

**Figura 150**

*Clasificación de mecanismos de acuerdo al grado de daño de la iglesia II - Virgen de las Nieves*



En la Tabla 90 se muestra la comparación entre las metodologías cualitativa y cuantitativa para la evaluación del desempeño estructural ante un sismo raro.

**Tabla 90***Cuadro comparativo del análisis cualitativo y cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica*

TIPO DE IGLESIA	ANÁLISIS CUALITATIVO			ANÁLISIS CUANTITATIVO	
	Iv	GRADO DE DAÑO	DIRECCIÓN	DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO	NIVEL DE DAÑO
Iglesia Santa Catalina	47.33	MODERADO	+X	34.97 mm	SEVERO
			-X	29.76 mm	SEVERO
			+Y	9.71 mm	MODERADO
			-Y	15.57 mm	SEVERO
Iglesia Virgen de las Nieves	55.59	SEVERO	+X	74.70 mm	SEVERO
			-X	45.84 mm	SEVERO
			+Y	18.53 mm	SEVERO
			-Y	11.84 mm	MODERADO

En el análisis cualitativo de la iglesia Santa Catalina, se identifica un grado de daño moderado. Por su parte, el análisis cuantitativo muestra un desplazamiento máximo de 34.97 mm en la dirección +X, asociado a un nivel de daño severo en dicho sentido. Cabe resaltar que esta estructura presenta el menor desplazamiento registrado entre todos los casos analizados, con un valor de 9.71 mm en la dirección +Y, correspondiente a un nivel de daño moderado.

Por otro lado, la iglesia Virgen de las Nieves, presenta el mayor nivel de daño global, clasificado como daño severo. De manera concordante, el análisis cuantitativo revela un desplazamiento máximo de 74.70 mm en la dirección +X, en la cual también se registra un nivel de daño severo.

## CAPITULO 7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 7.1. Discusión Referente al Primer Objetivo Específico

El presente estudio tuvo como primer objetivo específico determinar los valores de las propiedades físico-mecánicas de la albañilería del adobe de las iglesias andinas coloniales Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará. Para ello, se realizaron ensayos de caracterización en el laboratorio de la FIC-UNSAAC.

Los resultados obtenidos del laboratorio muestran que los valores de la resistencia a la compresión de cubos es 0.73MPa, la resistencia a compresión de albañilería (Pilas) que es 0.69MPa, el módulo de elasticidad es 117.78MPa y la resistencia del murete a tracción indirecta es 0.078MPa. Siendo los valores de la resistencia a compresión de albañilería y la resistencia del murete a tracción indirecta superiores a los mínimos recomendados en la norma E.080. Además, se debe mencionar que todos los valores obtenidos en laboratorio están dentro de los rangos que ofrecen las distintas investigaciones.

En la Tabla 91 se consignan los valores de resistencia a compresión del adobe y la albañilería de adobe, así como el módulo de elasticidad documentado por diversos investigadores. Se observa que la resistencia a compresión de la albañilería de adobe varía entre 0.45MPa y 1.64MPa. En lo que respecta al módulo de elasticidad, se encuentra en un intervalo de 60MPa a 623.29MPa. Asimismo, se evidencia que la resistencia a compresión del adobe se encuentra en un rango de 1.44MPa a 2.4MPa.

**Tabla 91**

*Síntesis de las características mecánicas en compresión de la albañilería de adobe según diversos investigadores*

Referencia	Ubicación	$\sigma_c$ (MPa) Adobe	$\sigma_c$ (MPa) Albañilería	E (MPa) Albañilería
Marquez y Quispe (Presente investigación)	Cusco/Perú	0.73	0.69	117.78
NTE E.080	Perú	1.0	0.6	-
Lourenco, et al.	Cusco/Perú	-	0.45	100 - 270
Flores y Cárdenas	Cusco/Perú	1.69	1.38	623.29
Blondet y Vargas	Perú	1.44	0.83	100
Ottazzi, et al.	Perú	2.4	1.64	181
Vargas y Ottazzi	Perú	1.5	0.8 - 1.2	60 - 374
San Bartolomé, et al.	Perú	1.8	0.9	-
Noel Tapia, M.F.	Cusco/Perú	-	0.87	350
Briceño Meléndez	Cusco/Perú	-	0.87	350

*Nota. Elaboración propia*

## 7.2. Discusión Referente al Segundo Objetivo Específico

El segundo objetivo específico del estudio consistió en determinar el índice de vulnerabilidad sísmica de las iglesias Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará, ubicadas en la provincia de Acomayo, Cusco, mediante la aplicación del método "Linee Guida".

Los resultados obtenidos indican que la Iglesia I - Santa Catalina de Marcaconga presenta un índice de vulnerabilidad de 0.47, lo que la categoriza dentro del rango de vulnerabilidad media, con una probabilidad de colapso del 47 % ante la ocurrencia de un evento sísmico. Se identificaron que los mecanismos de falla más críticos corresponden a M3: Mecanismo en el plano de la fachada y M21: Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio, ambos mecanismos presentan un índice de vulnerabilidad de 0.83, lo que implica una

vulnerabilidad alta y una probabilidad del 83 % de activación y posible colapso de dicha macroestructura ante la acción de un sismo.

Por otro lado, la Iglesia II - Virgen de las Nieves de Sangarará presenta un índice de vulnerabilidad global de 0.55, lo que indica una vulnerabilidad alta, con una probabilidad del 55 % de colapso ante la ocurrencia de un sismo. Asimismo, los mecanismos más críticos identificados fueron M19, M21, M25 y M28 correspondientes a: M19: Mecanismos en los elementos de cubierta - Muros laterales de la nave, M21: Mecanismos en los elementos de cubierta - Ábside y presbiterio, M25: Irregularidad en planta – Altura, M28: Campanario.

Estos cuatro mecanismos presentan un índice de vulnerabilidad de 0.83, lo que los clasifica dentro del rango de vulnerabilidad alta, con una probabilidad del 83 % de activación y posible colapso ante la ocurrencia de un evento sísmico.

En términos generales, los resultados obtenidos evidencian la alta vulnerabilidad de ambas edificaciones ante eventos sísmicos, lo que resalta la necesidad de implementar estrategias de reforzamiento estructural con el objetivo de mitigar el riesgo de colapso y preservar el valor patrimonial de estas construcciones.

### **7.3. Discusión Referente al Tercer Objetivo Específico**

El tercer objetivo del estudio consistió en comparar la vulnerabilidad sísmica de las iglesias coloniales mediante la aplicación del método “Linee Guida” y contrastar los resultados con aplicación de un análisis estático no lineal.

Con el propósito de sustentar el presente análisis, se presenta la Tabla 92, en la cual se comparan los niveles de daño estimados mediante el enfoque cualitativo y cuantitativo, considerando un sismo raro.

El análisis cualitativo realizado revela que el grado de daño identificado por el análisis cualitativo es severo para la iglesia Virgen de las Nieves y que el 47% de sus mecanismos evaluados tienen un grado de daño severo. Para para la iglesia Santa Catalina el grado de daño es moderada y que el 28.57% de sus mecanismos analizados tienen un grado de daño severo.

El nivel de daño identificado para un sismo raro para la iglesia Santa Catalina mediante el análisis cuantitativo es severo en las direcciones +X, -X y -Y, en contraste la dirección +Y presenta un grado de daño moderado. En iglesia Virgen de las Nieves es severo en las direcciones +X, -X, +Y y es moderado en la dirección -Y.

Estos resultados permiten establecer concordancia parcial entre ambos enfoques metodológicos.

### Tabla 92

*Cuadro comparativo de grados de daño de los análisis cualitativo y cuantitativo*

TIPO DE IGLESIA	ANÁLISIS CUALITATIVO			ANÁLISIS CUANTITATIVO	
	Iv	GRADO DE DAÑO	DIRECCIÓN	DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO	NIVEL DE DAÑO
IGLESIA I	47.33	MODERADO	+X	34.97 mm	SEVERO
			-X	29.76 mm	SEVERO
			+Y	9.71 mm	MODERADO
			-Y	15.57 mm	SEVERO
IGLESIA II	55.59	SEVERO	+X	74.70 mm	SEVERO
			-X	45.84 mm	SEVERO
			+Y	18.53 mm	SEVERO
			-Y	11.84 mm	MODERADO

*Nota. Elaboración Propia*

## CAPITULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1. Conclusiones

1. Con base en los ensayos de laboratorio realizados a los materiales constitutivos de las iglesias Santa Catalina de Marcaconga y Virgen de las Nieves de Sangarará, se evidencia que la resistencia a la compresión simple del adobe alcanza un valor promedio de  $7.31 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que el peso específico promedio de la albañilería de adobe es de  $1670.27 \text{ kg/m}^3$ . Del mismo modo, la albañilería de adobe presenta una resistencia a la compresión promedio de  $16.36 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de  $1176.23 \text{ kg/cm}^2$ . En lo que respecta al comportamiento ante esfuerzos de tracción indirecta, los muretes de adobe registraron un esfuerzo cortante promedio de  $0.78 \text{ kg/cm}^2$  y el módulo de corte de  $72.81 \text{ kg/cm}^2$ . Todos estos parámetros se encuentran dentro de los rangos permitidos por la Norma Técnica Peruana E.080, lo que respalda la aceptabilidad del comportamiento mecánico de estos materiales en edificaciones patrimoniales de tierra.
2. A partir del análisis de vulnerabilidad sísmica realizado mediante el método Linee Guida, se determinó que la iglesia Santa Catalina de Marcaconga presenta un índice de vulnerabilidad global de 0.47, valor que la sitúa dentro del rango de vulnerabilidad media, lo que implica una probabilidad estimada de colapso del 47 % ante la ocurrencia de un sismo raro. De forma particular, los mecanismos estructurales más comprometidos corresponden a M3 (mecanismo en el plano de la fachada) y M21 (elementos de cubierta: ábside y presbiterio), ambos con un índice de vulnerabilidad de 0.83, lo cual los clasifica en un nivel alto de

vulnerabilidad. Estos mecanismos presentan un grado de daño de 3.98, lo que representa un grado de daño severo frente a sismos raros.

3. Asimismo, en la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará se identificó un índice de vulnerabilidad sísmica global de 0.55, clasificándola dentro del nivel de vulnerabilidad alta, con una probabilidad de colapso del 55 % frente a un sismo raro. Los mecanismos estructurales más críticos en este caso corresponden a M19 (muros laterales de la nave), M21 (ábside y presbiterio), M25 (irregularidad en planta – altura) y M28 (campanario), los cuales presentan igualmente un índice de vulnerabilidad de 0.83, que los clasifica dentro de un nivel alto de vulnerabilidad, y un grado de daño de 3.98, evidencia un grado de daño severo ante la ocurrencia de un sismo.
4. A partir de la evaluación mediante el método N2 (análisis estático no lineal), se determinó que, ante un sismo raro, las demandas máximas de desplazamiento en los puntos de control alcanzan 3.49 cm en la dirección +X para la Iglesia Santa Catalina de Marcaconga, y 7.47 cm en la misma dirección para la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará. En cuanto al nivel de daño, se identificó que para la Iglesia Santa Catalina este es severo en las direcciones +X, -X y -Y, en contraste la dirección +Y se clasifica como moderado. De igual forma, la iglesia Virgen de las Nieves presenta un grado de daño severo en las direcciones +X, -X y +Y, en la dirección -Y presenta un grado de daño moderado.
5. Los resultados obtenidos evidencian una correlación consistente entre la evaluación cualitativa mediante el método Linee Guida y la evaluación cuantitativa a través del método N2 (análisis estático no lineal), lo que fortalece la

validez y confiabilidad del estudio. Además, constituyen un aporte significativo para la gestión del riesgo sísmico en edificaciones de valor cultural, facilitando la toma de decisiones informadas en los procesos de conservación, refuerzo estructural y mitigación de daños ante futuros sismos.

## **8.2. Recomendaciones**

1. Con el propósito de determinar con mayor precisión el comportamiento no lineal de las iglesias coloniales se recomienda la realización de ensayos experimentales que posibiliten la caracterización del comportamiento no lineal de los materiales.
2. Si bien el análisis estático no lineal (pushover) es una herramienta práctica para la estimación de la capacidad estructural de edificaciones de adobe, presenta ciertas limitaciones en la representación de los efectos dinámicos de los sismos. Por ello, se recomienda complementar este estudio con un análisis dinámico no lineal o análisis tiempo-historia, lo que permitiría una mayor precisión en la evaluación del comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas reales.
3. Con el fin de mejorar la caracterización del riesgo sísmico de la zona, se sugiere realizar estudios de peligro sísmico que permitan la generación de mapas de riesgo sísmico, los cuales servirán como una herramienta fundamental para la gestión del riesgo y la toma de decisiones en la conservación y reforzamiento de edificaciones patrimoniales.
4. Dado el elevado nivel de vulnerabilidad sísmica identificado en la zona de estudio, se considera imperativo implementar medidas de intervención estructural en las iglesias analizadas, con el fin de reducir el riesgo de daños severos o

colapso ante la eventualidad de sismos y, en consecuencia, minimizar pérdidas humanas y materiales.

CAPITULO 9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Bibliografía**

- Aguilar Serrano, R., & Bautista Hurtado, Y. A. (2023). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de viviendas informales de adobe de dos pisos en el distrito de San Jerónimo - Cusco 2018*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Aguilar, R. (2017). *Applications of Modern Technologies for the Seismic Assessment of Heritage Constructions in Peru 2 Case Study 1 Seismic Assessment of Archaeological Heritage Using Modern*.
- Alva Hurtado, J. E. (2000). *Sismicidad y Registros Sísmicos en Cusco*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Apaza Cruz, D. H. (2018). *Evaluación de Mecanismos de Colapso Generados por Acciones Sísmicas en la Catedral de Puno*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ASCE 41-06. (2006). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston VA.
- ASCE SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Los Angeles.
- ATC-40. (1996). *Seismic Analysis and Retrofit of Concrete Buildings (Vol. 1)* Redwood City.
- Auccapuma Quispe, I. (2021). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de adobe del centro urbano del distrito de Chinchero – Cusco - 2017*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Barbat, H. A. (1998). *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. Madrid: Calidad siderúrgica.
- Bernal, I., & Tavera, H. (2002). *Geodinámica, Sismicidad y Energía Sísmica en Perú*. Lima: Instituto Geofísico del Perú.
- Bianchini, N. (2018). *Conserving the Bagan built heritage: Structural assessment of the Loka-Hteik-Pan Temple*. Braga-Portugal.
- Bolaños Luna, A., & Monroy Concha, O. M. (2004). *Espectros de Peligro Sísmico Uniforme*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bonett Diaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. Mexico.
- Briceño Meléndez, C. P. (2016). *Diagnóstico Estructural y Análisis Sísmico de la Iglesia San Pedro Apostol de Andahuaylillas*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Castillo Aedo, J., & Alva Hurtado, J. (1993). *Peligro Sísmico en el Perú*.

- Circolare N° 26. (2010). *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico: Ministero per i Beni e le Attività Culturali*. Italia.
- Condori Cacñahuaray, P. (2022). *Evaluación Estructural y Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica Mediante el Analisis No Lineal Pushover del Templo Santa Maria Magdalena, Ayacucho, 2022*. Lima: UCV.
- CONSEIL DE L'EUROPE. (1998). *European Macroseismic Scale 1998*. Luxembourg.
- Cuadros Rojas, E. J. (2020). *Análisis Estructural Avanzado del Templo de Huaytara, Huancavelica, Perú*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Dorbath, L., Cisternas, A., & Dorbath, C. (1990). *Assessment of the Size of Large and Great Historical Earthquakes in Peru, Bulletin of the Seismological Society of America*.
- Fajfar, P. (2000). *A Nonlinear Analysis Method For Performance Based Seismic Design*. Eslovenia: Earthquake spectra Vol. 16.
- FEMA 273. (1997). *Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings-Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of non-linear static seismic analysis procedures*. Washington.
- Fonseca Ferreira, C., & D'Ayala, D. (2012). *Evaluación Sísmica y Reforzamiento del Sistema Interconectado Nacional del Perú*. Lisboa.
- Gaceta UNAM. (13 de abril de 2020). Obtenido de <https://www.gaceta.unam.mx/normal-y-comun-la-actividad-sismica-y-volcanica-en-el-cinturon-de-fuego/>
- Garay Galindo, M. L., & Llaure Enriquez, L. N. (2020). *Evaluación de la Capacidad Sísmica de Viviendas Conformadas por Sistemas Estructurales de Albañilería Confinada y Porticos de Concreto Armado en el Distrito de la Victoria, Lima*. Trujillo: Universidad Privada del Norte.
- Garcia, C. A., Cano, L., & Martinez, L. C. (2021). *Serie de Información Básica para Tomadores de Decisiones de Gestión de Riesgos de Desastres*. Colombia: Universidad del Quindío.
- Gonzales Cuevas, O. (2002). *Análisis Estructural*. Mexico: Limusa Editores.
- Gonzales Tapia, G. I. (2020). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio cultural chileno: Estudio de iglesias patrimoniales de Valparaíso*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Grupo Allpa Ingeniería y Construcción. (2023). *"Creación de Espacio Deportivo en el Sector Calvario K'uchu de la Comunidad de San Isidro de Ttio, distrito de Pomacanchi - Acomayo - Cusco"*. Cusco.
- Guimpert Aceval, M. P. (2021). *Evaluación de Riesgo Sísmico en 5 Iglesias Patrimoniales de la Quebrada de Tarapacá*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.

- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, M. (2014). *Metodología de la Investigación 6ta Edición*. Mexico: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES.
- Herraiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería - CISMID.
- Herrera, R. I., Vielma, J. C., & Pujades, L. (2014). *Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de Edificios: Un Estado del Conocimiento*. España.
- INGEMAT. (2019). “*Mejoramiento y Ampliación de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento Básico Integral en la Comunidad Campesina de Santa Rosa de Ihuina, distrito de Pomacanchi - Acomayo - Cusco*”. Cusco.
- Instituto Geofísico del Perú. (2024). *Mapas Sísmicos*. Obtenido de <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>
- Jabier Choque, R. (2021). *El movimiento religioso protestante en su denominación de Iglesia Evangélica Peruana en la comunidad campesina de Marcaconga, distrito de Sangarará, provincia de Acomayo - Cusco*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Lagomarsino, S. (2004). *Metodologia per la valutazione del danno e della vulnerabilità sismica e manuale per la compilazione della scheda chiese di II livello*. Italia: Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto per le Tecnologie della Costruzione, sede L’Aquila.
- Lagomarsino, S. H., & Penna, A. (2003). *Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology WP4: Vulnerability assessment of current buildings Technical presentation RISK-UE project*. Francia.
- Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2015). *Perpetuate guidelines for seismic performance based assessment of cultural heritage masonry structures*. Earthquake Engineering, Vol 13., 13-47.
- Lagomarsino, S., & Podesta, S. (2005). *Proyecto SAVE Tarea 3 Inventario e Vulnerabilidad del Patrimonio Monumentale dell’Italia centro-medidionale*. L’Aquila: Istituto Nazionale di geofisica e Vulcanologia / Gruppo Nazionale.
- Lourenco, P. B. (1998). *Experimental and Numerical Issues in the Modelling of the Mechanical Behaviour of Masonry*. Portugal.
- Lourenco, P. B., & Pereira, J. M. (2020). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente Recomendaciones para el Modelado Avanzado de Sitios Históricos de Tierra*. Los Ángeles: Universidade do Minho.
- Lourenco, P., Greco, F., Barontini, A., Ciocci, M. P., & Karanikoloudis, G. (2020). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente Modelado de Edificios Tipo*. Los Angeles: Universidade do Minho.

- Mamani Quispe, R. E. (2016). *Estudio comparativo del comportamiento estructural lineal y no lineal del monumento histórico "Templo de Miska", para verificar los daños ocurridos por el sismo de Paruro (Cusco) en setiembre de 2014*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Marques, R., Briceño Melendez, C. P., Aguilar, R., & Perucchio, R. (2015). *Estudio sobre el Comportamiento Sísmico de la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas en Cusco, Perú*. Cusco.
- Meli, R. (1999). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. Mexico.
- Ministerio de Cultura. (2019). *Reprogramación de Obra, 2019 - Recuperación del Monumento Virreinal Religioso Templo Santa Catalina de Marcaconga, Distrito de Sangarará, Provincia de Acomayo, Departamento del Cusco*. Cusco.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento . (2020). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada*. Lima.
- Moreno Gonzáles, R. (2006). *Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación a Diversos Escenarios Sísmicos de Barcelona*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Muñoz Peláez, A. (2002). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Noel Tapia, M. (2017). *Integración de Ingeniería Inversa y Modelamiento Numérico para la Evaluación Sísmica de Construcciones Históricas de Adobe*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Noel Tapia, M. F. (2021). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Iglesias Andinas Coloniales Típicas a partir de Análisis Límite Cinemático y el Método N2*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Otero Monteza, D. A., & Díaz Figueroa, M. A. (2022). Influencia de la relación de aspecto en el desempeño sísmico de edificaciones de adobe. *TECNIA VOL.32*, 59–74.  
doi:<https://doi.org/10.21754/tecnia.v32i2.1413>
- Pachatusan Contratistas Generales S.C.R.L. (2019). *“Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua Potable y Saneamiento en la Comunidad Campesina de Yanampampa, distrito de Sangarará - Acomayo - Cusco”*. Cusco.
- Paucar Choque, L. A., & Flores Cardenas, F. M. (2017). *Análisis de vulnerabilidad sísmica templo colonial del distrito de Chinchero de la provincia de Urubamba*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

- Pimienta Prieto, J. H., & De la Orden Hoz, A. (2017). *Metodología de la Investigación*. Mexico: Pearson.
- Ramos Silva, E. W. (2023). *Influencia de la Fibra de Retama en las Propiedades Mecánicas de la Mampostería de Adobe Tradicional, Cusco, 2023*. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Rozas Villasante, M. F., & Condori Cusi, S. B. (2024). *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas de Adobe de Dos Niveles en el Centro Poblado de Pucyura, Provincia de Anta, Cusco, 2023*. Cusco.
- Safina Melone, S. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- San Bartolome, A., Quiun, D., & Silva, W. (2019). *Diseño y Construcción de Estructuras Sísmorresistentes de Albañilería*. Lima.
- SEASOC. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committee Structural Engineers Association of California*.
- Silgado Ferro, E. (1978). *Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú (1513-1974)*. Lima: Instituto de Geología y Minería, Boletín No 3.
- TNO DIANA. (2009). *DIANA, DIplacement method ANalyser, release 9.4, User's Manual*.
- TNO Diana FEA. (2015). *DIANA FEA, Advanced Finite Element Analysis Solutions*.
- Tolles, E., Kimbro, E., & Ginell, W. (2002). *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures*. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- Vidal Sánchez, F. (2006). *Los Terremotos y Sus Causas*. Andalucía, España: Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos.
- Volcano Active Foundation. (s.f.). Obtenido de <https://volcanofoundation.org/es/earth-awakens-belt-fire/>

## **CAPITULO 10. ANEXOS**

## ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

Variables de Estudio	Definición Conceptual	Subvariables	Indicadores	Escala de Medición	Instrumentos
<b>Variable Independiente (X):</b> Elementos estructurales de las iglesias coloniales Santa Catalina y Virgen de las Nieves	Diagnóstico actual de las iglesias coloniales	<b>X1:</b> Características físico-mecánicas del adobe y la albañilería de adobe de las iglesias coloniales	Resistencia a la compresión de los adobes.	kgf/cm <sup>2</sup>	Maquina universal de compresión simple
			Granulometría de los adobes y del mortero	% finos y % gruesos	Laboratorio de FIC
			Límites de Atterberg	LL, LP y IP	Laboratorio de FIC
			Resistencia a compresión axial de pilas de adobe	kgf/cm <sup>2</sup>	Máquina de compresión simple. Norma Peruana E.080
			Resistencia a compresión diagonal de muretes de adobe.	kgf/cm <sup>2</sup>	Máquina de compresión diagonal. Norma Peruana E.080
		<b>X2:</b> Método de Diagnostico “Linee Guida”	Índice de vulnerabilidad sísmica	Mecanismos de colapso por macroelemento. Macroelementos de las iglesias coloniales: fachada, nave, transepto, arco triunfal, cúpula, ábside, techumbre, capillas y anexos, así como volúmenes exteriores y torre campanario.	Fichas de evaluación adaptadas de la “Linee Guida”
		<b>X3:</b> Análisis estático no lineal	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Modelamiento numérico</li> <li>- Espectro de Capacidad</li> <li>- Espectro de Respuesta</li> </ul>	Adimensional	Norma E.030
La vulnerabilidad sísmica de una edificación, un conjunto de edificaciones o una región determinada se refiere a su	<b>Y1:</b> Vulnerabilidad sísmica por método cualitativo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vulnerabilidad baja</li> <li>- Vulnerabilidad media</li> </ul>	Adimensional	Fichas de evaluación adaptadas de la “Linee Guida”	

<b>Variable Dependiente (Y):</b> Vulnerabilidad Sísmica	susceptibilidad inherente a experimentar daños frente a la acción de un sismo, estando está condicionada por sus propiedades físicas y los aspectos estructurales considerados en su diseño. (Barbat, 1998)		- Vulnerabilidad alta		
		<b>Y2:</b> Vulnerabilidad sísmica por método cuantitativo	- Desplazamiento máximo - Cortante basal máxima - Desempeño sísmico	- Centímetros (cm) - Toneladas fuerza (tonf) - Adimensional	Software de Análisis de elementos finitos: Diana FEA

**ANEXO 2:**

**ENSAYOS DE LABORATORIO**



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO:

FECHA: 25/09/2024

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO DEL ADOBE A-1**  
 NTP 339.128

Antes del Lavado

Despues del Lavado

Peso de la Muestra Seca = 2045.96 g

Peso de la Muestra Seca = 1109.85 g

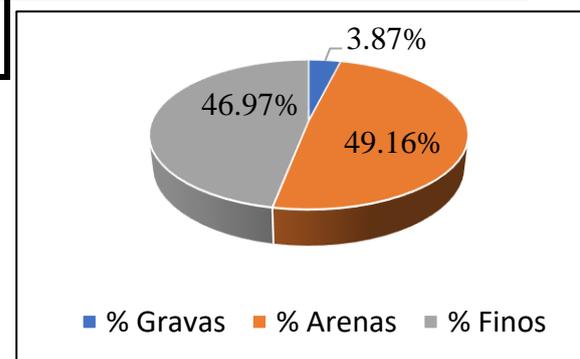
% de Error en Peso = 0.39%

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso que Pasa (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
1"	25.40	0.00	2045.96	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19.05	0.00	2045.96	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	12.70	17.63	2028.33	0.86%	0.86%	99.14%
3/8"	9.50	51.26	1977.07	2.51%	2.51%	97.49%
N°4	4.75	27.87	1949.20	1.36%	3.87%	96.13%
N°10	2.00	50.61	1898.59	2.47%	6.34%	93.66%
N°20	0.85	90.35	1808.24	4.42%	10.76%	89.24%
N°40	0.43	111.05	1697.19	5.43%	16.19%	83.81%
N°60	0.25	190.33	1506.86	9.30%	25.49%	74.51%
N°100	0.15	205.75	1301.11	10.06%	35.54%	64.46%
N°200	0.08	357.69	943.42	17.48%	53.03%	46.97%
Cazuela	-	3.01		0.15%	53.17%	
Lavado	-	940.41		45.96%	99.14%	

Total Fraccion Retenido en Lavado =

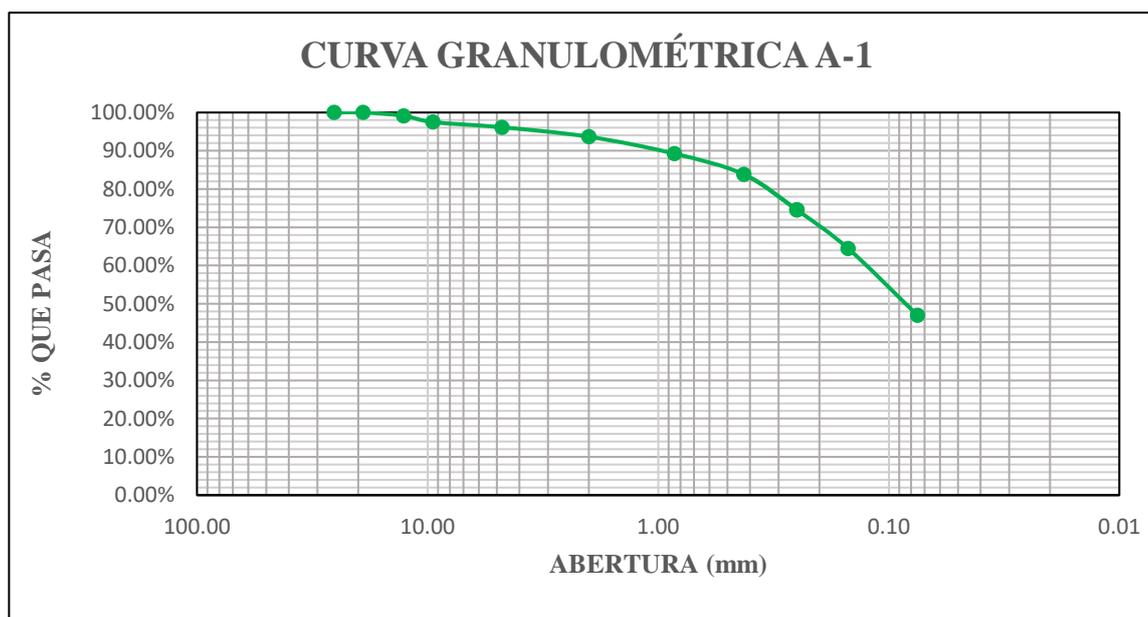
1105.55

100.00%



**Fracciones de Grava, Arena y Finos de la muestra**

% de grava (retiene tamiz N°4) = 3.87%  
 % de arena (Pasa N°4 y Ret. N°200) = 49.16%  
 % de finos (Pasa Tamiz N°200) = 46.97%  
 Total = 100.00%





TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO:

FECHA: 25/09/2024

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO DEL ADOBE A-2**  
 NTP 339.128

Antes del Lavado

Después del Lavado

Peso de la Muestra Seca = 2050.10 g

Peso de la Muestra Seca = 1225.05 g  
 % de Error en Peso = 0.30%

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso que Pasa (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
1"	25.40	0.00	2050.10	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19.05	0.00	2050.10	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	12.70	15.29	2034.81	0.75%	0.75%	99.25%
3/8"	9.50	46.26	1988.55	2.26%	2.26%	97.74%
N°4	4.75	30.51	1958.04	1.49%	3.74%	96.26%
N°10	2.00	62.27	1895.77	3.04%	6.78%	93.22%
N°20	0.85	89.10	1806.67	4.35%	11.13%	88.87%
N°40	0.43	127.56	1679.11	6.22%	17.35%	82.65%
N°60	0.25	180.05	1499.06	8.78%	26.13%	73.87%
N°100	0.15	310.55	1188.51	15.15%	41.28%	58.72%
N°200	0.08	357.32	831.19	17.43%	58.71%	41.29%
Cazuela	-	2.47		0.12%	58.83%	
Lavado	-	828.72		40.42%	99.25%	

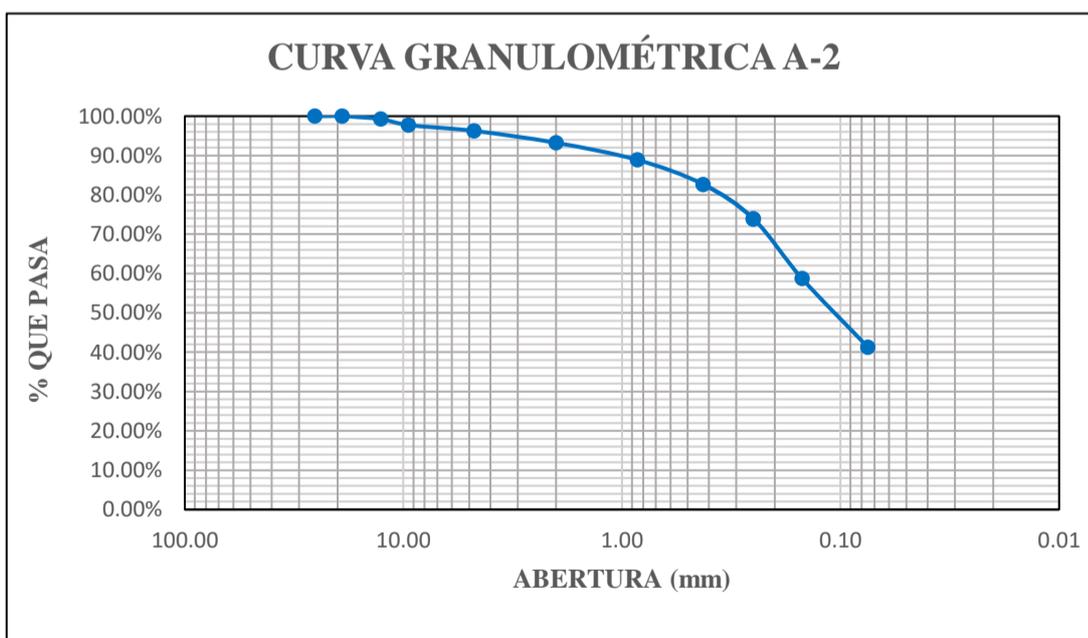
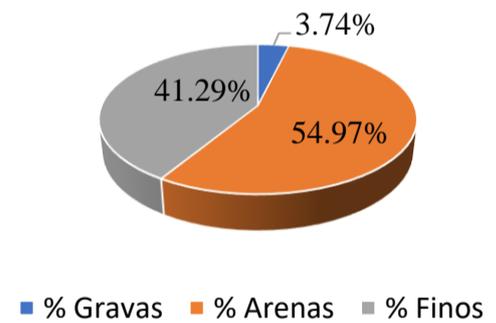
Total Fracción Retenido en Lavado =

1221.38

100.00%

**Fracciones de Grava, Arena y Finos de la muestra**

% de grava (retiene tamiz N°4) = 3.74%  
 % de arena (Pasa N°4 y Ret. N°200) = 54.97%  
 % de finos (Pasa Tamiz N°200) = 41.29%  
 Total = 100.00%





TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO:

FECHA: 25/09/2024

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO COMPARACIÓN SUELO VS ADOBE**  
 NTP 339.128

Antes del Lavado

Despues del Lavado

Peso de la Muestra Seca = 580.37 g

Peso de la Muestra Seca = 281.57 g  
 % de Error en Peso = 0.77%

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso que Pasa (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
1"	25.40	0.00	580.37	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19.05	0.00	580.37	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	12.70	0.00	580.37	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.50	11.20	569.17	1.93%	1.93%	98.07%
N°4	4.75	7.45	561.72	1.28%	3.21%	96.79%
N°10	2.00	8.96	552.76	1.54%	4.76%	95.24%
N°20	0.85	15.80	536.96	2.72%	7.48%	92.52%
N°40	0.43	33.50	503.46	5.77%	13.25%	86.75%
N°60	0.25	110.25	393.21	19.00%	32.25%	67.75%
N°100	0.15	66.27	326.94	11.42%	43.67%	56.33%
N°200	0.08	25.44	301.50	4.38%	48.05%	51.95%
Cazuela	-	0.53		0.09%	48.14%	
Lavado	-	300.97		51.86%	100.00%	

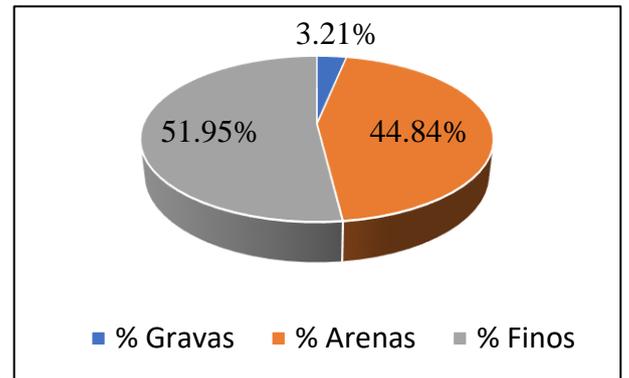
Total Fraccion Retenido en Lavado =

279.40

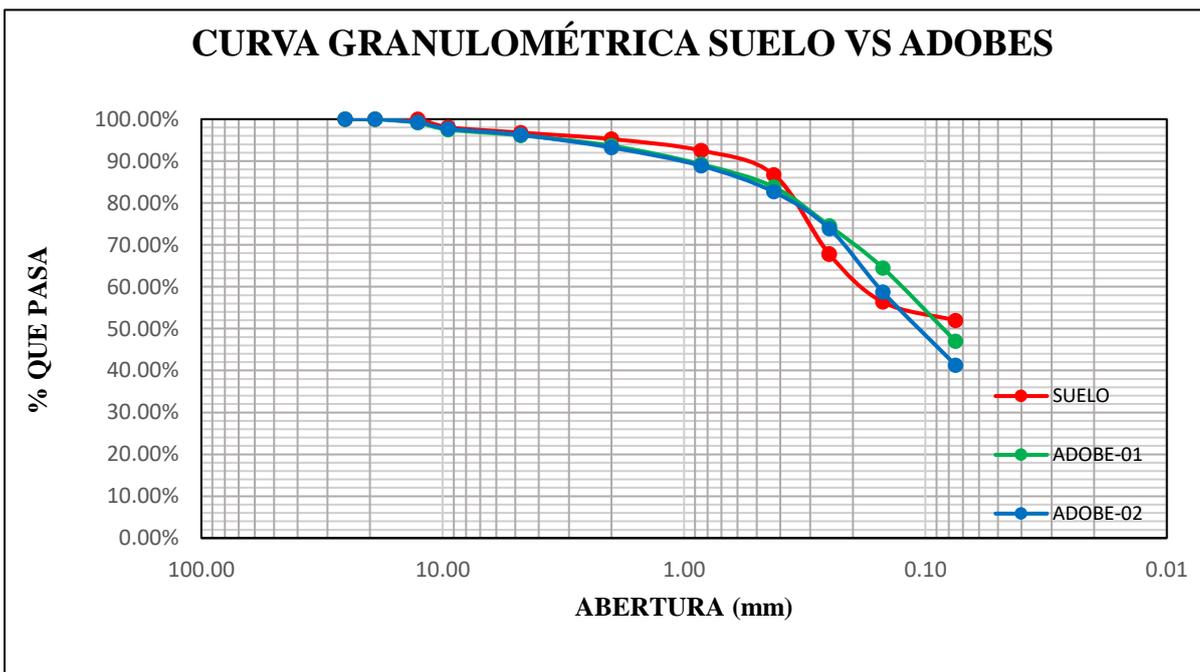
100.00%

**Fracciones de Grava, Arena y Finos de la muestra**

% de grava (retiene tamiz N°4) = 3.21%  
 % de arena (Pasa N°4 y Ret. N°200) = 44.84%  
 % de finos (Pasa Tamiz N°200) = 51.95%  
 Total = 100.00%



**CURVA GRANULOMÉTRICA SUELO VS ADOBES**





**TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024**

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO:

FECHA: 25/09/2024

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO DEL MORTERO M-1**  
**NTP 339.128**

**Antes del Lavado**

**Despues del Lavado**

Peso de la Muestra Seca = 875.25 g

Peso de la Muestra Seca = 250.37 g

% de Error en Peso = 0.37%

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso que Pasa (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
1"	25.40	0.00	875.25	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19.05	0.00	875.25	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	12.70	9.25	866.00	1.06%	1.06%	98.94%
3/8"	9.50	5.78	860.22	0.66%	0.66%	99.34%
N°4	4.75	13.07	847.15	1.49%	2.15%	97.85%
N°10	2.00	15.36	831.79	1.75%	3.91%	96.09%
N°20	0.85	19.25	812.54	2.20%	6.11%	93.89%
N°40	0.43	25.01	787.53	2.86%	8.97%	91.03%
N°60	0.25	27.35	760.18	3.12%	12.09%	87.91%
N°100	0.15	35.18	725.00	4.02%	16.11%	83.89%
N°200	0.08	98.12	626.88	11.21%	27.32%	72.68%
Cazuela	-	1.07		0.12%	27.44%	
Lavado	-	625.81		71.50%	98.94%	

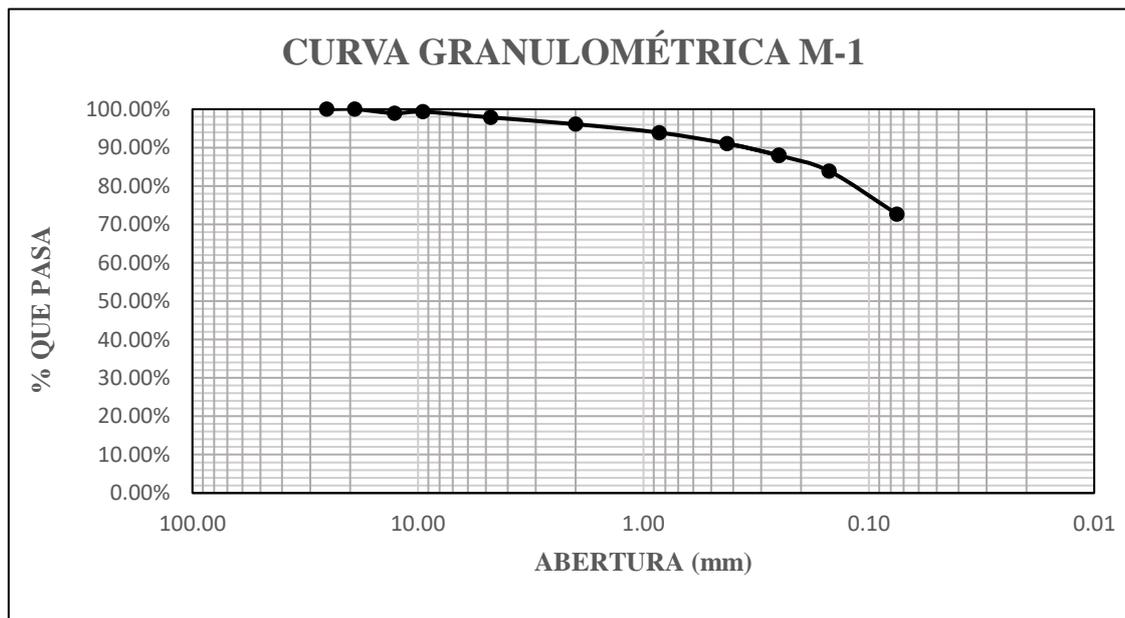
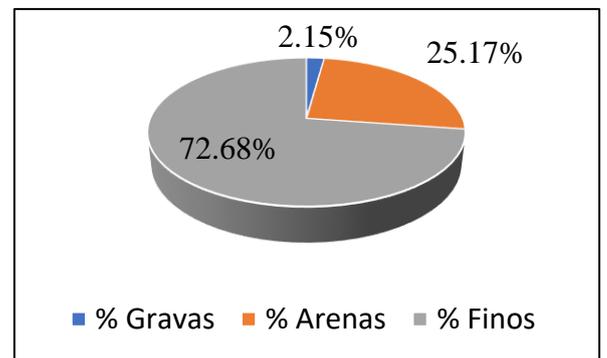
Total Fraccion Retenido en Lavado =

249.44

100.00%

**Fracciones de Grava, Arena y Finos de la muestra**

% de grava (retiene tamiz N°4) = 2.15%  
 % de arena (Pasa N°4 y Ret. N°200) = 25.17%  
 % de finos (Pasa Tamiz N°200) = 72.68%  
 Total = 100.00%





TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO:

FECHA: 25/09/2024

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO DEL MORTERO M-2**  
**NTP 339.128**

Antes del Lavado

Después del Lavado

Peso de la Muestra Seca = 925.01 g

Peso de la Muestra Seca = 337.47 g

% de Error en Peso = 0.98%

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	Peso que Pasa (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
1"	25.40	0.00	925.01	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19.05	0.00	925.01	0.00%	0.00%	100.00%
1/2"	12.70	7.21	917.80	0.78%	0.78%	99.22%
3/8"	9.50	6.15	911.65	0.66%	0.66%	99.34%
N°4	4.75	22.38	889.27	2.42%	3.08%	96.92%
N°10	2.00	25.83	863.44	2.79%	5.88%	94.12%
N°20	0.85	29.04	834.40	3.14%	9.02%	90.98%
N°40	0.43	35.49	798.91	3.84%	12.85%	87.15%
N°60	0.25	41.27	757.64	4.46%	17.31%	82.69%
N°100	0.15	61.65	695.99	6.66%	23.98%	76.02%
N°200	0.08	103.89	592.10	11.23%	35.21%	64.79%
Cazuela	-	1.24		0.13%	35.34%	
Lavado	-	590.86		63.88%	99.22%	

Total Fracción Retenido en Lavado =

334.15

100.00%

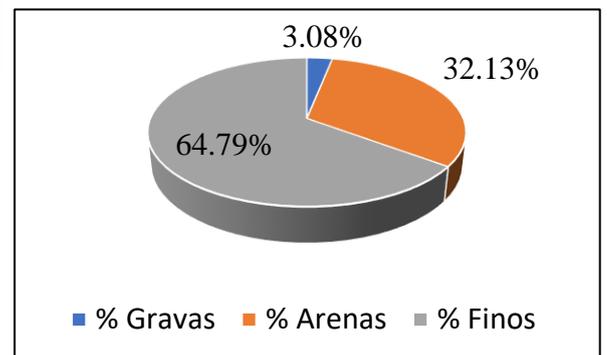
**Fracciones de Grava, Arena y Finos de la muestra**

% de grava (retiene tamiz N°4) = 3.08%

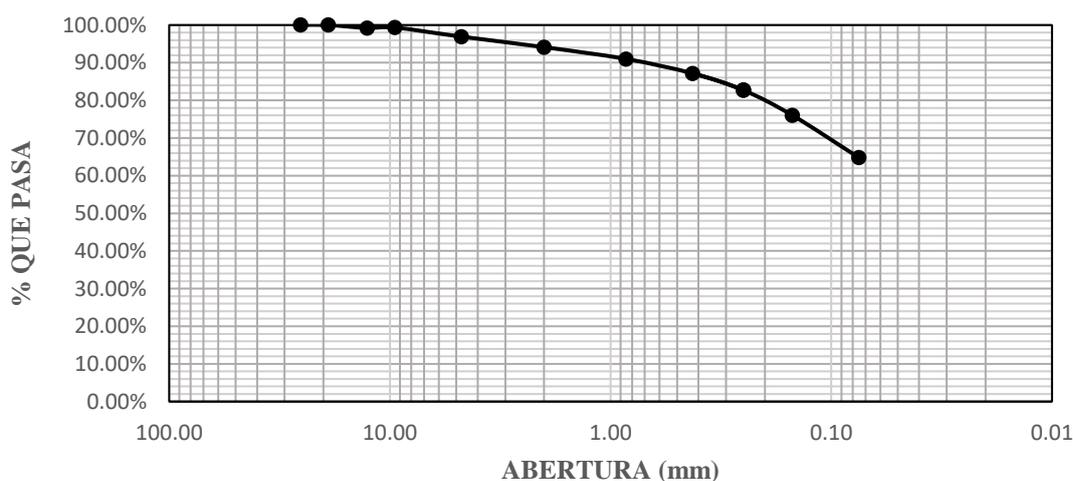
% de arena (Pasa N°4 y Ret. N°200) = 32.13%

% de finos (Pasa Tamiz N°200) = 64.79%

Total = 100.00%



**CURVA GRANULOMÉTRICA M-2**





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

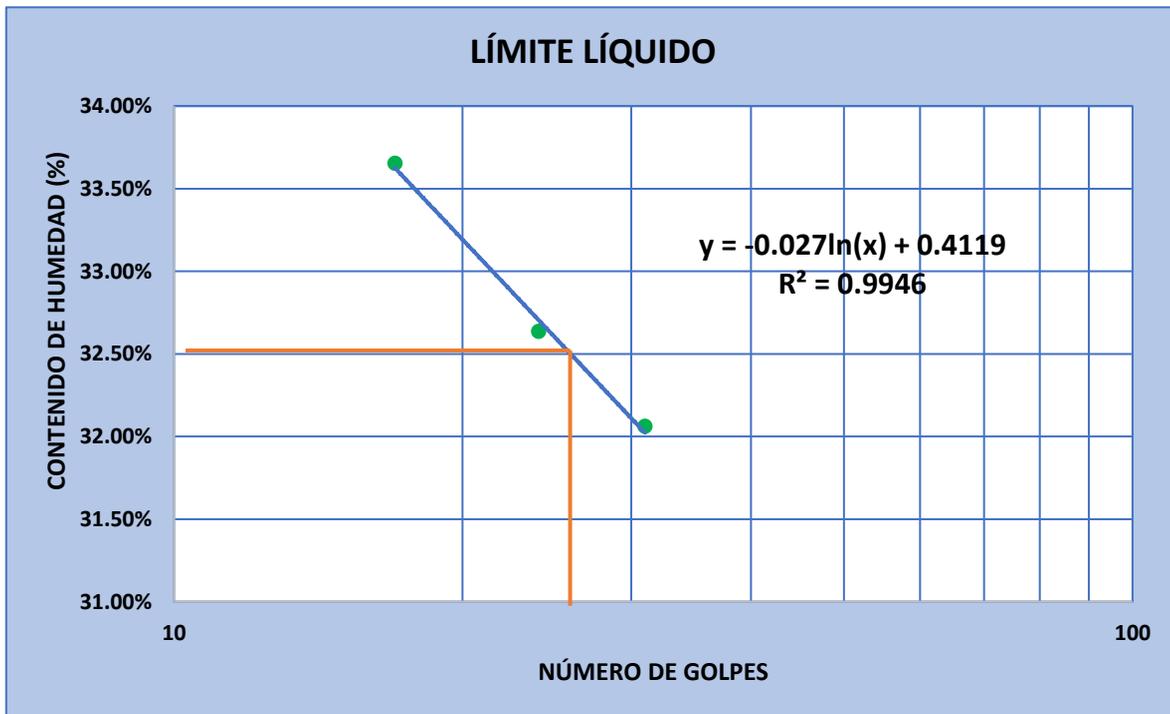
ENSAYO: LÍMITES DE CONSISTENCIA DEL ADOBE

FECHA: 24/09/2024

**LÍMITE LÍQUIDO A-1**  
**NTP 339.129**

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	59.70	61.01	58.81
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	74.24	76.25	74.06
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	70.71	72.5	70.22
Peso del Agua (g)	3.53	3.75	3.84
Peso de la Muestra Seca (g)	11.01	11.49	11.41
Contenido de Humedad (%)	32.06%	32.64%	33.65%
Número de Golpes	31	24	17

**LÍMITE LÍQUIDO = 32.50%**





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

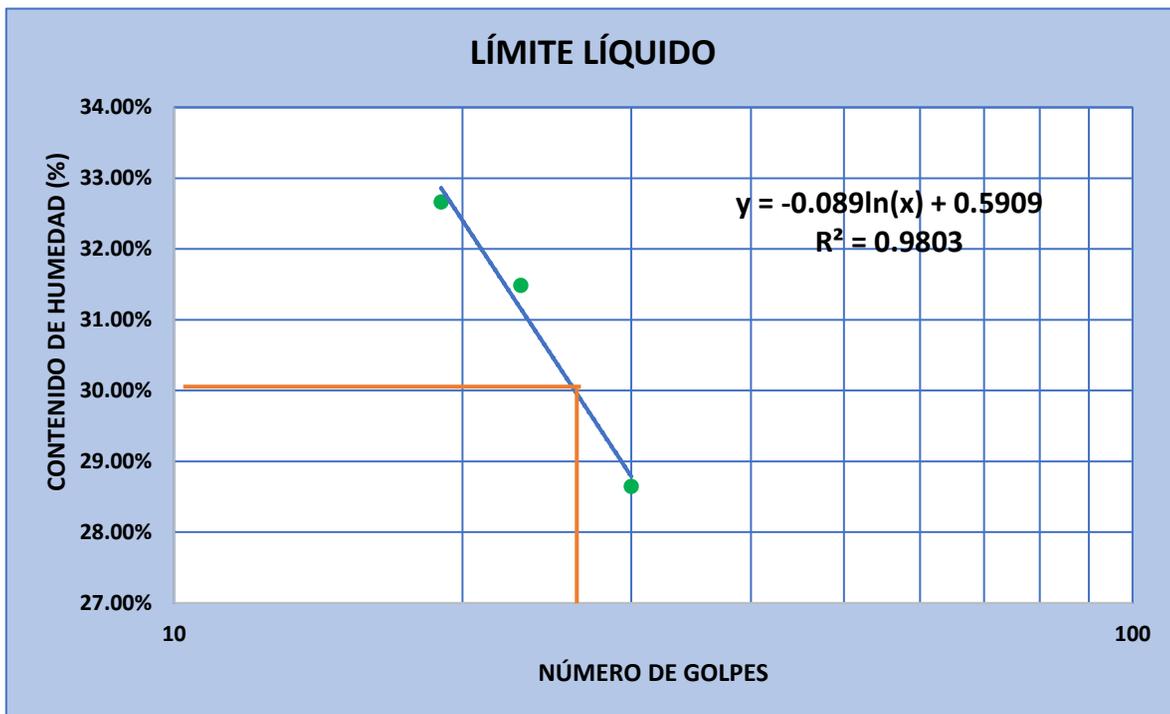
ENSAYO: LIMITES DE CONSISTENCIA DEL ADOBE

FECHA: 24/09/2024

LÍMITE LÍQUIDO A-2  
NTP 339.129

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	61.28	60.15	59.10
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	75.47	77.02	75.63
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	72.31	72.98	71.56
Peso del Agua (g)	3.16	4.04	4.07
Peso de la Muestra Seca (g)	11.03	12.83	12.46
Contenido de Humedad (%)	28.65%	31.49%	32.66%
Número de Golpes	30	23	19

LÍMITE LÍQUIDO = 30.44%





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

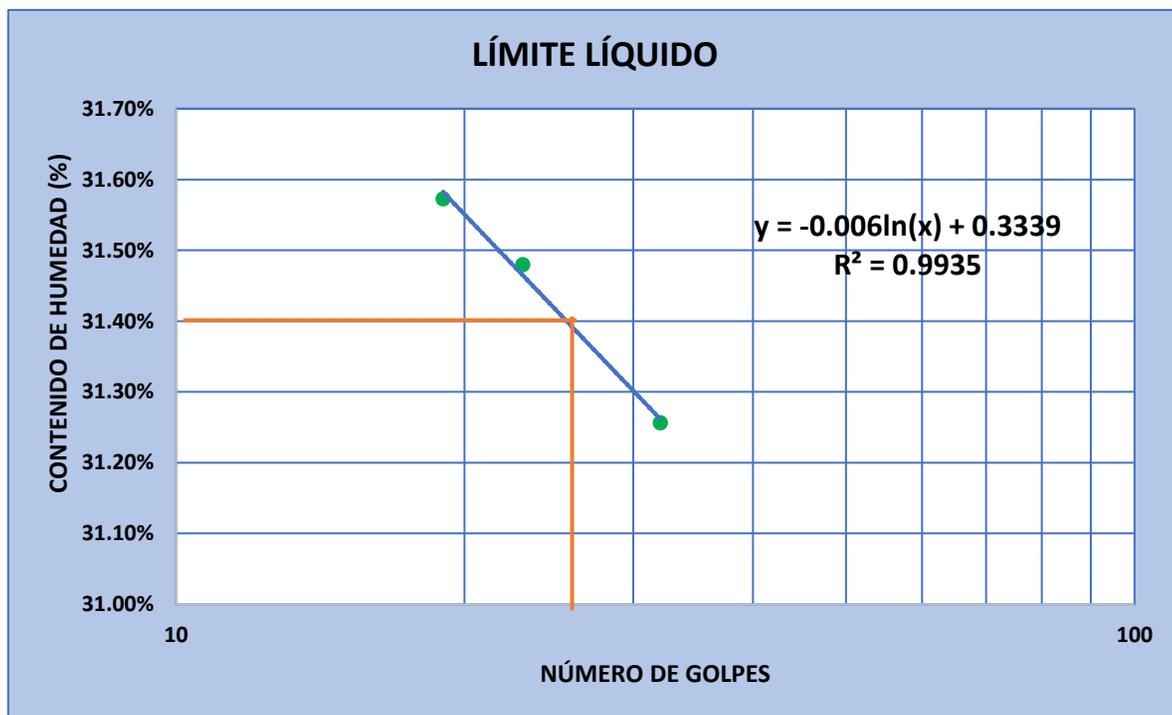
ENSAYO: LÍMITES DE CONSISTENCIA DEL MORTERO

FECHA: 24/09/2024

**LÍMITE LÍQUIDO M-1**  
NTP 339.129

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	59.63	60.01	61.20
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	72.69	73.25	72.16
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	69.58	70.08	69.53
Peso del Agua (g)	3.11	3.17	2.63
Peso de la Muestra Seca (g)	9.95	10.07	8.33
Contenido de Humedad (%)	31.26%	31.48%	31.57%
Número de Golpes	32	23	19

**LÍMITE LÍQUIDO = 31.46%**





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

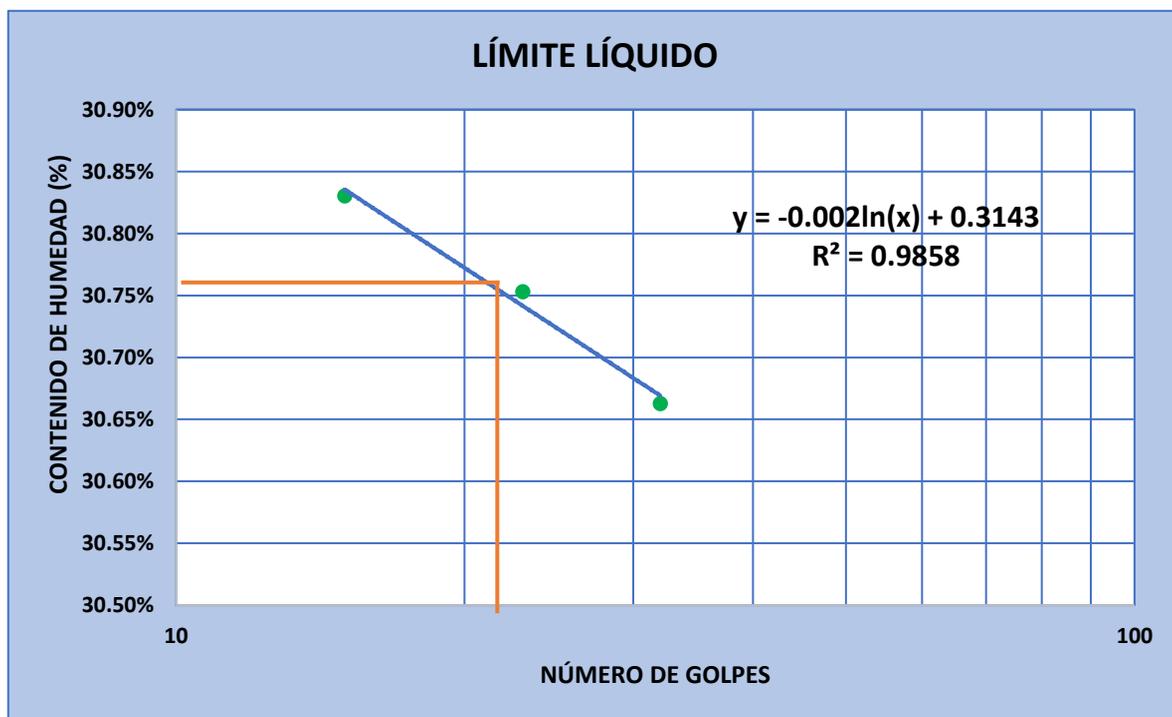
ENSAYO: LÍMITES DE CONSISTENCIA DEL MORTERO

FECHA: 24/09/2024

LÍMITE LÍQUIDO M-2  
NTP 339.129

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	58.24	59.45	57.35
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	71.45	71.95	72.16
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	68.35	69.01	68.67
Peso del Agua (g)	3.1	2.94	3.49
Peso de la Muestra Seca (g)	10.11	9.56	11.32
Contenido de Humedad (%)	30.66%	30.75%	30.83%
Número de Golpes	32	23	15

LÍMITE LÍQUIDO = 30.79%





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO: LIMITES DE CONSISTENCIA DEL ADOBE

FECHA: 24/09/2024

**LÍMITE PLÁSTICO A-1**  
**NTP 339.129**

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	56.10	56.21	22.15
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	60.25	59.67	24.13
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	59.45	59.01	23.74
Peso del Agua (g)	0.80	0.66	0.39
Peso de la Muestra Seca (g)	3.35	2.8	1.59
Contenido de Humedad (%)	23.88%	23.57%	24.53%



<b>LÍMITE LÍQUIDO =</b>	<b>32.50%</b>
<b>LÍMITE PLÁSTICO =</b>	<b>23.99%</b>
<b>ÍNDICE DE PLASTICIDAD =</b>	<b>8.51%</b>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO: LIMITES DE CONSISTENCIA DEL ADOBE

FECHA: 24/09/2024

**LÍMITE PLÁSTICO A-2**  
**NTP 339.129**

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	21.71	22.15	22.01
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	24.45	25.62	24.77
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	24.00	24.94	24.29
Peso del Agua (g)	0.45	0.68	0.48
Peso de la Muestra Seca (g)	2.29	2.79	2.28
Contenido de Humedad (%)	19.65%	24.37%	21.05%



<b>LÍMITE LÍQUIDO =</b>	<b>30.44%</b>
<b>LÍMITE PLÁSTICO =</b>	<b>21.69%</b>
<b>ÍNDICE DE PLASTICIDAD =</b>	<b>8.75%</b>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO: LIMITES DE CONSISTENCIA DEL MORTERO

FECHA: 24/09/2024

**LÍMITE PLÁSTICO M-1**  
NTP 339.129

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	21.75	22.17	21.02
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	24.51	25.61	23.76
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	24.03	25.01	23.28
Peso del Agua (g)	0.48	0.60	0.48
Peso de la Muestra Seca (g)	2.28	2.84	2.26
Contenido de Humedad (%)	21.05%	21.13%	21.24%



LÍMITE LÍQUIDO =	31.46%
LÍMITE PLÁSTICO =	21.14%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD =	10.32%



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

ENSAYO: LIMITES DE CONSISTENCIA DEL MORTERO

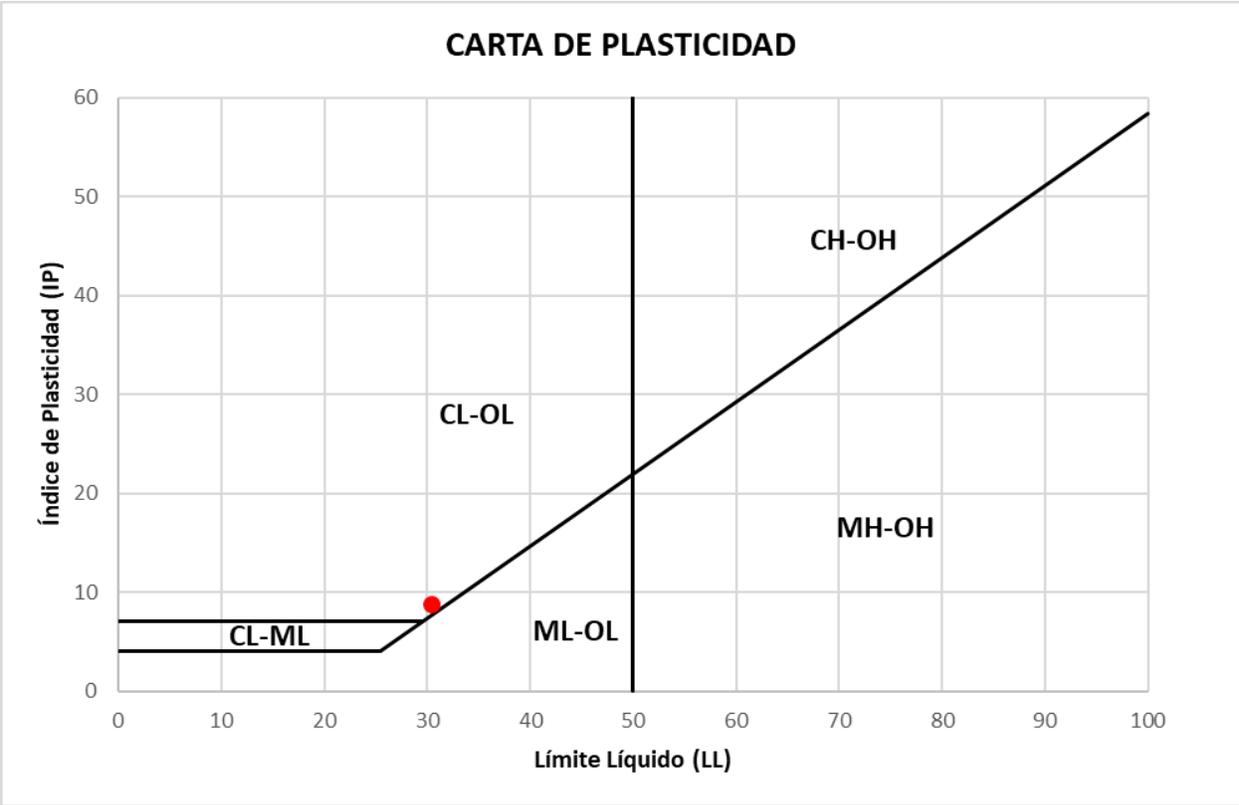
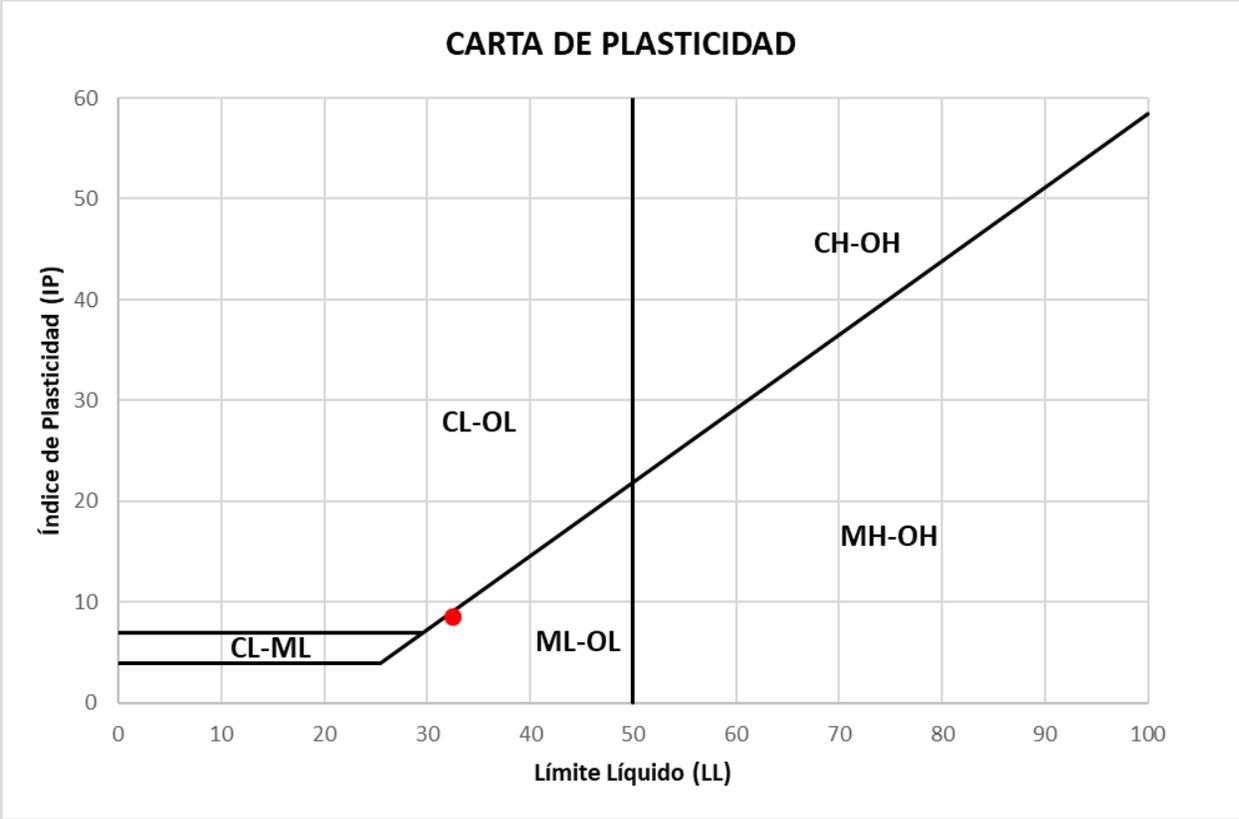
FECHA: 24/09/2024

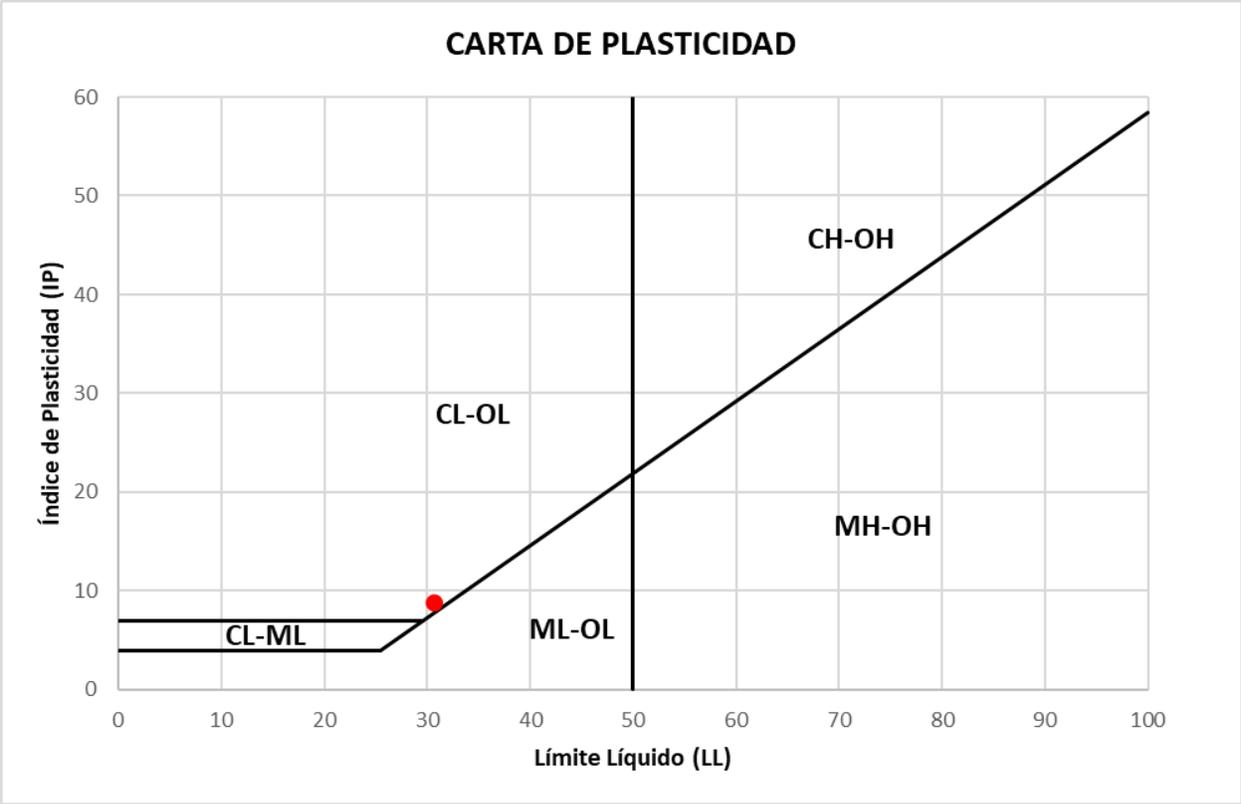
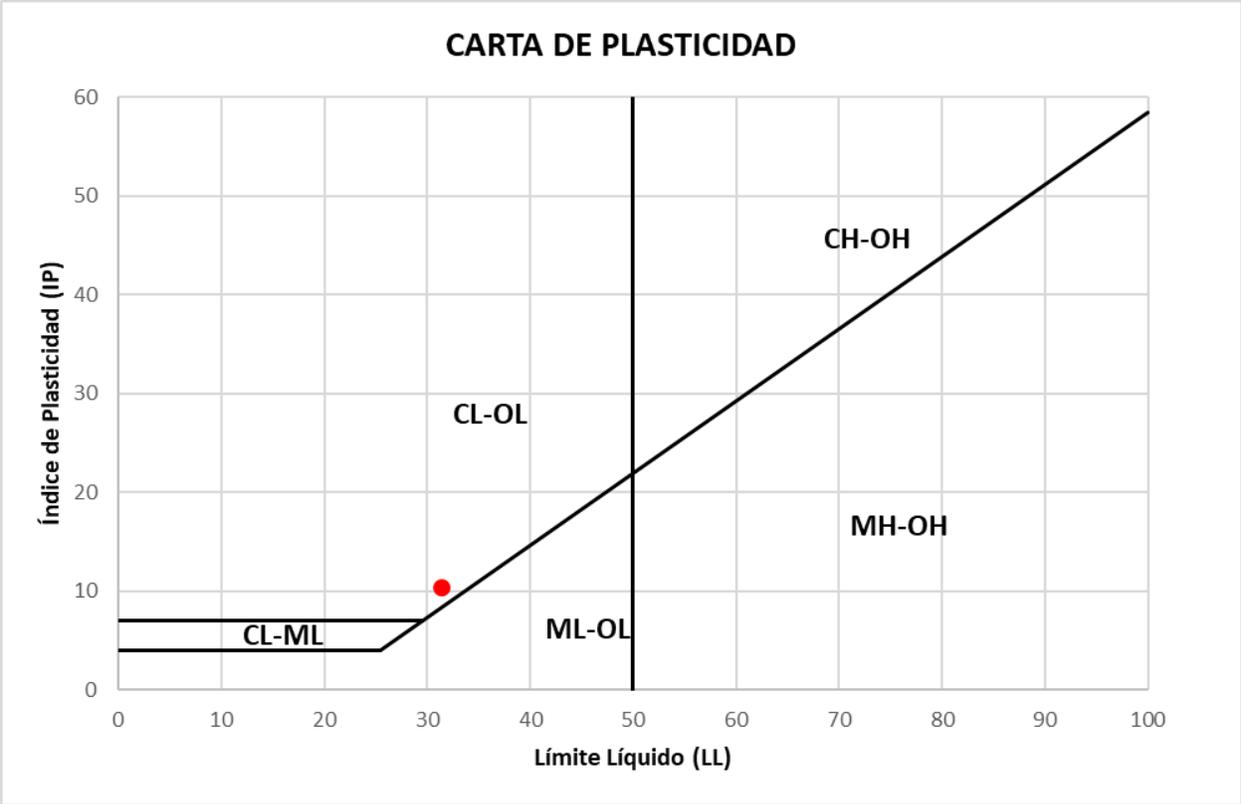
**LÍMITE PLÁSTICO M-2**  
**NTP 339.129**

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (g)	21.75	21.36	22.72
Peso de Capsula (g) + Muestra Húmeda (g)	24.36	24.06	24.22
Peso de Capsula (g) + Muestra Seca (g)	23.89	23.57	23.95
Peso del Agua (g)	0.47	0.49	0.27
Peso de la Muestra Seca (g)	2.14	2.21	1.23
Contenido de Humedad (%)	21.96%	22.17%	21.95%

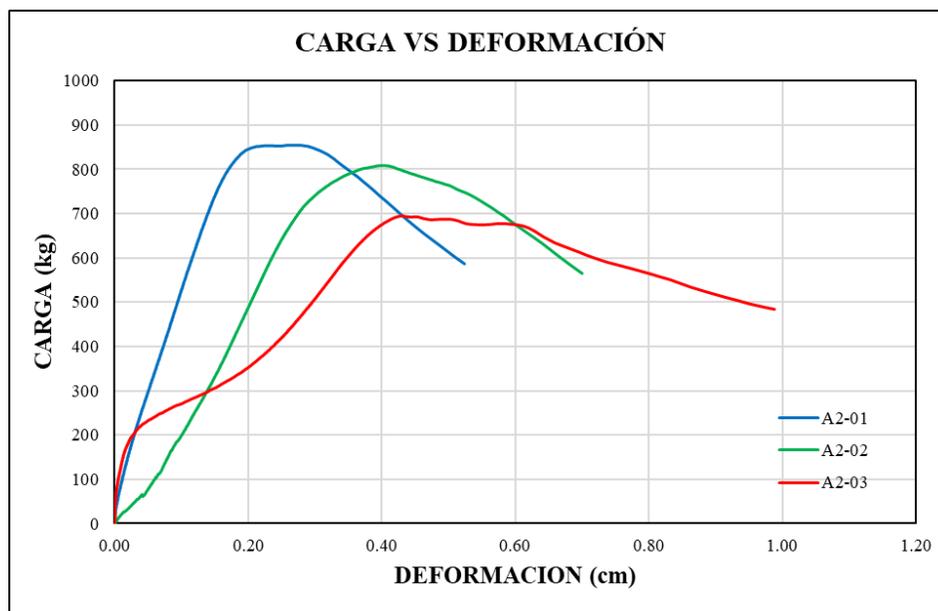
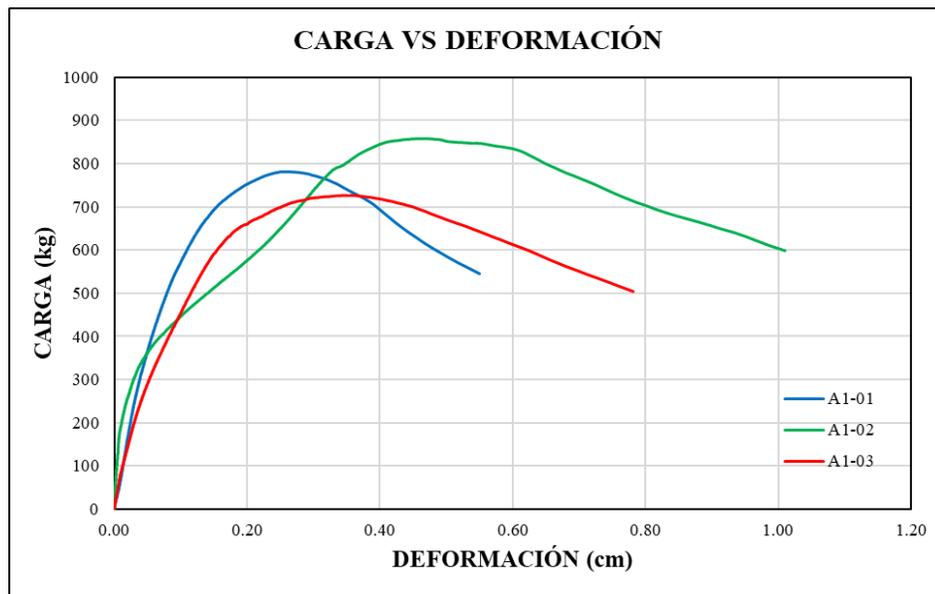


<b>LÍMITE LÍQUIDO =</b>	<b>30.79%</b>
<b>LÍMITE PLÁSTICO =</b>	<b>22.03%</b>
<b>ÍNDICE DE PLASTICIDAD =</b>	<b>8.76%</b>





# DIAGRAMAS DE CARGA VS DEFORMACIÓN DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE DE CUBOS DE ADOBE





TESIS :

"EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

**DEFORMACIÓN VERTICAL VS CARGA (PILAS DE ALBAÑILERÍA DE ADOBE)**

D.V. (mm)	P(kg)
0.00	0.00
0.01	0.82
0.09	65.45
0.17	150.09
0.27	302.36
0.32	381.02
<b>0.35</b>	<b>417.76</b>
<b>0.35</b>	<b>423.07</b>
0.38	459.67
0.40	491.24
0.51	669.77
0.64	858.79
0.68	932.27
<b>0.76</b>	<b>1047.66</b>
<b>0.76</b>	<b>1052.97</b>
0.84	1168.50
0.96	1362.68
1.12	1598.78
1.28	1787.93
1.36	1866.58
1.61	2013.00
1.71	2043.34
1.96	2086.89
<b>2.29</b>	<b>2102.54</b>
2.48	2091.38
2.61	2082.12
3.00	1779.62

D.V. (mm)	P(kg)
0.00	0.00
0.01	0.41
0.01	1.09
0.02	3.13
0.11	29.80
0.25	84.10
0.36	128.87
0.48	197.18
0.59	265.22
<b>0.78</b>	<b>438.31</b>
<b>0.79</b>	<b>443.75</b>
0.79	448.92
0.84	506.62
0.90	574.79
0.97	669.37
1.08	853.07
1.20	1042.08
<b>1.23</b>	<b>1105.09</b>
<b>1.24</b>	<b>1110.26</b>
1.24	1115.57
1.34	1252.05
1.44	1425.28
1.56	1608.98
1.68	1771.87
1.79	1897.74
1.92	2018.30
1.98	2055.05
2.17	2154.11
2.44	2211.13
2.48	2211.53
2.73	2178.60
2.89	2146.08
3.33	1913.66

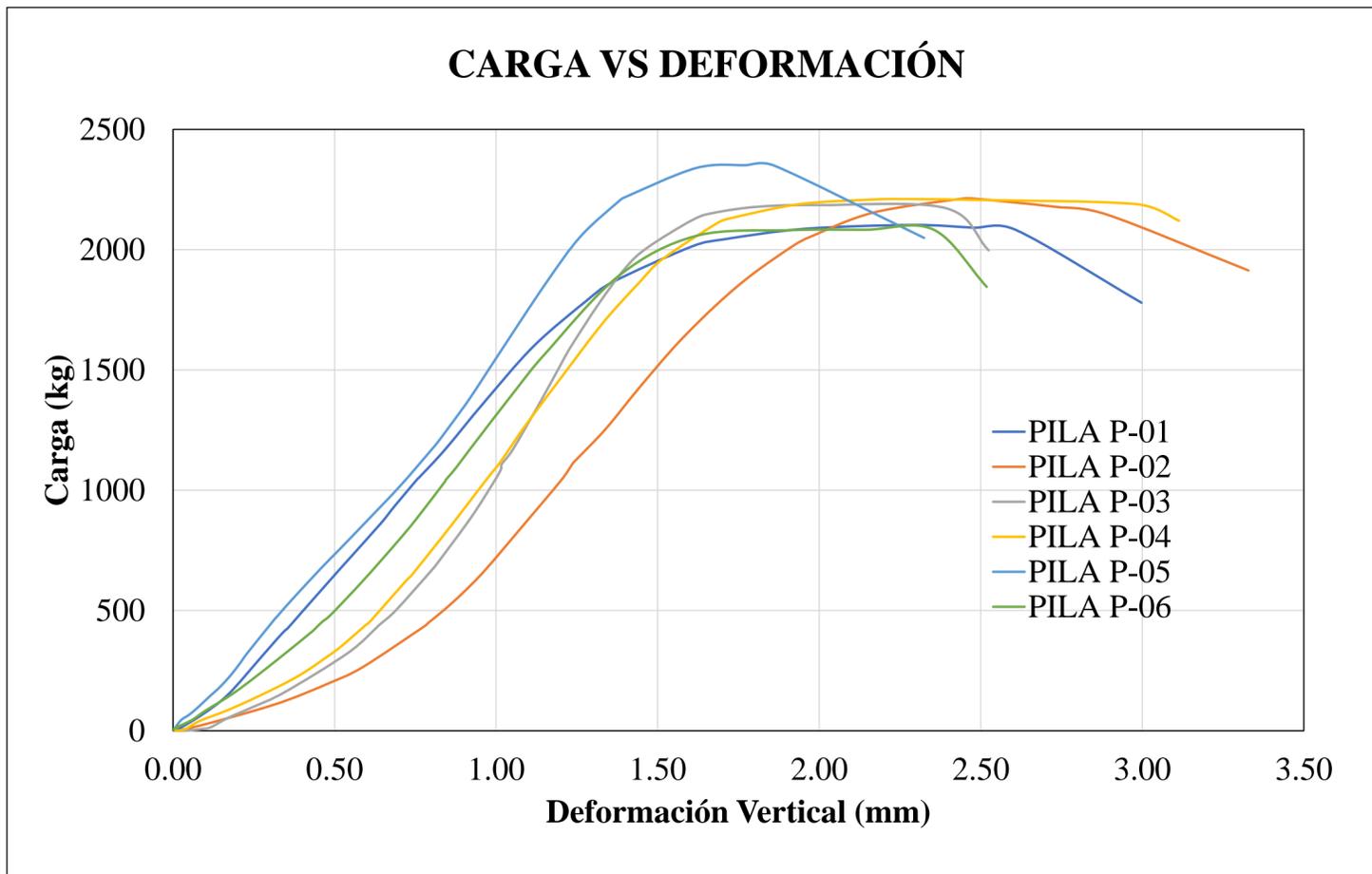
D.V. (mm)	P(kg)
0.00	0.00
0.03	0.68
0.05	2.04
0.07	4.63
0.09	8.44
0.11	13.20
0.17	55.11
0.24	96.75
0.35	160.71
0.54	323.18
<b>0.63</b>	<b>433.41</b>
<b>0.64</b>	<b>438.71</b>
0.64	443.89
0.69	501.72
0.80	669.64
0.82	706.38
0.92	890.09
1.00	1052.97
<b>1.02</b>	<b>1089.57</b>
<b>1.02</b>	<b>1108.36</b>
1.05	1168.36
1.14	1373.02
1.20	1525.29
1.23	1604.08
1.32	1777.31
1.40	1924.27
1.47	2008.10
1.61	2122.95
1.68	2153.29
1.81	2178.74
<b>2.00</b>	<b>2185.27</b>
2.39	2172.62
2.52	1997.21

D.V. (mm)	P(kg)
0.00	0.00
0.03	1.91
0.03	4.76
0.04	9.80
0.08	41.64
0.16	83.42
0.26	141.11
0.38	225.07
0.48	309.03
0.53	356.12
<b>0.60</b>	<b>440.08</b>
<b>0.60</b>	<b>445.38</b>
0.61	461.17
0.72	623.92
0.74	650.18
0.86	854.84
0.96	1028.07
<b>1.00</b>	<b>1101.55</b>
<b>1.01</b>	<b>1106.86</b>
1.03	1154.07
1.09	1264.30
1.20	1469.09
1.33	1694.85
1.44	1862.77
1.52	1962.38
1.68	2108.93
1.72	2129.75
1.94	2189.22
2.17	2208.54
<b>2.25</b>	<b>2210.58</b>
2.46	2207.18
2.98	2189.22
3.11	2120.36

D.V. (mm)	P(kg)
0.00	0.00
0.00	0.65
0.02	43.22
0.05	65.64
0.07	89.81
0.09	116.59
0.12	146.75
0.14	173.53
0.16	207.06
0.18	240.69
0.21	281.08
0.23	324.73
<b>0.32</b>	<b>469.09</b>
<b>0.32</b>	<b>472.46</b>
0.33	489.23
0.37	543.00
0.46	680.82
0.51	751.37
0.60	875.69
0.70	1020.15
<b>0.80</b>	<b>1174.84</b>
<b>0.81</b>	<b>1178.10</b>
0.82	1198.25
0.87	1285.55
0.92	1386.47
1.01	1561.08
1.15	1856.86
1.26	2054.99
1.38	2202.93
1.40	2216.22
1.62	2339.34
<b>1.77</b>	<b>2351.10</b>
1.86	2349.03
2.32	2049.00

D.V. (mm)	P(kg)
0.00	0.00
0.00	1.30
0.00	2.89
0.00	5.89
0.00	10.08
0.06	43.71
0.10	84.02
0.20	164.06
0.32	294.98
<b>0.43</b>	<b>414.33</b>
<b>0.44</b>	<b>418.12</b>
0.44	422.01
0.46	452.75
0.49	479.69
0.59	622.19
0.69	779.96
0.75	880.05
<b>0.84</b>	<b>1038.02</b>
<b>0.84</b>	<b>1041.81</b>
0.87	1091.71
0.92	1172.64
1.07	1426.90
1.15	1565.41
1.38	1892.52
1.62	2057.48
1.91	2081.13
2.14	2082.82
<b>2.35</b>	<b>2083.32</b>
2.52	1845.52

ESPECIMEN	P(20%)	P(50%)	D (20%)	D (50%)	ΔD
P-01	420.51	1051.27	0.35	0.76	0.41
P-02	442.31	1105.77	0.79	1.23	0.45
P-03	437.05	1092.63	0.64	1.02	0.38
P-04	442.12	1105.29	0.60	1.01	0.41
P-05	470.22	1175.55	0.32	0.80	0.49
P-06	416.66	1041.66	0.43	0.84	0.41



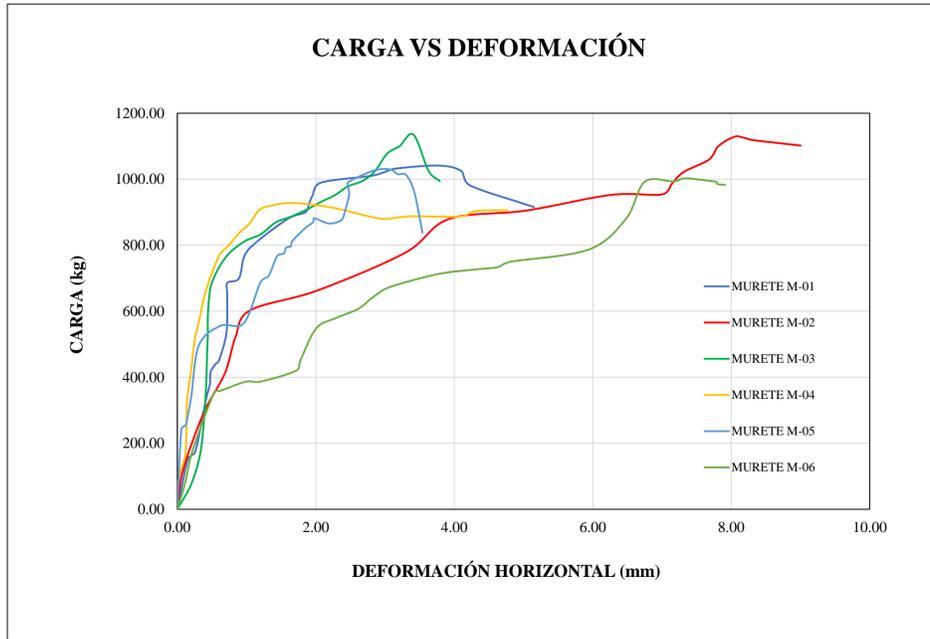


TESIS : "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"

TESISTAS: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE  
 BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA

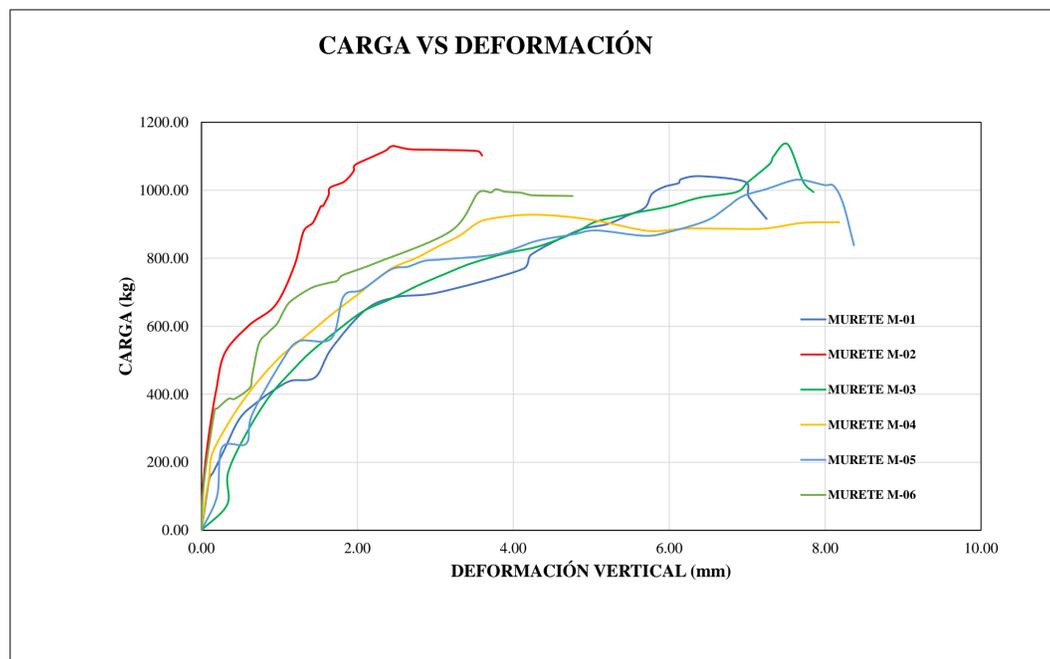
DEFORMACIÓN VERTICAL-HORIZONTAL VS CARGA (MURETES DE ADOBE)

MURETE M-01			MURETE M-02			MURETE M-03			MURETE M-04			MURETE M-05			MURETE M-06		
P (kg)	D.H (mm)	D.V (mm)	P (kg)	D.H (mm)	D.V (mm)	P (kg)	D.H (mm)	D.V (mm)	P (kg)	D.H (mm)	D.V (mm)	P (kg)	D.H (mm)	D.V (mm)	P (kg)	D.H (mm)	D.V (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150.21	0.15	0.10	99.86	0.06	0.01	75.65	0.20	0.33	91.64	0.02	0.05	100.76	0.02	0.20	80.08	0.11	0.01
170.58	0.25	0.15	200.12	0.21	0.05	168.27	0.33	0.34	158.86	0.11	0.10	243.59	0.06	0.26	179.86	0.22	0.05
230.56	0.32	0.28	305.29	0.41	0.11	282.71	0.39	0.57	226.69	0.13	0.14	254.91	0.12	0.58	356.04	0.54	0.17
328.75	0.41	0.49	413.81	0.69	0.19	396.54	0.42	0.88	328.18	0.14	0.38	340.16	0.20	0.65	358.08	0.61	0.20
379.56	0.47	0.73	521.73	0.84	0.30	478.35	0.43	1.20	422.94	0.20	0.67	496.48	0.31	1.03	386.64	0.99	0.35
415.23	0.48	0.95	602.72	1.05	0.61	526.19	0.44	1.41	512.19	0.25	1.02	555.64	0.62	1.24	386.88	1.20	0.43
439.87	0.55	1.15	662.72	2.02	0.95	583.61	0.44	1.72	575.23	0.32	1.36	563.97	0.96	1.67	420.06	1.71	0.62
450.26	0.60	1.46	777.14	3.29	1.19	643.59	0.46	2.07	636.63	0.38	1.68	687.50	1.20	1.82	453.59	1.78	0.65
535.27	0.71	1.67	879.24	3.92	1.31	680.41	0.49	2.43	692.73	0.46	2.00	707.43	1.32	2.06	548.45	2.01	0.74
649.35	0.72	2.11	904.76	5.03	1.43	720.29	0.57	2.78	742.71	0.55	2.27	766.72	1.44	2.43	579.76	2.29	0.85
685.73	0.72	2.50	952.43	6.26	1.53	752.52	0.66	3.11	774.02	0.62	2.47	775.24	1.54	2.65	607.30	2.61	0.97
699.48	0.89	3.04	953.98	7.00	1.56	784.04	0.79	3.45	801.56	0.75	2.76	792.36	1.57	2.86	642.19	2.82	1.05
768.23	0.97	4.12	985.53	7.14	1.63	813.83	0.99	3.89	836.45	0.89	3.05	796.89	1.64	3.11	673.50	3.07	1.14
810.75	1.15	4.23	1007.58	7.23	1.65	833.82	1.21	4.31	867.76	1.05	3.32	812.13	1.66	3.79	712.16	3.75	1.41
880.59	1.60	4.82	1025.30	7.34	1.83	869.11	1.42	4.73	906.42	1.18	3.56	850.72	1.84	4.29	725.62	4.26	1.60
900.12	1.85	5.20	1055.55	7.65	1.95	887.27	1.65	4.89	919.88	1.35	3.81	869.49	1.96	4.76	733.58	4.63	1.74
925.17	1.90	5.46	1074.32	7.74	1.97	908.28	1.87	5.07	927.84	1.59	4.17	881.72	1.98	5.07	750.01	4.81	1.81
949.26	1.95	5.69	1097.16	7.80	2.18	931.94	2.08	5.53	924.27	1.90	4.59	866.02	2.19	5.68	786.65	5.94	2.24
989.44	2.07	5.78	1116.30	7.92	2.36	952.24	2.28	5.99	910.91	2.31	5.06	876.76	2.37	5.99	880.24	6.48	3.20
1010.25	2.80	5.94	1127.41	8.03	2.42	978.15	2.46	6.39	885.41	2.81	5.59	910.54	2.43	6.48	992.44	6.75	3.55
1020.69	2.98	6.12	1129.97	8.10	2.47	994.47	2.67	6.86	879.70	3.01	5.83	950.97	2.48	6.75	993.39	7.16	3.71
1032.15	3.15	6.15	1120.43	8.27	2.68	1023.84	2.85	7.01	887.65	3.34	6.24	974.70	2.47	6.88	1002.58	7.32	3.77
1041.45	3.77	6.39	1118.71	8.31	3.05	1077.50	3.03	7.29	886.84	3.70	6.71	988.62	2.46	7.01	998.98	7.54	3.85
1025.10	4.10	6.97	1115.03	8.45	3.54	1100.45	3.21	7.34	887.24	4.10	7.22	1003.63	2.58	7.25	995.71	7.65	3.89
980.87	4.23	7.02	1102.06	9.00	3.60	1135.13	3.41	7.52	903.97	4.32	7.71	1027.16	2.85	7.55	992.47	7.78	4.10
915.67	5.15	7.25				1024.57	3.63	7.72	905.91	4.77	8.18	1030.05	3.07	7.71	985.16	7.80	4.25
						994.48	3.79	7.85				1015.21	3.19	7.99	983.10	7.91	4.76
												1012.93	3.30	8.11			
												961.28	3.42	8.23			
												838.02	3.54	8.37			



Especimen	Deformación Unitaria-Vertical (mm)			Especimen	Deformación Unitaria-Horizontal (mm)		
	D. Máximo (mm)	D(15%)	D(40%)		D. Máximo (mm)	D(15%)	D(40%)
M-1	6.39	0.11	0.96	M-1	3.77	0.18	0.48
M-2	2.47	0.04	0.23	M-2	8.10	0.16	0.74
M-3	7.52	0.34	1.10	M-3	3.41	0.33	0.43
M-4	4.17	0.09	0.51	M-4	1.59	0.08	0.17
M-5	7.71	0.22	0.82	M-5	3.07	0.04	0.25
M-6	3.77	0.04	0.51	M-6	7.32	0.19	1.42

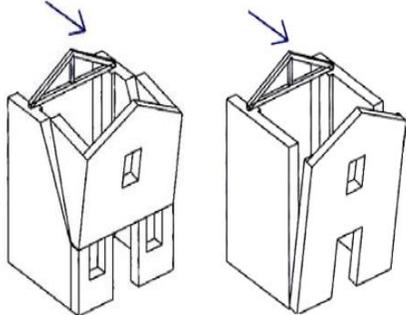
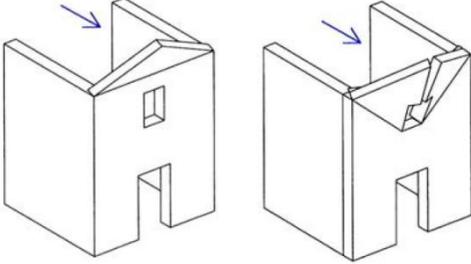
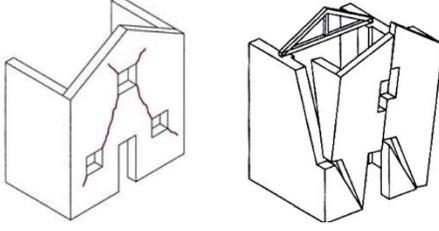
Especimen	P. Máxima (kg)	P(15%)	P(40%)
M-1	1041.45	156.22	416.58
M-2	1129.97	169.50	451.99
M-3	1135.13	170.27	454.05
M-4	927.84	139.18	371.14
M-5	1030.05	154.51	412.02
M-6	1002.58	150.39	401.03

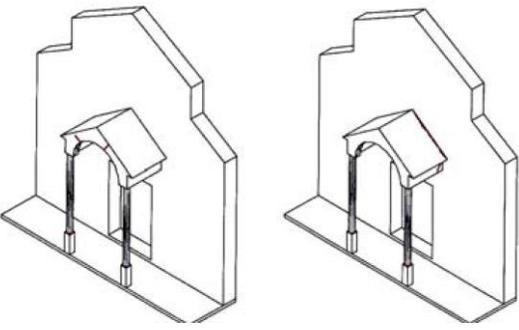
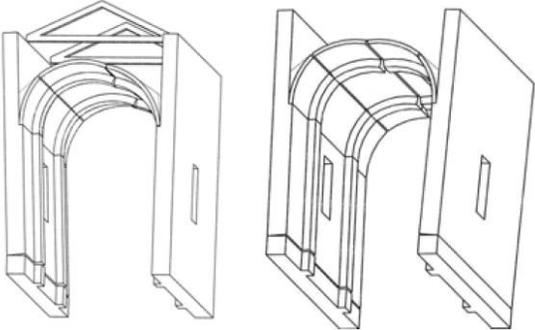
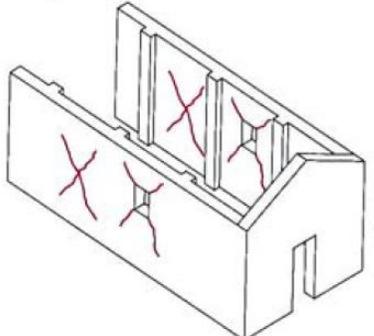


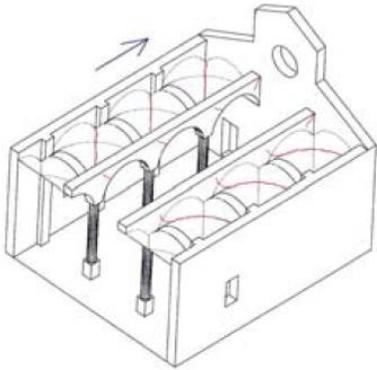
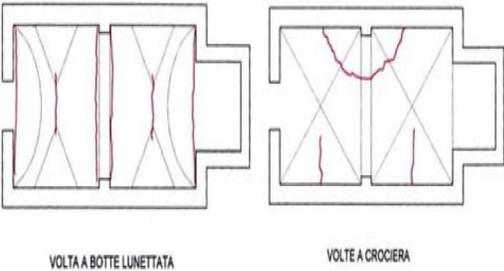
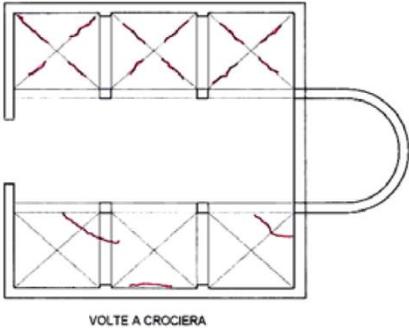
**ANEXO 3:**  
**MECANISMOS DE COLAPSO - FICHAS DE EVALUACIÓN POR EL MÉTODO**  
**LINEE GUIDA**

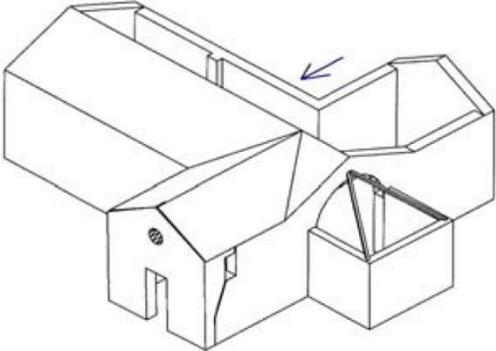
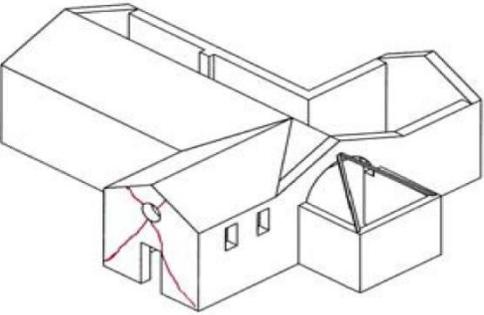
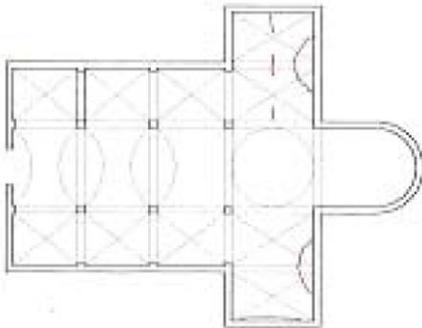
## INDICADORES DE VULNERABILIDAD Y MECANISMOS RESISTENTES

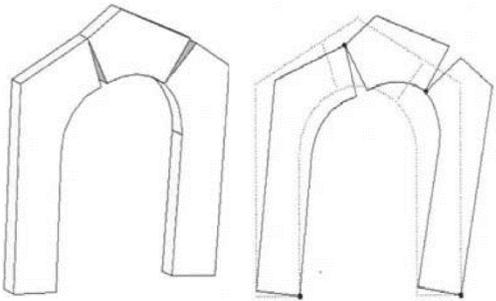
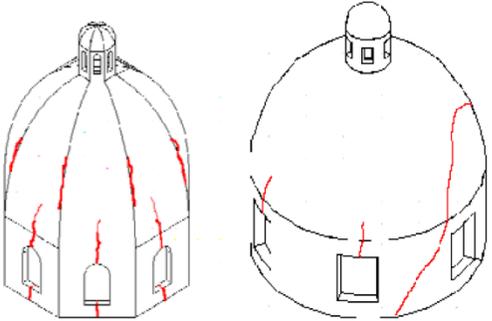
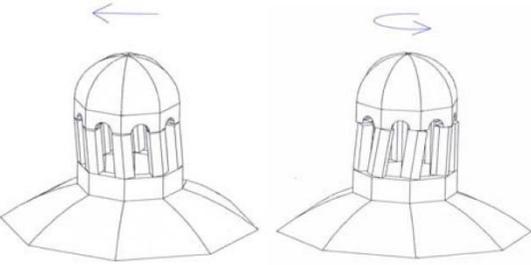
adaptada de la (Circolare N° 26, 2010)

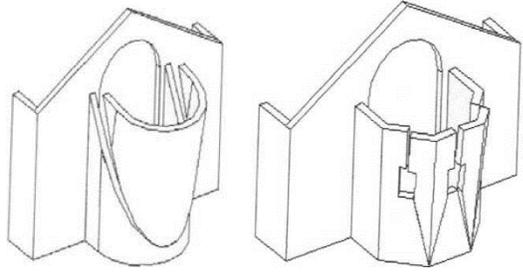
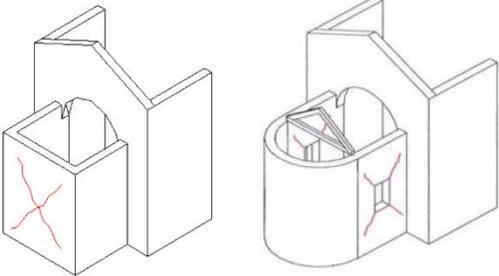
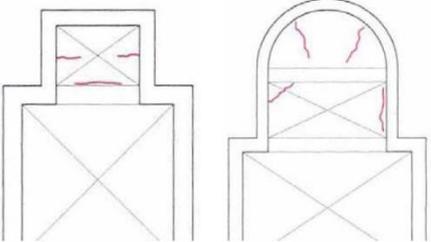
N°	<i>Mecanismo</i>	<i>Indicadores de Vulnerabilidad</i>	<i>Mecanismos Resistentes</i>
1	 <p style="text-align: center;"><b><i>Volteo de la fachada</i></b> Separación de la fachada de los muros laterales</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de elementos que generen empuje ortogonal a la fachada (apoyos, bóvedas, arcos).</li> <li>➤ Presencia de aberturas en los muros laterales cerca de la esquina.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo longitudinales.</li> <li>➤ Presencia de edificios, contrafuertes que impiden total o parcialmente la rotación de la fachada.</li> <li>➤ Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros laterales de la nave.</li> </ul>
2	 <p style="text-align: center;"><b><i>Mecanismo sobre la fachada</i></b> Volteo del tímpano, con grieta horizontal o deslizamiento del borde</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de grandes aberturas (rosetas)</li> <li>➤ Presencia de un tímpano de gran tamaño y peso</li> <li>➤ Presencia de bordes de c.a. de grandes dimensiones, cobertura pesada de c.a.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta.</li> <li>➤ Presencia de elementos de sujeción del plano.</li> <li>➤ Presencia de confinamientos ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, viga de c.a.).</li> </ul>
3	 <p style="text-align: center;"><b><i>Mecanismo en el plano de la fachada</i></b> Agrietamiento diagonal (corte); agrietamiento vertical o arqueadas (rotación), otras grietas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de grandes aberturas (incluido rosetas)</li> <li>➤ Elevada esbeltez de la fachada. (relación ancho/alto)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo paralelo al muro frontal.</li> <li>➤ Presencia de edificios, contrafuertes que impiden la rotación del muro</li> </ul>

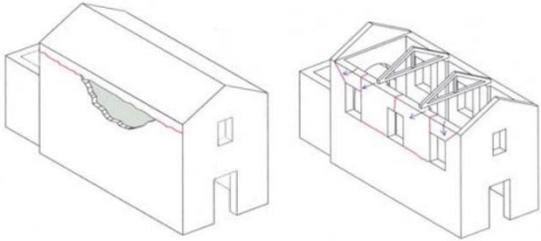
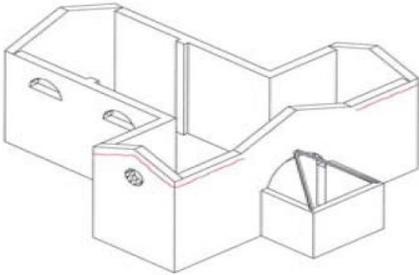
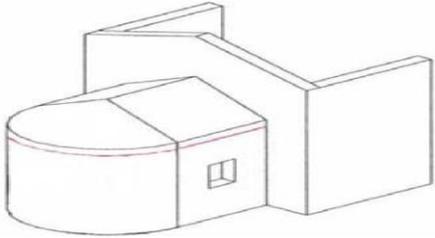
4	 <p style="text-align: center;"><b>Nártex</b> Falla en arcos o por rotación de columnas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de elementos empujadores (arcos, bóvedas)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo o tirante paralelo a las fachada o muros longitudinales.</li> <li>➤ Presencia de columnas de rigidez adecuada.</li> </ul>
5	 <p style="text-align: center;"><b>Respuesta transversal de la nave</b> Grietas en los arcos (con posible continuación en la bóveda) - Rotaciones del muro lateral – Elementos no verticales y aplastamiento en las columnas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de muros de elevada esbeltez</li> <li>➤ Presencia de arcos y bóvedas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de contrafuerte externo que eviten la rotación de los muros.</li> <li>➤ Presencia de un cuerpo adyacente.</li> <li>➤ Presencia de tirantes paralelos a la fachada.</li> </ul>
6	 <p style="text-align: center;"><b>Mecanismo de corte en muros laterales</b> Grietas inclinadas (simple o cruzada), debido a la discontinuidad de la albañilería.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de grandes aberturas o albañilería de espesor reducido (rosetas)</li> <li>➤ Presencia de confinamiento rígido (c.a.), cubierta pesada de c.a.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Albañilería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad</li> <li>➤ Presencia de travesaños o dinteles en las aberturas</li> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada o c.a.)</li> </ul>

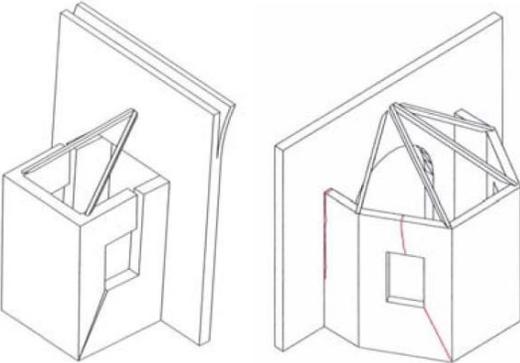
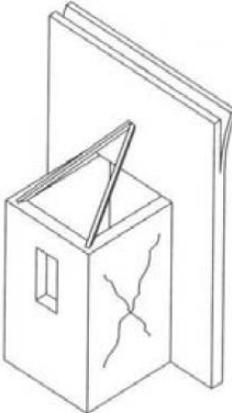
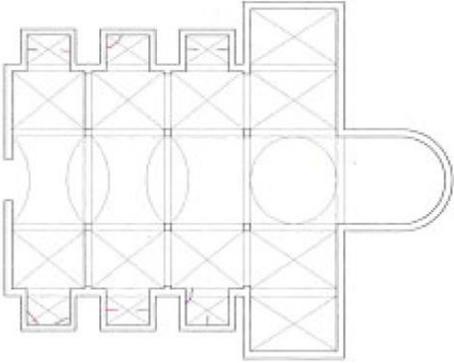
<p>7</p>	 <p><b>Respuesta longitudinal de columnas en la nave de la iglesia</b> Grietas en arcos - Aplastamiento y / o fisuración en la base de las columnas – Fisuras por corte en la bóveda de las naves laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bóvedas pesadas en la nave central</li> <li>➤ Cobertura pesada de concreto armado o refuerzo rígido de espesor considerable.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo paralelo a muros longitudinales</li> <li>➤ Presencia de contrafuertes y/o edificios en las fachadas</li> </ul>
<p>8</p>	 <p><b>Bóveda de la nave central</b> Fisura en las bóvedas de la nave central, y en la conexión arco – bóveda.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura</li> <li>➤ Presencia de lunetas de dimensiones considerables.</li> <li>➤ Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo en una posición eficaz</li> </ul>
<p>9</p>	 <p><b>Bóvedas de las naves laterales</b> Fisura en las bóvedas y desacoplamiento de los arcos y muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura</li> <li>➤ Presencia de lunetas de dimensiones considerables.</li> <li>➤ Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo en una posición eficaz</li> </ul>

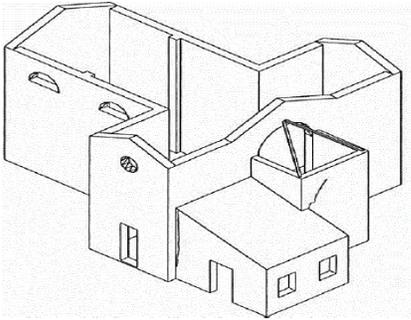
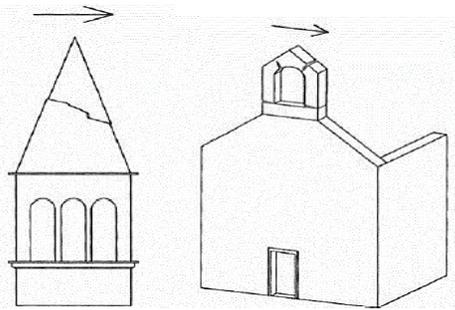
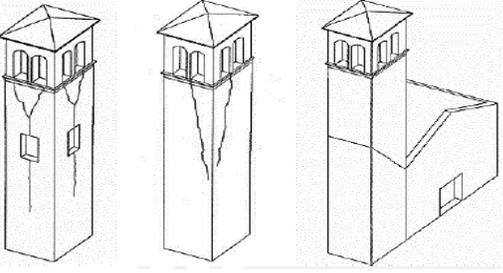
<p>10</p>	 <p><b>Volteo de muros del extremo del transepto</b> Desprendimiento del muro frontal de los laterales - Inclinación o disgregación del tímpano en la parte superior.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, vigas en c.a., cubierta pesada</li> <li>➤ Presencia de grandes aberturas en el muro frontal (roseta) y / o en los muros laterales</li> <li>➤ Presencia de una vela de gran tamaño y peso.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo longitudinal.</li> <li>➤ Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, otros edificios)</li> <li>➤ Buena conexión con la cobertura (refuerzo perimetral)</li> <li>➤ Buena calidad en la unión entre el muro frontal y los laterales.</li> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros).</li> </ul>
<p>11</p>	 <p><b>Mecanismo de corte en los muros del transepto</b> Grietas inclinadas (simples o cruzadas) – Fisuras por discontinuidad.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada</li> <li>➤ Presencia de aberturas grandes o áreas con albañilería de espesor reducido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Albañilería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad</li> <li>➤ Presencia de travesaños o dinteles en las aberturas.</li> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros)</li> </ul>
<p>12</p>	 <p><b>Bóveda del transepto</b> Fisura en la bóveda, arcos y en los muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura</li> <li>➤ Presencia de lunetas de dimensiones considerables.</li> <li>➤ Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo en una posición eficaz</li> </ul>

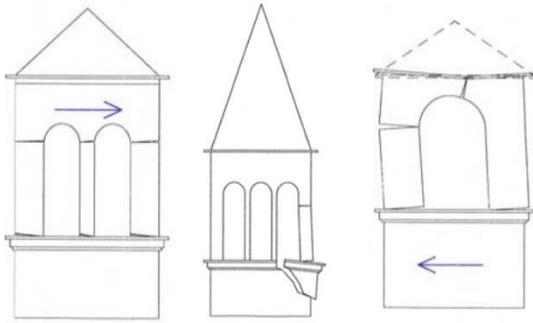
<p>13</p>	 <p><b>Arco triunfal</b> Fisuras en el arco – Desplazamiento de apoyos – fisuras horizontales en la base de los pedestales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cobertura pesada de c.a.</li> <li>➤ Presencia de cúpula o tambor.</li> </ul>	<p>Presencia de muros de contrastes efectivos (relación luz/ancho de la nave, transepto, otros)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo en una posición eficaz</li> <li>➤ Presencia de apoyos bien construidos y/o adecuado espesor.</li> <li>➤ Presencia de tímpano superior.</li> </ul>
<p>14</p>	 <p><b>Cúpula - tambor</b> Daño en la cúpula (en arco) con posible continuación en el tambor.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cobertura pesada de c.a.</li> <li>➤ Presencia de grandes aberturas en el tambor</li> <li>➤ Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de un borde circular externo, incluso en múltiples niveles.</li> <li>➤ Presencia en el tambor de contrafuerte exterior</li> <li>➤ Cúpula apoyada directamente en los arcos de triunfo (sin tambor)</li> </ul>
<p>15</p>	 <p><b>Linterna</b> Daño en el cupulino de la linterna - Rotaciones o desplazamiento de los elementos verticales (pilares).</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Linterna de elevada esbeltez, con grandes aberturas y pequeños pilares.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo externo.</li> <li>➤ Presencia de pilastras o Contrafuertes</li> <li>➤ Dimensiones más pequeñas que las de la cúpula.</li> </ul>

16	 <p style="text-align: center;"><b>Volteo del ábside</b></p> <p>Daños verticales o arqueadas en los muros del ábside – Daños verticales en ábsides poligonales - Daños en “U” en ábsides semicirculares.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros</li> <li>➤ Presencia de bóvedas empujando</li> <li>➤ Borde rígido, cubierta pesada, vigas de techo de c.a.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de refuerzo en el contorno o refuerzo horizontal.</li> <li>➤ Presencia de elementos de contrastes efectivos (contrafuertes, cuerpos adyacentes, otros edificios)</li> <li>➤ Presencia de cubierta de contrapeso, sin empuje.</li> </ul>
17	 <p style="text-align: center;"><b>Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside</b></p> <p>Fisuras inclinadas (simples o cruzadas) - Daños en las discontinuidades del muro.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada</li> <li>➤ Presencia de aberturas grandes o áreas con albañilería de espesor reducido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de albañilería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad</li> <li>➤ Presencia de buenos arquivoltas en las aberturas.</li> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros).</li> </ul>
18	 <p style="text-align: center;"><b>Bóveda del presbiterio o del ábside</b></p> <p>Daños en las bóvedas y en las conexiones con los arcos y muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura</li> <li>➤ Presencia de lunetas de dimensiones considerables.</li> <li>➤ Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La presencia de refuerzo horizontal en una posición eficaz.</li> </ul>

<p>19</p>	 <p><b>Mecanismos en los elementos de cubierta - muros laterales de la nave</b> Daños cerca de los apoyos de las vigas de madera, deslizamiento de las mismas - Conexiones entre bordes y albañilería - Movimientos significativos de la cubierta.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cubierta que genere empuje estático</li> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros)</li> <li>➤ Presencia de conexiones puntuales de la viga a la albañilería</li> <li>➤ Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos)</li> <li>➤ Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura.</li> </ul>
<p>20</p>	 <p><b>Mecanismos en los elementos de cubierta – transepto</b> Daños cerca de los apoyos de las vigas de madera, deslizamiento de las mismas - Conexiones entre bordes y albañilería - Movimientos significativos de la cubierta.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cubierta que genere empuje estático</li> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros)</li> <li>➤ Presencia de conexiones puntuales de la viga a la albañilería</li> <li>➤ Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos)</li> <li>➤ Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura.</li> </ul>
<p>21</p>	 <p><b>Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio</b> Lesión cerca de las cabezas de las vigas de madera, deslizamiento de las mismas - Conexiones entre los bordillos y la albañilería - Movimientos significativos de la tapa.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cubierta que genere empuje estático</li> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros)</li> <li>➤ Presencia de conexiones puntuales de la viga a la albañilería</li> <li>➤ Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos)</li> <li>➤ Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura.</li> </ul>

22	 <p style="text-align: center;"><b>Volteo de la capilla</b> Separación del muro frontal de los laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de elementos de contrastes efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)</li> <li>➤ Presencia de tirantes y refuerzos en el perímetro</li> <li>➤ Buena calidad en la unión entre el muro frontal y laterales.</li> </ul>
23	 <p style="text-align: center;"><b>Mecanismos de corte en muros de la capilla</b> Fisuras inclinadas (simples o cruzadas) - Daños en las discontinuidades del muro.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada</li> <li>➤ Presencia de aberturas grandes o áreas con albañilería de espesor reducido</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de albañilería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad</li> <li>➤ Presencia de buenos arquitrabes en las aberturas.</li> <li>➤ Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, albañilería reforzada, otros).</li> </ul>
24	 <p style="text-align: center;"><b>Bóveda de la capilla</b> Daños en las bóvedas y en las conexiones con los arcos y muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura</li> <li>➤ Presencia de lunetas de dimensiones considerables.</li> <li>➤ Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La presencia de refuerzo horizontal en una posición eficaz.</li> </ul>

<p>25</p>	 <p><b>Irregularidad en planta - altura</b> Movimiento en discontinuidades de construcción – Daños de albañilería por martilleo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de una elevada diferencia de rigidez entre los dos cuerpos</li> <li>➤ Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento de enlace.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de una conexión adecuada entre albañilería de diferentes fases</li> <li>➤ Presencia de refuerzos horizontales de conexión.</li> </ul>
<p>26</p>	 <p><b>Voladizos (velas, chapiteles, pináculos, estatuas)</b> Evidencia de rotación permanente o deslizamiento – Daños y fisuras.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Elementos de alta esbeltez</li> <li>➤ Posición asimétrica con respecto al elemento subyacente (especialmente si el voladizo tiene una gran masa).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de pasadores de conexión con la albañilería o elementos de retención.</li> <li>➤ Elementos de limitada importancia y tamaño</li> <li>➤ Albañilería monolítica (de buena calidad).</li> </ul>
<p>27</p>	 <p><b>Torre de campanario</b> Daños cerca de la unión con el cuerpo de la iglesia – fisuras de corte o deslizamiento - Fisura vertical o arqueada (exposición de uno o más ángulos).</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Presencia de aberturas significativas en múltiples niveles.</li> <li>➤ Restricción asimétrica en las paredes de la base (torre incorporada)</li> <li>➤ Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados, muros en voladizo).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Albañilería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad</li> <li>➤ Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas</li> <li>➤ Presencia de una distancia adecuada de los muros de la iglesia (si es adyacente)</li> <li>➤ Presencia de buena conexión con los muros de la iglesia (si están incrustadas).</li> </ul>



***Campanario***

Daños en los arcos - Rotaciones o deslizamientos de los elementos verticales (pilares).

- Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas.
- Presencia de empuje estático de la cobertura

- Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida.
- Presencia de refuerzo metálico.

*Nota. Adaptado de (Circolare N° 26, 2010)*



**FICHA DE EVALUACIÓN LVI**

**IGLESIA COLONIAL DE SANTA CATALINA DE MARCACONGA**

Indicadores de Vulnerabilidad			Vki	<b>N° de Iglesia:</b> Iglesia I <b>Nombre:</b> Santa Catalina de Marcaconga <b>Ubicación:</b> Centro Poblado de Marcaconga, Sangarara-Acomayo-Cusco <b>Fecha:</b> 1/08/2024	
		Inexistente	0		
		Poca Presencia	1		
		Severa	2		
		Muy Severa	3		
Mecanismos Resistentes			Vkp		
		Ineficaz	0		
		Poca Efectiva	1		
		Buena	2		
		Muy Efectiva	3		

MECANISMO 1 : VOLTEO DE LA FACHADA					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	La fachada presenta una albañilería de adobe con espesor de 1.90 m y una altura de 11.4 m . No se tiene presencia de refuerzos que hayan sido colocados en años anteriores	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos longitudinales	0	2		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios).	1			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros de la nave	1			
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de empuje (puntales de techo, apoyos, bóvedas, arcos)	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en los muros laterales cerca de las esquinas.	0			

MECANISMO 2: MECANISMO SOBRE LA FACHADA					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	se observa que, la fachada presenta fisuras verticales en el lado superior izquierdo; posiblemente debido a fuerzas horizontales al plano.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostramiento del envigado de la cubierta	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0			
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas (rosetas)	0	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un parapeto de grandes dimensiones y peso	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Viga cumbreira o de amarre de concreto armado, cubierta pesada de concreto armado	0			

MECANISMO 3: MECANISMO EN EL PLANO DE LA FACHADA					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	También puede suponerse que el comportamiento de la fachada será de forma independiente a la torre y capilla adyacente	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un refuerzo paralelo al muro frontal	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0			
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o en gran número (incluso si están tapadas)	1	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Alta esbeltez (relacion alto /ancho)	2			

MECANISMO 4: NÁRTEX					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un refuerzo paralelo al muro frontal	0	0		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de columnas/pilares de tamaño adecuado	0			
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de elementos de empuje (arcos, bóvedas).	0	0		

MECANISMO 5: RESPUESTA TRANSVERSAL DE LA NAVE					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	La nave está compuesta con muros del mismo material de la fachada; tiene un espesor de 1.90 metros y una altura de 11.50 metros	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes exteriores que eviten la rotación de los muros	2	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cuerpos adyacentes	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes paralelos a la fachada	0			
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de gran esbeltez	2	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas y arcos	1			

MECANISMO 6: MECANISMO DE CORTE EN MUROS LATERALES					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	A lo largo de la nave existen contrafuertes de mampostería de adobe. Estas presentan desgastes en la mitad inferior del cuerpo del contrafuerte	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de albañilería uniforme (solo en caso de construcción) y de buena calidad	2	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de travesaños o dinteles en los vasos o aberturas	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamientos ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0			
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes área con mampostería de espesor reducido	2	2		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamiento muy rígidos, techo pesado de concreto armado	0			

MECANISMO 7: RESPUESTA LONGITUDINAL DE COLUMNAS EN LA NAVE DE LA IGLESIA					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo paralelo a muros longitudinales				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes y/o edificios en la fachada				
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas pesadas en la nave central				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cubierta pesada de concreto armado o refuerzo rígido de espesor considerable				

MECANISMO 8: BOVEDA DE LA NAVE CENTRAL					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición efectiva				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli				
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables				

MECANISMO 9: BÓVEDAS DE LA NAVES LATERALES					DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición efectiva				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli				
Si	No	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables				

MECANISMO 10: VOLTEO DE MUROS DEL EXTREMO DEL TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	X	X
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo longitudinales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena conexión con la cobertura (refuerzos, tirantes)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad de union entre la pared frontal y las paredes laterales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, vigas cumbreras de concreto armado, cubiertas pesadas					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en la pared frontal (rosotón) y/o en las paredes laterales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un gran nervadura superior					

MECANISMO 11: MECANISMO DE CORTE EN LOS MUROS DEL TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	X	X
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido					

MECANISMO 12: BÓVEDAS DEL TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	X	X
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 13: ARCO TRIUNFAL						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	El arco triunfal de piedra, generan un empuje considerable a los muros laterales, y los contrafuertes existentes se encuentran deteriorados.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de muros de contraste efectivos (baja relación luz/ancho, salón, transepto, otros edificios)	1	3	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de apoyos bien contruidos y/o adecuado espesor	2				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de timpano superior	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de concreto armado	0	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cúpula o linterna	0				

MECANISMO 14: CÚPULA TAMBOR						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	X	X
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un borde circular externo, incluso en varios niveles					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia en el temblor de contrafuertes exteriores o pilastras					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cúpula directamente apoyada sobre los arcos triunfales (ausencia del tambor)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de concreto armado					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en el tambor					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura					

MECANISMO 15: LINTERNA						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	X	X
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo externo					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilastras o contrafuertes					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Pequeñas dimensiones en comparación con las de la cúpula					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Linterna de gran esbeltez, con grandes vanos y pequeños pilares					

MECANISMO 16: VOLTEO DEL ÁBSIDE						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	Construido con el mismo material que el resto de la iglesia; tiene muros de 1.90 metros de espesor y de 13.50 metros de alto protegida con una cobertura liviana cuyos apoyos están directamente en los muros laterales.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de arcos (semicirculares y poligonales) o refuerzos (rectangulares)	0	2	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios)	2				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura de contrapeso, sin empuje	0				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas (incluso cerradas) en los muros	1	2			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas empujando	1				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Bordes rígidos, cubiertas pesadas, vigas de techo de concreto armado	0				

MECANISMO 17: MECANISMOS DE CORTE EN EL PRESBITERIO O EN EL ÁBSIDE						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	Presenta aberturas en los muros laterales, y la unión ente muros laterales y frontal son de buena calidad..	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	2	2	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	2			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	0				

MECANISMO 18: BÓVEDAS DEL PRESBITERIO O DEL ÁBSIDE						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	X	X
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 19: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - MUROS LATERALES DE LA NAVE					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	El muro lateral de la epistola cuenta con tres contrafuertes. Los contrafuertes, sin embargo, es de una considerable dimensión, lo que puede garantizar un buen comportamiento.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	3	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	1				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	1				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	1				

MECANISMO 20: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA – TRANSEPTO					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	✘	✘
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada					

MECANISMO 21: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - ÁBSIDE Y PRESBITERIO					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	No se observa la presencia de refuerzos como puntuales que garanticen la buena conexión entre la cubierta y los muros laterales lo cual se generan empujes o aberturas.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	1				

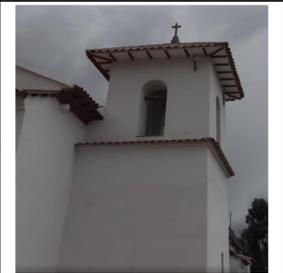
MECANISMO 22: VOLTEO DE LA CAPILLA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Los muros laterales del evangelio y epistola generan empujes laterales hacia las capillas presentando aberturas en las conexiones entre dichos elementos	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)	0	1	0.75		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes y refuerzos de perímetro	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad entre la pared frontal y las paredes laterales	1				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas en las paredes	1	1			

MECANISMO 23: MECANISMOS DE CORTE EN MUROS DE LA CAPILLA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Existen grietas, aberturas y fisuras en las conexiones de las capillas y muros laterales.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	0.55		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	2				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	1				

MECANISMO 24: BÓVEDA DE LA CAPILLA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	✘	✘
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes espacios					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 25: IRREGULARIDAD EN PLANTA - ALTURA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	La iglesia presenta una irregularidad en altura, en la unión entre la capilla y el presbiterio lo que genera golpeteo entre ambos componentes, pudiendo producir un daño en el muro superior del presbiterio.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una conexión adecuada entre la mampostería de diferentes fases	1	1	0.75		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales de conexión	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una gran diferencia de rigidez entre los dos cuerpos	1	2			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento conector	1				

MECANISMO 26: VOLADIZOS (VELAS, CHAPITELES, PINÁCULOS, ESTATUAS)					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	✘	✘
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pernos de conexión con la mampostería o elementos de retención					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Elementos de importancia y tamaños limitados					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Mampostería monolítica (con similares escuadrados o en todo caso de buena calidad)					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Elementos de esbeltez					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Falso apoyo sobre la mampostería subyacente					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Posición asimétrica con respecto al elemento subyacente (especialmente si el voladizo tiene una masa considerable)					

MECANISMO 27: TORRE DE CAMPANARIO					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	La torre de la iglesia es de 4.50 metros de lado en planta, con muros de 1.00 metros de ancho, además, la altura de la torre es de 13.19 metros. En la base de la torre puede observarse desgaste en la albañilería producto del intemperismo; sin embargo, se encuentra en un regular estado de conservación.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una distancia adecuada de las paredes de la iglesia (si es adyacente)	1				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buena conexión con las paredes de la iglesia (si están incrustadas)	1				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas significativas en varios niveles	1	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia asimétrica en los muros de la base (torre incorporada)	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados, muros en voladizo)	0				

MECANISMO 28: CAMPANARIO					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	La torre del campanario presenta una abertura en la parte frontal de la torre a unos 8.53 metros de altura del suelo, y otra más pequeña a media altura.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida	1	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos metálicos tirantes o anillos	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas	1	2			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de empuje estático de la cobertura	1				



**"UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO"**  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**"EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"**



**FICHA DE EVALUACIÓN LV1**

**IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ**

<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>		<b>Vki</b>	<b>N° de Iglesia:</b> Iglesia II <b>Nombre:</b> Virgen de las Nieves de Sangarará <b>Ubicación:</b> Sangarara-Acomayo-Cusco <b>Fecha:</b> 08/08/2024	
	Inexistente	0		
	Poca Presencia	1		
	Severa	2		
	Muy Severa	3		
<b>Mecanismos Resistentes</b>		<b>Vkp</b>		
	Ineficaz	0		
	Poca Efectiva	1		
	Buena	2		
	Muy Efectiva	3		

MECANISMO 1 : VOLTEO DE LA FACHADA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	La fachada presenta una albañilería de adobe con espesor de 1.80 m y una altura de 11.92 m aproximadamente. Presenta contrafuertes que evitan el volteo.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos longitudinales	0	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios).	3				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros de la nave	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	2		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de empuje (puntales de techo, apoyos, bóvedas, arcos)	2	2			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en los muros laterales cerca de las esquinas.	0				

MECANISMO 2: MECANISMO SOBRE LA FACHADA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Presenta conexiones muy debiles con la cubierta, ademas presenta una roseta que fue tapada. No presenta parapeto, ni vigas de amarre de concreto armado.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta	1	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostramiento del envigado de la cubierta	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas (rosetas)	1	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un parapeto de grandes dimensiones y peso	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Viga cumbreira o de amarre de concreto armado, cubierta pesada de concreto armado	0				

MECANISMO 3: MECANISMO EN EL PLANO DE LA FACHADA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Presenta fisuras verticales, debido a esfuerzos. También puede suponerse que el comportamiento de la fachada será de forma independiente a la torre y capilla adyacente	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un refuerzo paralelo al muro frontal	2	2			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de vigas de amarre livianas (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	3		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o en gran número (incluso si están tapadas)	1	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Alta esbeltez (relacion alto /ancho)	2				

MECANISMO 4: NÁRTEX					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un refuerzo paralelo al muro frontal	1	2			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de columnas/pilares de tamaño adecuado	1				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	2		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de empuje (arcos, bóvedas).	2	2			

MECANISMO 5: RESPUESTA TRANSVERSAL DE LA NAVE					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	La nave está compuesta con muros de albañilería de adobe, presenta contrafuertes y capillas que actuan como contrafuertes.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes exteriores que eviten la rotacion de los muros	2	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cuerpos adyacentes	1				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes paralelos a la fachada	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	4		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de gran esbeltez	3	4			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas y arcos	1				

MECANISMO 6: MECANISMO DE CORTE EN MUROS LATERALES					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Presenta aberturas de area mediana, ademas estas tienen dinteles de madera.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de albañilería uniforme (solo en caso de construcción) y de buena calidad	0	1			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de travesaños o dinteles en los vasos o aberturas	1				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamientos ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki	2		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes área con mampostería de espesor reducido	2	2			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamiento muy rígidos, techo pesado de concreto armado	0				

MECANISMO 7: RESPUESTA LONGITUDINAL DE COLUMNAS EN LA NAVE DE LA IGLESIA					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo paralelo a muros longitudinales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes y/o edificios en la fachada					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas pesadas en la nave central					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cubierta pesada de concreto armado o refuerzo rígido de espesor considerable					

MECANISMO 8: BOVEDA DE LA NAVE CENTRAL					DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk		
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición efectiva					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 9: BÓVEDAS DE LA NAVES LATERALES						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	<b>×</b>	<b>×</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición efectiva					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 10: VOLTEO DE MUROS DEL EXTREMO DEL TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	<b>×</b>	<b>×</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo longitudinales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena conexión con la cobertura (refuerzos, tirantes)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad de unión entre la pared frontal y las paredes laterales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, vigas cunbreras de concreto armado, cubiertas pesadas					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en la pared frontal (rosetón) y/o en las paredes laterales					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un gran nervadura superior					

MECANISMO 11: MECANISMO DE CORTE EN LOS MUROS DEL TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	<b>×</b>	<b>×</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido					

MECANISMO 12: BÓVEDAS DEL TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	<b>×</b>	<b>×</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 13: ARCO TRIUNFAL						DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Presenta apoyos que no tienen un adecuado espesor. No existe la presencia de una cobertura de concreto, sin embargo, si existe soporta una cobertura pesada.		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de muros de contraste efectivos (baja relación luz/ánclo, salón, transepto, otros edificios)	1	3	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	0					
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de apoyos bien contruidos y/o adecuado espesor	2					
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tímpano superior	0					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de concreto armado	2	2				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cúpula o linterna	0					

MECANISMO 14: CÚPULA TAMBOR						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	<b>×</b>	<b>×</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un borde circular externo, incluso en varios niveles					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia en el temblor de contrafuertes exteriores o pilastras					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cúpula directamente apoyada sobre los arcos triunfales (ausencia del tambor)					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de concreto armado					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en el tambor					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura					

MECANISMO 15: LINTERNA						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	<b>×</b>	<b>×</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo externo					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilastras o contrafuertes					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Pequeñas dimensiones en comparación con las de la cúpula					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Linterna de gran esbeltez, con grandes vanos y pequeños pilares					

MECANISMO 16: VOLTEO DEL ÁBSIDE						DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Construido con el mismo material que el resto de la iglesia; tiene muros de 1.80 metros de espesor y de 13.70 metros de alto protegida con una cobertura liviana cuyos apoyos están directamente en los muros laterales. Presenta contrafuertes en la parte externa.		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arcos (semicirculares y poligonales) o refuerzos (rectangulares)	0	2	1			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de elementos efectivos de contraste (contrafuertes, cuerpos inclinados, otros edificios)	2					
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura de contrapeso, sin empuje	0					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas (incluso cerradas) en los muros	1	1				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas empujando	0					
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Bordes rígidos, cubiertas pesadas, vigas de techo de concreto armado	0					

MECANISMO 17: MECANISMOS DE CORTE EN EL PRESBITERIO O EN EL ÁBSIDE						DESCRIPCIÓN	FIGURA	
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	Presenta aberturas en los muros laterales, y la unión ente muros laterales y frontal son de buena calidad. Presencia de aberturas pequeñas.		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	2	2	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	0					
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0					
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	2				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	0					

MECANISMO 18: BÓVEDAS DEL PRESBITERIO O DEL ÁBSIDE						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	<b>✘</b>	<b>✘</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes luces					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 19: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - MUROS LATERALES DE LA NAVE						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	Los muros laterales cuentan con contrafuertes y capillas que actúan como ellos. Los contrafuertes presentan deterioro, sin embargo, es de una considerable dimensión, lo que puede garantizar un buen comportamiento.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	2	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	1				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	4			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	2				

MECANISMO 20: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - TRANSEPTO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	<b>✘</b>	<b>✘</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada					

MECANISMO 21: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - ÁBSIDE Y PRESBITERIO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	No se observa la presencia de refuerzos como puntuales que garanticen la buena conexión entre la cubierta y los muros laterales lo cual se generan empujes o aberturas.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otro)	0	2	1		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de vigas a la mampostería	1				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres de techo (elementos cruzados o tirantes metálicos)	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	1				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	2	4			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	2				

MECANISMO 22: VOLTEO DE LA CAPILLA						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	El muro de la epistola genera empujes laterales hacia las capillas presentando aberturas en las conexiones entre dichos elementos.	
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)	1	2	0.75		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes y refuerzos de perímetro	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Buena calidad entre la pared frontal y las paredes laterales	1				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de fuerte debilitamiento debido a la presencia de aberturas en las paredes	1	1			

MECANISMO 23: MECANISMOS DE CORTE EN MUROS DE LA CAPILLA						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	Existen grietas, aberturas y fisuras en las conexiones de las capillas y muros laterales. Estas capillas presentan aberturas. (Pequeñas ventanas)	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	0.65		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buenos dinteles en los vanos	2				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería armada, otros)	0				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	2	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o grandes áreas con mampostería de espesor reducido	1				

MECANISMO 24: BÓVEDA DE LA CAPILLA						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	<b>✘</b>	<b>✘</b>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares o frenelli					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por el techo o cobertura					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas delgadas, especialmente si son de grandes espacios					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables					

MECANISMO 25: IRREGULARIDAD EN PLANTA - ALTURA						DESCRIPCIÓN	FIGURA	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	La iglesia presenta una irregularidad en altura, en la unión entre la capilla y el presbiterio lo que genera golpeteo entre ambos componentes, pudiendo producir un daño en el muro superior del presbiterio.		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una conexión adecuada entre la mampostería de diferentes fases	1	1	0.75			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales de conexión	0					
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una gran diferencia de rigidez entre los dos cuerpos	2	3				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento conector	1					

MECANISMO 26: VOLADIZOS (VELAS, CHAPITELES, PINÁCULOS, ESTATUAS)						DESCRIPCIÓN	FIGURA
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<b>Mecanismos Resistentes</b>	Eficacia	Vkp	pk	<b>✘</b>	<b>✘</b>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pernos de conexión con la mampostería o elementos de retención	0	0	0		
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Elementos de importancia y tamaños limitados	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Mampostería monolítica (con similares escuadrados o en todo caso de buena calidad)	0				
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>Indicadores de Vulnerabilidad</b>	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Elementos de esbeltez	0	0			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Falso apoyo sobre la mampostería subyacente	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Posición asimétrica con respecto al elemento subyacente (especialmente si el voladizo tiene una masa considerable)	0				

MECANISMO 27: TORRE DE CAMPANARIO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	La torre de la iglesia es de 5.00 x 6.50 metros en planta, con muros de 1.80 metros de ancho, además, la altura de la torre es de 13.37 metros. En la base de la torre puede observarse desgaste en la mampostería producto del intemperismo; sin embargo, se encuentra en un regular estado de conservación.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Albañilería uniforme (fase constructiva única) y de buena calidad	1	3	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas	0				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una distancia adecuada de las paredes de la iglesia (si es adyacente)	1				
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de buena conexión con las paredes de la iglesia (si están incrustadas)	1				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas significativas en varios niveles	1	1			
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia asimétrica en los muros de la base (torre incorporada)	0				
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados, muros en voladizo)	0				

MECANISMO 28: CAMPANARIO						DESCRIPCIÓN	FIGURA
Si	No	Mecanismos Resistentes	Eficacia	Vkp	pk	El campanario presenta fisuras verticales debido a que tiene grandes aberturas. Además, presenta una cobertura pesada.	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida	1	1	1		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos metálicos tirantes o anillos	0				
Si	No	Indicadores de Vulnerabilidad	Gravedad	Vki			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas	2	3			
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presencia de empuje estático de la cobertura	1				

## ANEXO 4: METRADO DE CARGAS

### Metrado de cargas del techo Iglesia Santa Catalina de Marcaconga

Metrado de cargas de la cobertura de la nave principal de la iglesia Santa Catalina.

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	12.90	0.70	1.90	1.33	162.95
Torta de barro	0.025	1600	2	12.90	0.70	1.90	1.33	135.79
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	12.90	0.70	1.90	1.33	33.95
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	12.90	0.70	1.90	1.33	84.87
Tijeral (pares y nudillos)	0.2032	560	2	12.90	0.70	1.90	1.33	386.29
Carga viva para techos inclinados norma E.030 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	12.90	0.70	1.90	1.33	169.74
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								973.58
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>9541.12</b>

1.5

Metrado de cargas de la cobertura de la torre campanario de la iglesia Santa Catalina

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	4.60	1.00	1.00	1.00	110.40
Torta de barro	0.025	1600	2	4.60	1.00	1.00	1.00	92.00
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	4.60	1.00	1.00	1.00	23.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	4.60	1.00	1.00	1.00	57.50
Tijeral	0.2032	560	2	4.60	1.00	1.00	1.00	261.72
Carga viva para techos inclinados norma E.030 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	4.60	1.00	1.00	1.00	115.00
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								659.62
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>6464.29</b>

1.50

Metrado de cargas de la cobertura del baptisterio y la sacristía de la iglesia Santa Catalina.

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	6.60	0.70	1.00	0.70	158.40
Torta de barro	0.025	1600	2	6.60	0.70	1.00	0.70	132.00
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	6.60	0.70	1.00	0.70	33.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	6.60	0.70	1.00	0.70	82.50
Tijeral	0.2032	560	2	6.60	0.70	1.00	0.70	375.51
Carga viva para techos inclinados norma E.030 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	6.60	0.70	1.00	0.70	165.00
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								946.41
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>9274.85</b>

1.5

Metrado de cargas de la cobertura de la nave principal de la iglesia Virgen de las Nieves.

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	13.00	0.70	1.80	1.26	173.33
Torta de barro	0.025	1600	2	13.00	0.70	1.80	1.26	144.44
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	13.00	0.70	1.80	1.26	36.11
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	13.00	0.70	1.80	1.26	90.28
Tijeral (pares y nudillos)	0.2032	560	2	13.00	0.70	1.80	1.26	410.92
Carga viva para techos inclinados norma E.030 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	13.00	0.70	1.80	1.26	180.56
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								1035.64
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>10149.25</b>

1.5

### Metrado de cargas de la cobertura de la torre campanario de la iglesia Virgen de las Nieves

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	5.00	1.00	1.00	1.00	120.00
Torta de barro	0.025	1600	2	5.00	1.00	1.00	1.00	100.00
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	5.00	1.00	1.00	1.00	25.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	5.00	1.00	1.00	1.00	62.50
Tijeral	0.2032	560	2	5.00	1.00	1.00	1.00	284.48
Carga viva para techos inclinados norma E.030 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	5.00	1.00	1.00	1.00	125.00
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								716.98
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>7026.40</b>

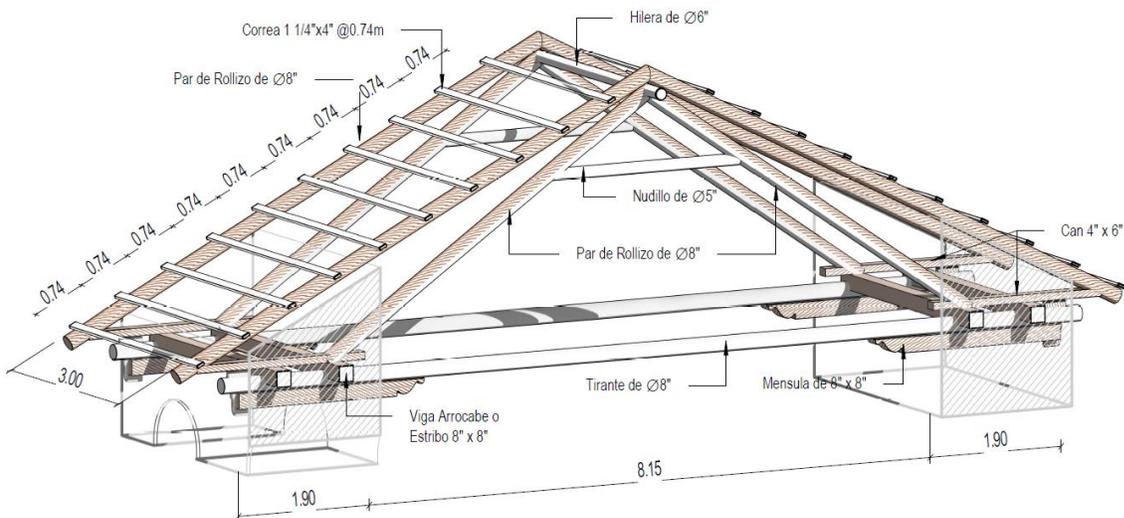
1.50

### Metrado de cargas de la cobertura de la capilla del Señor de los Temblores, baptisterio y la sacristia de la iglesia Virgen de las Nieves.

TIPO	Espesor (m)	Peso Unitario (kg/m <sup>3</sup> )	# apoyos	Longitud (m)	Ancho Tributario (m)	Ancho de muro (m)	Area de apoyo (m <sup>2</sup> )	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Teja artesanal	0.02	1600	2	7.40	0.70	1.00	0.70	177.60
Torta de barro	0.025	1600	2	7.40	0.70	1.00	0.70	148.00
Enchaclado de Carrizo	0.02	500	2	7.40	0.70	1.00	0.70	37.00
Acabado de Yeso	0.025	1000	2	7.40	0.70	1.00	0.70	92.50
Tijeral	0.2032	560	2	7.40	0.70	1.00	0.70	421.03
Carga viva para techos inclinados norma E.030 (50 kg/m <sup>2</sup> )			2	7.40	0.70	1.00	0.70	185.00
Carga Total (kg/m <sup>2</sup> ) =								1061.13
<b>Carga Total (N/m<sup>2</sup>) =</b>								<b>10399.08</b>

1.5

### ARMADURA TÍPICA DE UN SISTEMA SOBRE PAR, PAR Y NUDILLO EN UNA IGLESIA COLONIAL



Nota. Elaboración Propia.

**ANEXO 5:**  
**CÁLCULO DE DESEMPEÑO**

### PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA EN EL ANÁLISIS MODAL DE LA IGLESIA SANTA CATALINA

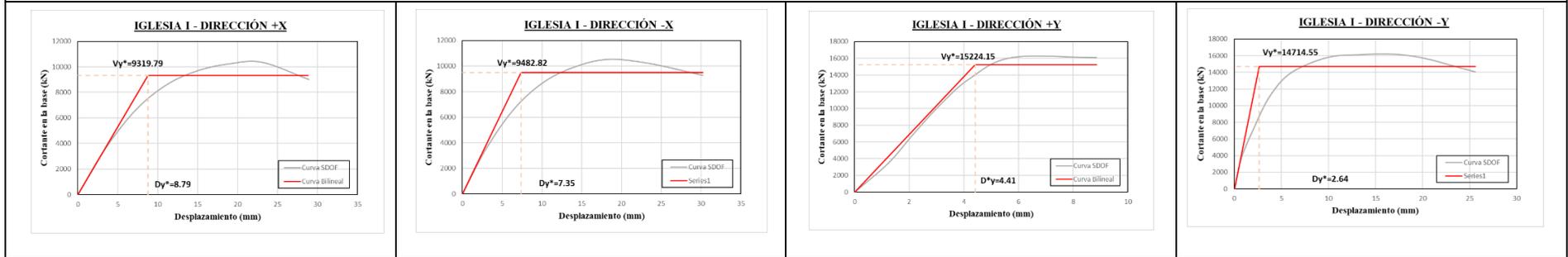
MODOS	FRECUENCIA	PERIODO	PORCENTAJE DE MASA UX (%)	PORCENTAJE ACUMULADO UX	PORCENTAJE DE MASA UY (%)	PORCENTAJE ACUMULADO UY	PORCENTAJE DE MASA UZ (%)	PORCENTAJE ACUMULADO UZ
1	2.875	<b>0.348</b>	<b>31.74</b>	31.74	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.126	0.320	3.08	34.82	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3.259	0.307	1.51	36.33	0.01	0.01	0.01	0.01
4	3.374	0.296	3.41	39.74	0.01	0.02	0.01	0.02
5	4.064	0.246	3.61	43.35	0.06	0.08	0.00	0.02
6	4.682	0.214	3.05	46.40	0.46	0.54	0.00	0.03
7	4.842	0.207	0.06	46.46	2.50	3.04	0.00	0.03
8	5.063	<b>0.198</b>	0.17	46.63	<b>20.12</b>	23.16	0.01	0.04
9	5.106	0.196	9.06	55.69	3.33	26.49	0.00	0.04
10	5.200	0.192	5.64	61.32	0.17	26.66	0.01	0.05

### PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA EN EL ANÁLISIS MODAL DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES

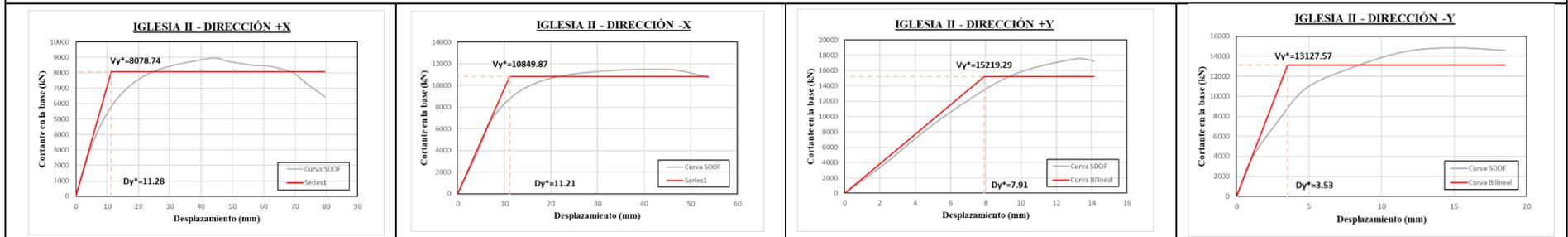
MODOS	FRECUENCIA	PERIODO	PORCENTAJE DE MASA UX (%)	PORCENTAJE ACUMULADO UX	PORCENTAJE DE MASA UY (%)	PORCENTAJE ACUMULADO UY	PORCENTAJE DE MASA UZ (%)	PORCENTAJE ACUMULADO UZ
1	2.816	<b>0.355</b>	<b>18.07</b>	18.07	0.01	0.01	0.01	0.01
2	3.038	0.329	12.56	30.63	0.01	0.01	0.00	0.01
3	3.665	0.273	3.96	34.59	0.07	0.09	0.03	0.03
4	3.973	0.252	0.04	34.62	0.46	0.54	0.00	0.04
5	4.077	0.245	5.11	39.74	0.03	0.57	0.01	0.04
6	4.356	0.230	10.06	49.79	0.17	0.75	0.01	0.05
7	4.625	0.216	0.01	49.80	0.00	0.75	0.01	0.05
8	4.839	<b>0.207</b>	0.25	50.05	<b>30.38</b>	31.13	0.02	0.07
9	4.871	0.205	0.22	50.27	0.20	31.34	0.00	0.07
10	5.157	0.194	5.88	56.15	0.58	31.92	0.01	0.08

# CURVA DE CAPACIDAD BILINEAL

## IGLESIA I – SANTA CATALINA DE MARCACONGA

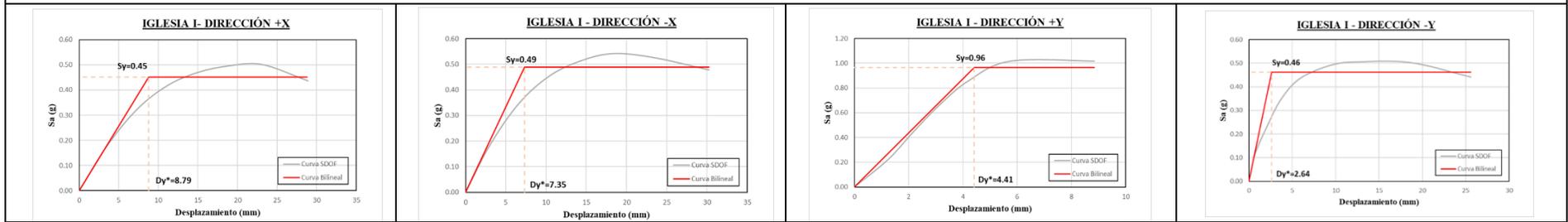


## IGLESIA II – VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ

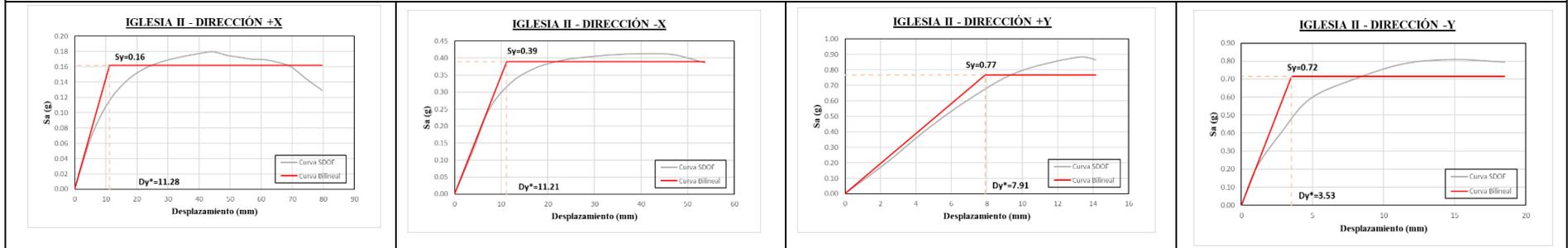


# DIAGRAMA BILINEAL EN FORMATO ADRS

## IGLESIA I – SANTA CATALINA DE MARCACONGA

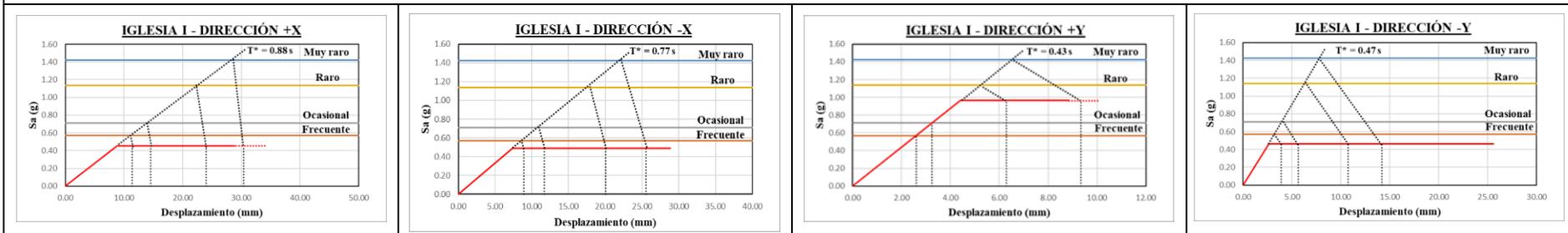


## IGLESIA II – VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ

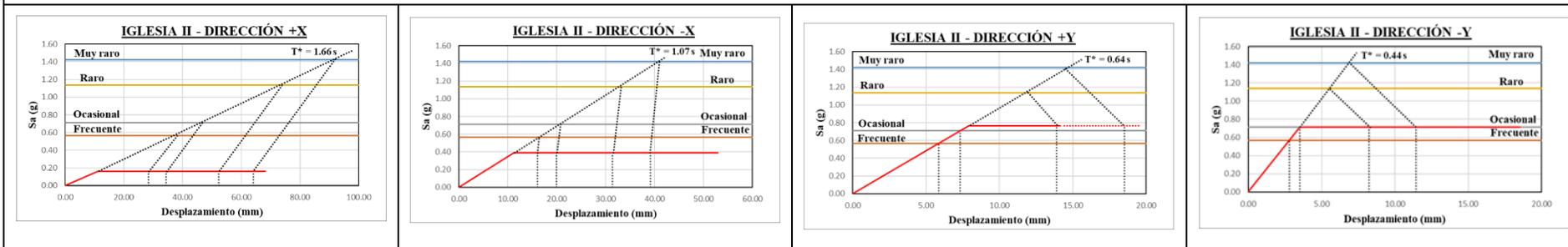


# DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO

## IGLESIA I – SANTA CATALINA DE MARCACONGA

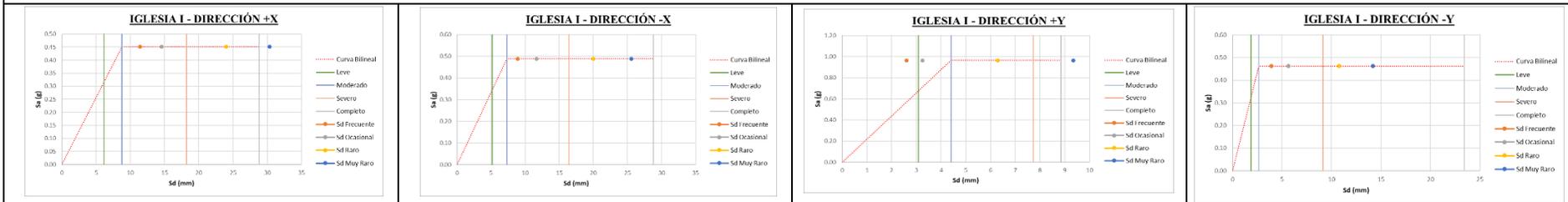


## IGLESIA II – VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ

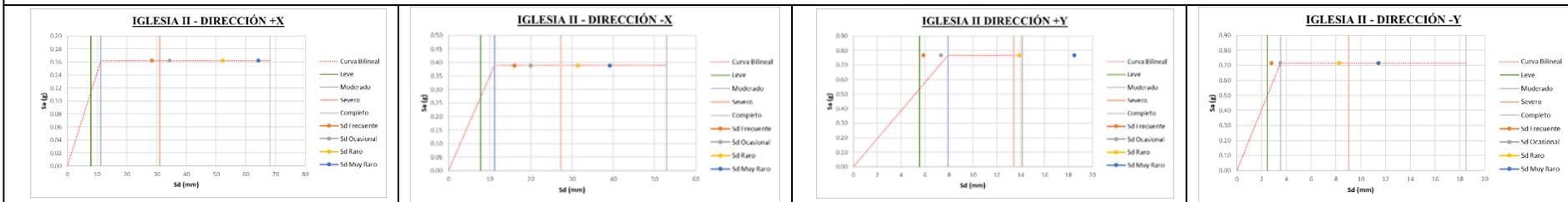


# SECTORIZACION DEL DIAGRAMA DE CAPACIDAD Y NIVEL DE DESEMPEÑO

## IGLESIA I – SANTA CATALINA DE MARCACONGA



## IGLESIA II – VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ



**RESULTADOS DE CALCULO DE DESEMPEÑO SÍSMICO**

<b>IGLESIA</b>	<b>DIRECCION</b>	<b>FRECUENTE</b>	<b>OCASIONAL</b>	<b>RARO</b>	<b>MUY RARO</b>
IGLESIA I	+X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	COMPLETO
	-X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
	+Y	SIN DAÑO	LEVE	MODERADO	COMPLETO
	-Y	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
IGLESIA II	+X	MODERADO	SEVERO	SEVERO	SEVERO
	-X	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO
	+Y	LEVE	LEVE	SEVERO	COMPLETO
	-Y	MODERADO	MODERADO	SEVERO	SEVERO

**ANEXO 6:**  
**PANEL FOTOGRÁFICO**



**Fotografía 1:** *Permiso y Autorización del Párroco y encargado padre de las dos Iglesias Santa Catalina de Maracaonga y Virgen de la Nieves de Sangarará*



**Fotografía 2:** *Inicio, visita y reconocimiento de trabajo de campo para recopilación de información Iglesia I.*



**Fotografía 3:** *Inicio, visita y reconocimiento de trabajo de campo para recopilación de información Iglesia II*



**Fotografía 4:** Evaluación e inspección visual de macroelementos y mecanismos de colapso parte exterior Iglesia I.



**Fotografía 5:** Evaluación e inspección visual de macroelementos y mecanismos de colapso parte exterior Iglesia II.



**Fotografía 6:** Evaluación e inspección visual de macroelementos y mecanismos de colapso parte interior Iglesia I.



**Fotografía 7:** Evaluación e inspección visual de macroelementos y mecanismos de colapso parte interior Iglesia II.



**Fotografía 8:** Medición la altura de sobrecimiento de albañilería de piedra de la iglesia I para elaboración de planos.



**Fotografía 9:** Medición la altura de sobrecimiento de albañilería de piedra de la iglesia II para elaboración de planos



**Fotografía 10:** Medición ancho y largo de elemento torre campanario de las dos iglesias.



**Fotografía 11:** Medición de contrafuertes de ambas iglesias.



**Fotografía 12:** Medición de dimensiones de los elementos capillas de ambas iglesias.



**Fotografía 13:** Medición de macroelementos y mecanismos interiormente.



**Fotografía 14:** Levantamiento geométrico de la geometría en planta y elevación de las iglesias parte exterior.



**Fotografía 15:** Levantamiento geométrico de la geometría en planta y elevación de las iglesias parte interior.



**Fotografía 16:** Extracción de muestras de adobes de parte de la iglesia.



**Fotografía 17:** Medición de peso de muestras de adobes en el laboratorio de FIC.



**Fotografía 18:** Medición de muestras de adobes en el laboratorio de la FIC.



**Fotografía 19:** Elaboración y tallado de especímenes en forma de cubo de adobes extraídos con ayuda de amoladora.



**Fotografía 20:** Peso de muestras (cubos) de adobe.



**Fotografía 21:** Colocación de Capping sobre muestras (cubos) de adobe.



**Fotografía 22:** Muestras después de secado de capping en el laboratorio de la FIC.



**Fotografía 23:** Ensayo de compresión simple de unidades de adobe (cubos) en maquina universal- laboratorio de la FIC.



**Fotografía 24:** Espécimen (cubo) de adobe después de ensayo a compresión simple.



**Fotografía 25:** Falla por agrietamiento vertical en especímenes (cubos) de adobe.



**Fotografía 26:** Cuarteo de la muestra seca obtenida de los adobes.



**Fotografía 27:** Selección de muestra y paja obtenidas del adobe.



**Fotografía 28:** Pesado de muestra seca antes del lavado.



**Fotografía 29:** Lavado de muestra de suelo para la realización de ensayo de granulometría.



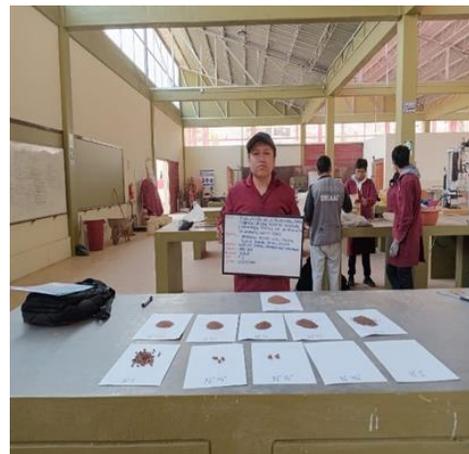
**Fotografía 30:** Pesado de muestra seca después del lavado.



**Fotografía 31:** Tamizado de la muestra de suelo de adobe.



**Fotografía 32:** Tamizado para las demás muestras de suelo de adobe.



**Fotografía 33:** Resultados del tamizado de muestra de suelo



**Fotografía 34:** Peso de muestra seca y tamizado por tamiz N°40.



**Fotografía 35:** Realización de ensayo de límite Liquito del adobe y mortero.



**Fotografía 36:** Determinación del límite líquido de la muestra húmeda en la cuchara de Casagrande



**Fotografía 37:** Realización de ensayo de límite plástico del adobe y mortero.



**Fotografía 38:** Secado de las muestras en el horno



**Fotografía 39:** Pesado de muestras para la determinación de límite líquido y límite plástico



**Fotografía 40:** Extracción de suelo de cantera del centro poblado de Marcaconga, Sangarará-Acomayo.



**Fotografía 41:** Extracción de paja "ccoya" de la cantera de Marcaconga utilizado como material de construcción de la Iglesia colonial.



**Fotografía 42:** Transporte y traslado de tierra y paja de Acomayo-Laboratorio de FIC-Cusco.



**Fotografía 43:** Preparación de tierra y corte de paja "ccoya" para mezclado posterior.



**Fotografía 44:** Preparación de mezcla de tierra y agua.



**Fotografía 45:** Adición de paja "ccoya" a la mezcla.





**Fotografía 52:** Colocado de Capping sobre pilas y muretes de mampostería de adobe



**Fotografía 53:** Secado y tendido de pilas y muretes de mampostería de adobe.



**Figura 54:** Medición de peso de pilas y muretes de mampostería de adobe.



**Figura 55.** Ensayo de compresión axial en pilas de adobe usando maquina universal de compresión.



**Figura 56.** Formas de falla por agrietamiento vertical en pilas de adobe



**Figura 57.** Instrumentación y colocación de Diales de deformación para ensayo de compresión diagonal.



**Figura 58.** Colocación de muretes de adobe para ensayo de compresión diagonal.



**Figura 59.** Ensayo de compresión diagonal o tracción directa de muretes número 04.



**Figura 60.** Ensayo de compresión diagonal o tracción directa de muretes número 05.



**Figura 61.** Ensayo de compresión diagonal o tracción directa de muretes número 02.



**Figura 62.** Proceso de ensayo de compresión diagonal o tracción directa de muretes



**Figura 63.** Falla por agrietamiento diagonal de Murete 04 luego del ensayo de compresión diagonal

**ANEXO 7:**

**INFORME DE LISTADO DE IGLESIAS COLONIALES DECLARADAS COMO  
PATRIMONIO CULTURAL HISTÓRICO DE LA NACIÓN EN LA PROVINCIA DE  
ACOMAYO, CUSCO, PERÚ**



"Decenio de la Igualdad de Oportunidades para Mujeres y Hombres"  
"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas  
de Junín y Ayacucho"

**A** : **GILBERTO TARCO SANCHEZ**  
COORDINACION DE CATASTRO Y SANEAMIENTO LEGAL

**De** : **HENRY RODOLFO CARBAJAL SICLLA**  
COORDINACION DE CATASTRO Y SANEAMIENTO LEGAL

**Asunto** : Solicita listado de iglesias o templos declarados como Patrimonio Cultural de la Nación en la provincia de Acomayo.

**Referencia** : PROVEIDO N° 002612-2024-CCSFL/MC (29OCT2024)  
EXP. N° **2024-0159298**

Previo cordial saludo por intermedio del presente me dirijo a usted para hacer de conocimiento respecto al **PROVEIDO N° 002612-2024-CCSFL/MC**, donde se nos solicita información de Bienes Histórico Inmuebles.

### 1. Antecedentes

- Según la solicitud presentada por el **Ciudadano Saúl Manuel Márquez Quispe**, donde solicita listado de iglesias o templos declarados como Patrimonio Cultural de la Nación en la provincia de Acomayo.

### 2. Análisis

- a) Habiendo recepcionado la solicitud de iglesias o templos declarados como Patrimonio Cultural de la Nación en la provincia de Acomayo, se procedió a la búsqueda de la información solicitada en la base de datos de la Coordinación de Catastro y Saneamiento Físico legal, hallando lo siguiente:
- Iglesia Parroquial de Mosoc Llaqta
  - Capilla Santa Bárbara
  - Iglesia de Belén
  - Templo Parroquial San Agustín de Pomacanchi
  - Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarara
  - Templo Virgen de las Nieves de Sangarara
  - Templo San Francisco de Asís de Huayqui
  - Templo Virgen de Natividad de Acomayo
  - Templo Santo Domingo de Sanka
  - Templo Santiago Apóstol de Corma
  - Templo San Miguel de Acos
  - Templo Santa Catalina de Marcaconga
  - Templo Inmaculada Concepción de Pomacanchi
  - Templo Patrón San Jerónimo
  - Templo San Juan Bautista de Pomacanchi
  - Templo Santiago Apóstol de Kuñotambo
  - Templo Nuestra Señora de la Asunción de Papres
  - Templo Santo Tomas de Aquino



*"Decenio de la Igualdad de Oportunidades para Mujeres y Hombres"  
"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la conmemoración de las heroicas batallas  
de Junín y Ayacucho"*

### 3. Conclusiones

- Se remite 01 listado de las iglesias o templos en el ámbito de la provincia de en formato digital **.XLSX**, contenida en 01 archivo comprimido **.RAR**, mediante el siguiente link: <https://nextcloud.culturacusco.gob.pe/s/MMNsKt9XEkmEJC7>.
- Se hace de conocimiento que el link tiene una duración de 40 días.

### 4. Recomendaciones

- Se recomienda comunicar al **Ciudadano Saúl Manuel Márquez Quispe** lo antes informado para su conocimiento y fines que estime conveniente.

Es todo cuanto informo a usted para su conocimiento y fines consecuentes.  
Atentamente.

HCS  
cc.: cc.:

**ANEXO 8:**  
**PLANOS**

## **LISTADO DE PLANOS:**

1. PLANO DE UBICACIÓN GENERAL DE LAS IGLESIAS EN ESTUDIO

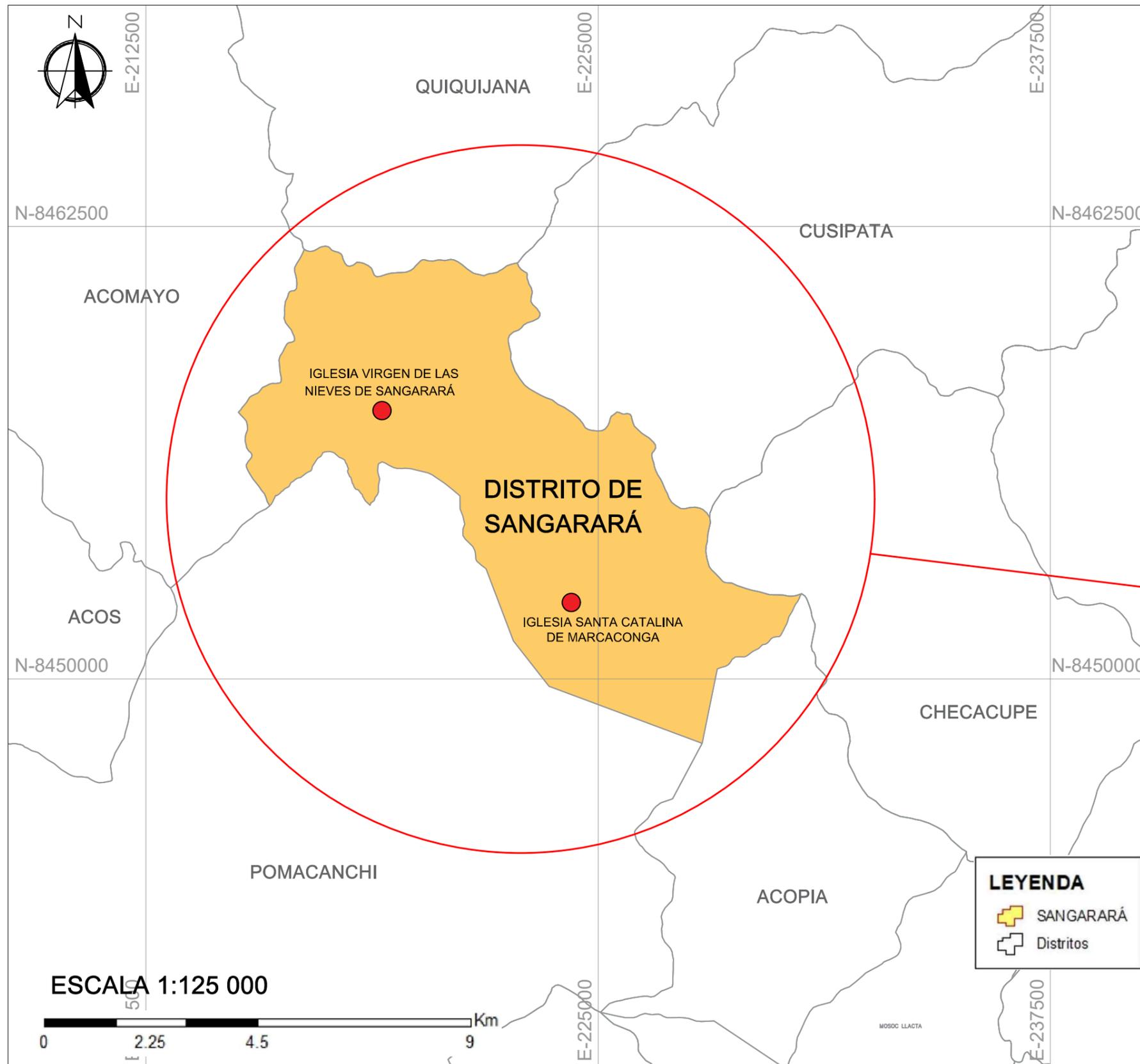
### **CASO DE ESTUDIO: IGLESIA SANTA CATALINA DE MARCACONGA**

2. PLANO DE LOCALIZACIÓN DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
3. PLANO DE PLANTA GENERAL DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
4. PLANO DE CORTES Y ELEVACIÓN DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
5. PLANO DE PLANTA DE CORO DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
6. PLANO DE PLANTA DE TECHO DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
7. PLANO DE DETALLES GENERALES I DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
8. PLANO DE DETALLES GENERALES II DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
9. PLANO DE DETALLES GENERALES III DE LA IGLESIA SANTA CATALINA
10. PLANO DE DETALLES GENERALES IV DE LA IGLESIA SANTA CATALINA

### **CASO DE ESTUDIO: IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARA**

11. PLANO DE LOCALIZACIÓN DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
12. PLANO DE PLANTA GENERAL DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
13. PLANO DE CORTES Y ELEVACIÓN DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
14. PLANO DE PLANTA DE CORO DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
15. PLANO DE PLANTA DE TECHO DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
16. PLANO DE DETALLES GENERALES I DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
17. PLANO DE DETALLES GENERALES II DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
18. PLANO DE DETALLES GENERALES III DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
19. PLANO DE DETALLES GENERALES IV DE LA IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES
20. PLANO DE DETALLES GENERALES V DE LA IGLESIA SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES

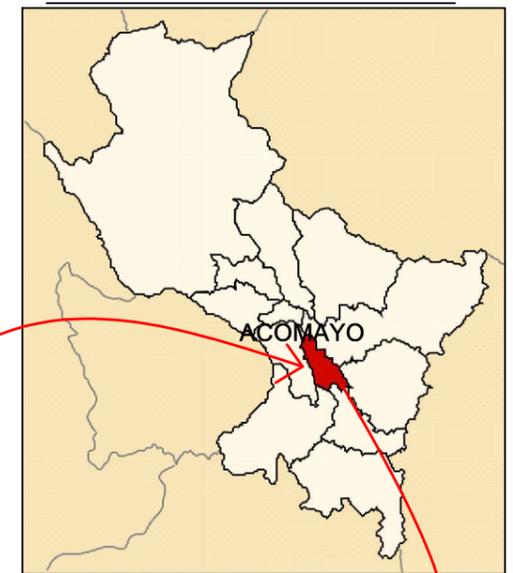
# PLANO DE UBICACIÓN GENERAL DE LAS IGLESIAS



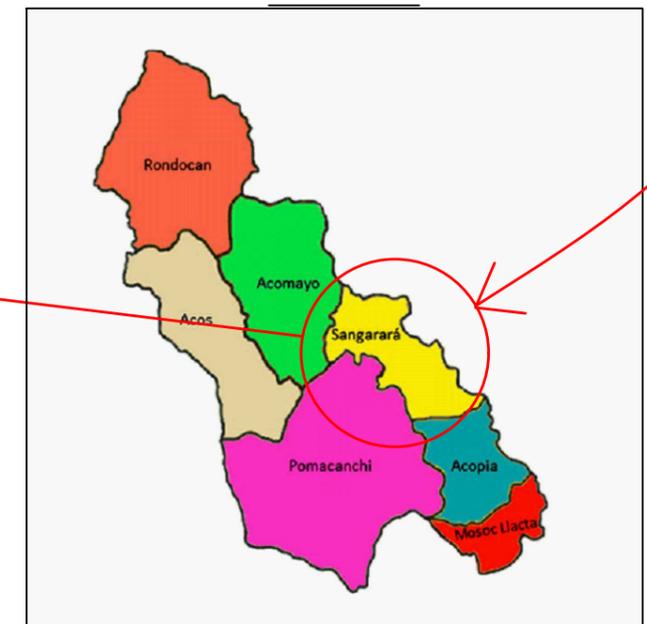
MAPA POLÍTICO DEL PERÚ



MAPA POLÍTICO DEL DEPARTAMENTO DE CUSCO



MAPA POLÍTICO DE LA PROVINCIA DE ACOMAYO



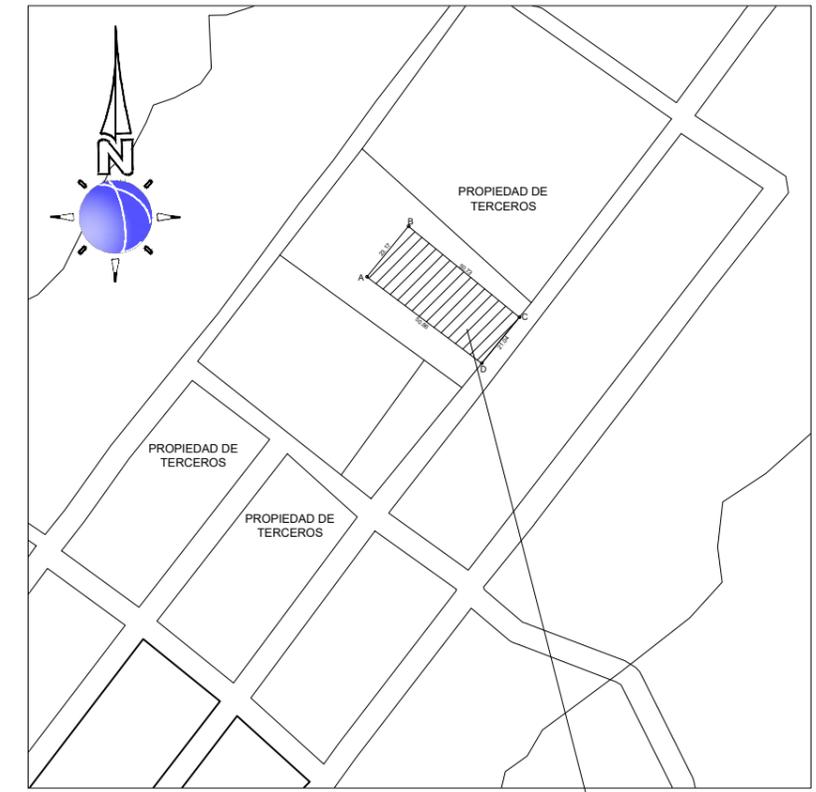
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARÁ	<b>PLANO:</b> PLANO DE UBICACIÓN GENERAL DE LAS IGLESIAS		<b>FECHA:</b> ENERO 2025
	<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil QUISPE SULLCA, Johan Novich		<b>LAMINA:</b> <b>UG-01</b>
		<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P



**PLANO DE UBICACIÓN**  
ESCALA: 1/250

LEYENDA

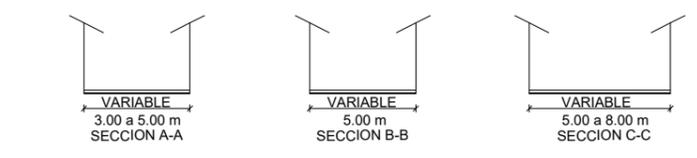
Área del proyecto para Investigación



**ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN**  
ESCALA: 1/2500

CUADRO DE COORDENADAS PERIMÉTRICAS UTM-19S/WGS84

VERTICE	LADO	DIST.	ANGULO	ESTE	NORTE
A	A - B	23.17	272°36'15"	223290.519	8453824.924
B	B - C	50.73	269°48'8"	223305.260	8453842.805
C	C - D	21.04	269°59'60"	223344.516	8453810.669
D	D - A	50.86	267°35'37"	223331.189	8453794.389



SECCIONES DE VIAS  
ESCALA 1/100

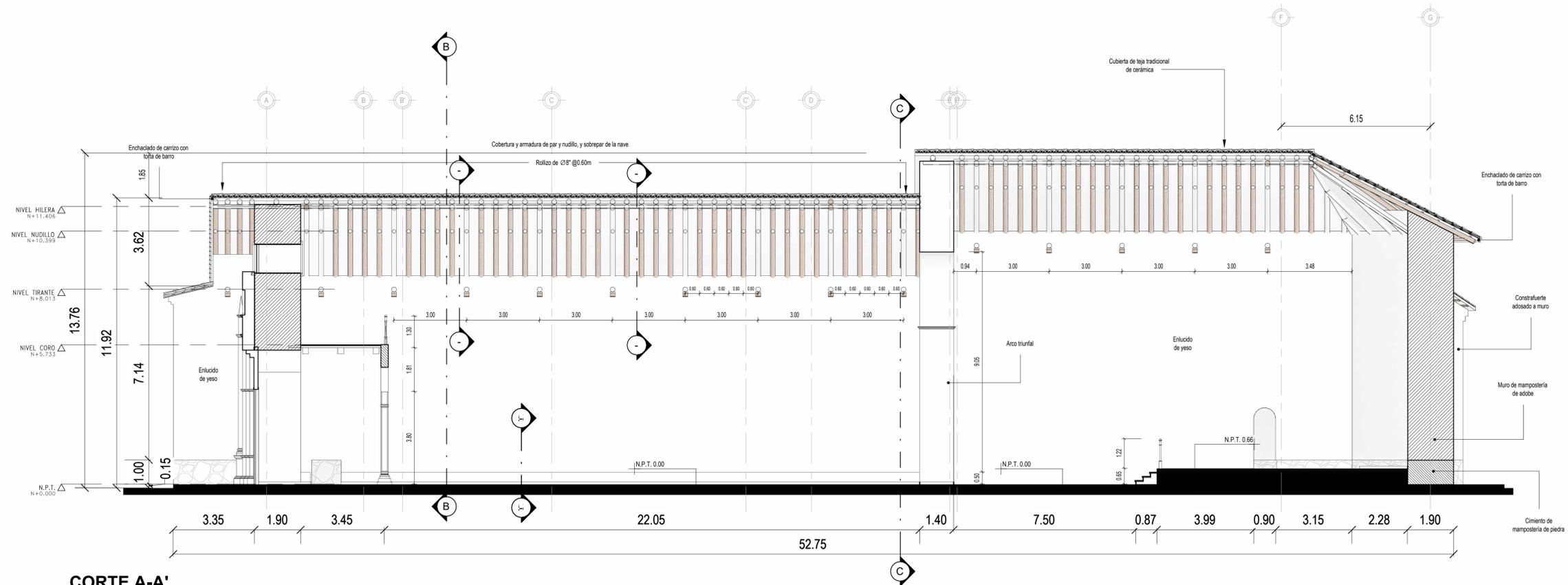
- NOTAS:**
- Las características geométricas fueron tomadas de la verificación e inspección realizadas durante el estudio.
  - Dimensiones en metros
  - Datum WGS-84 - Zona 19 Sur

TESIS: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024

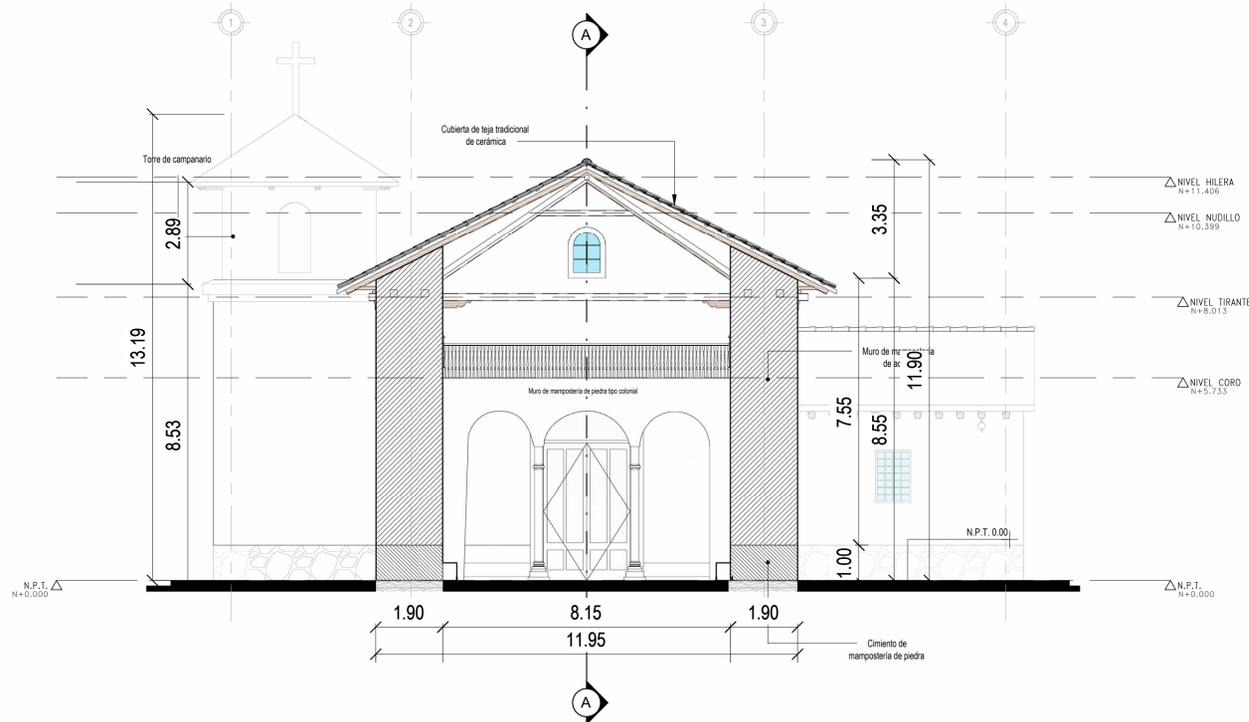
ELABORADO POR: BACH. SAUL MANUEL MARQUEZ QUISPE BACH. JOHAN NOVICH QUISPE SULLCA  
UBICACIÓN: SECTOR: MARCACONGA DISTRITO: SANGARARÁ PROVINCIA: ACOMAYO DEPARTAMENTO: CUSCO

<b>PLANO:</b> <b>UBICACIÓN LOCALIZACIÓN</b>	<b>PREDIO:</b> IGLESIA I	<b>LAMINA N°:</b> <b>UL-01</b>
	<b>ÁREA:</b> 1122.36 m <sup>2</sup>	
	<b>PERIMETRO:</b> 145.80 m	
<b>DISEÑO:</b> U1 <b>DIBUJO:</b> CAD	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO-2025

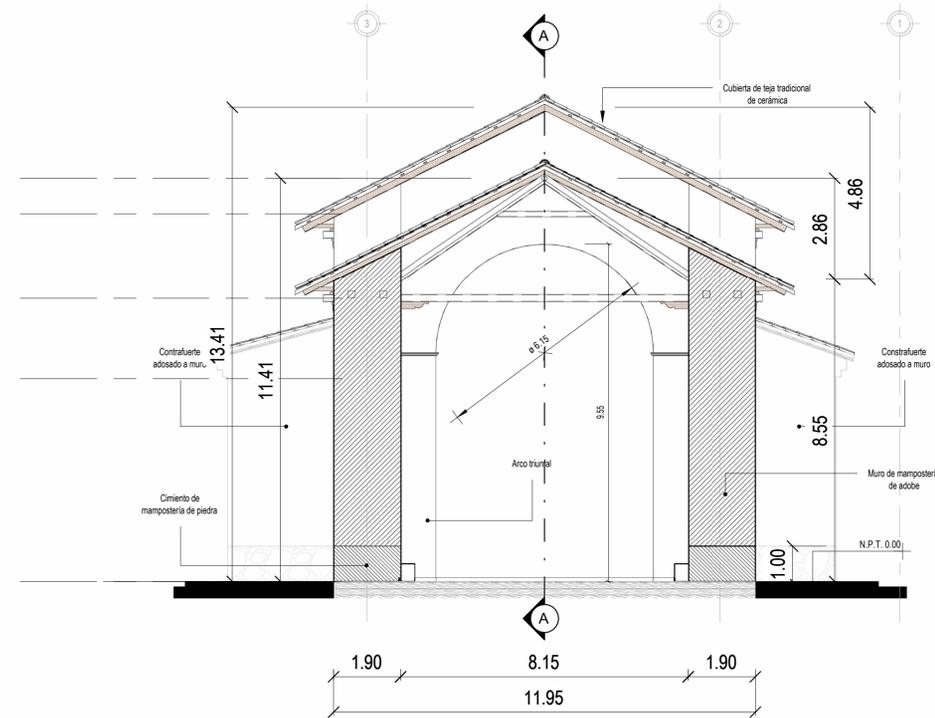




**CORTE A-A'**  
**ESCALA 1:100**

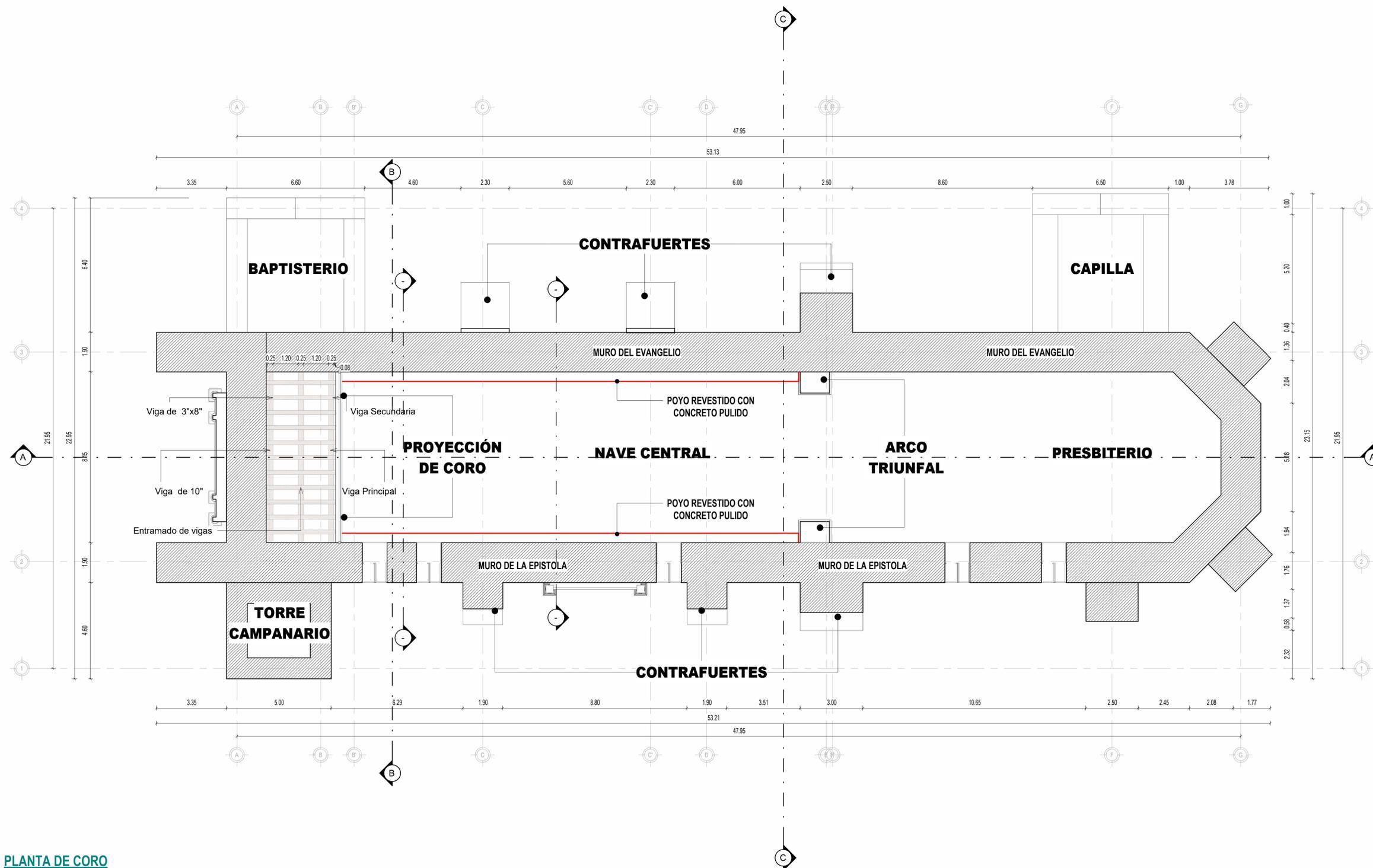
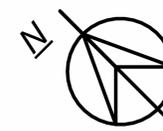


**CORTE B-B'**  
**ESCALA 1:100**



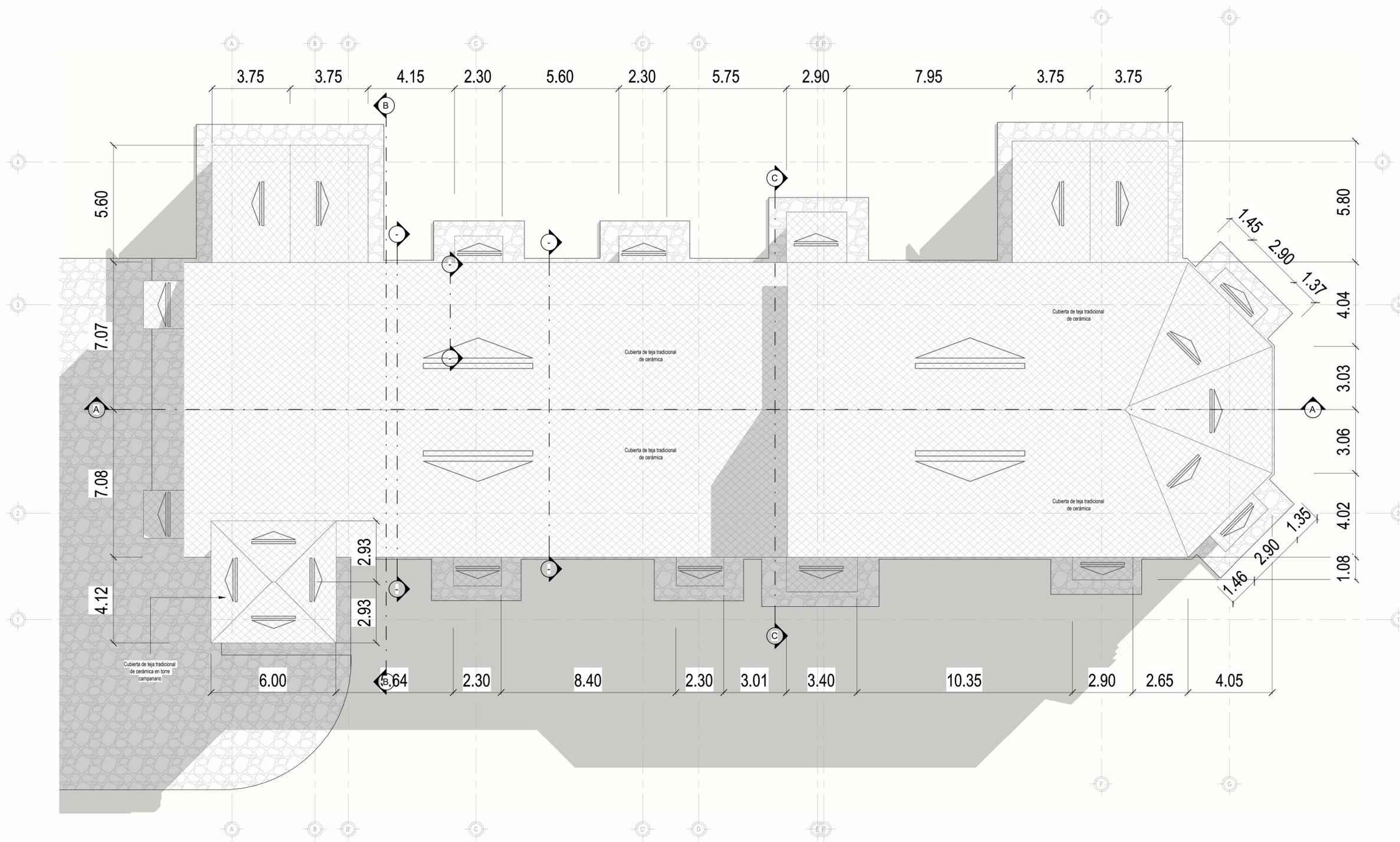
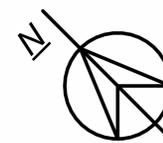
**CORTE C-C'**  
**ESCALA 1:100**

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"		
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>		
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	<b>PLANO:</b> DETALLES CORTES Y ELEVACIONES -IGLESIA SANTA CATALINA DE MARCACONGA  <b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>FECHA:</b> ENERO 2025  <b>LAMINA:</b> <b>U-02</b>
<b>ESCALA:</b> INDICADA <b>FUENTE:</b> E.P.		



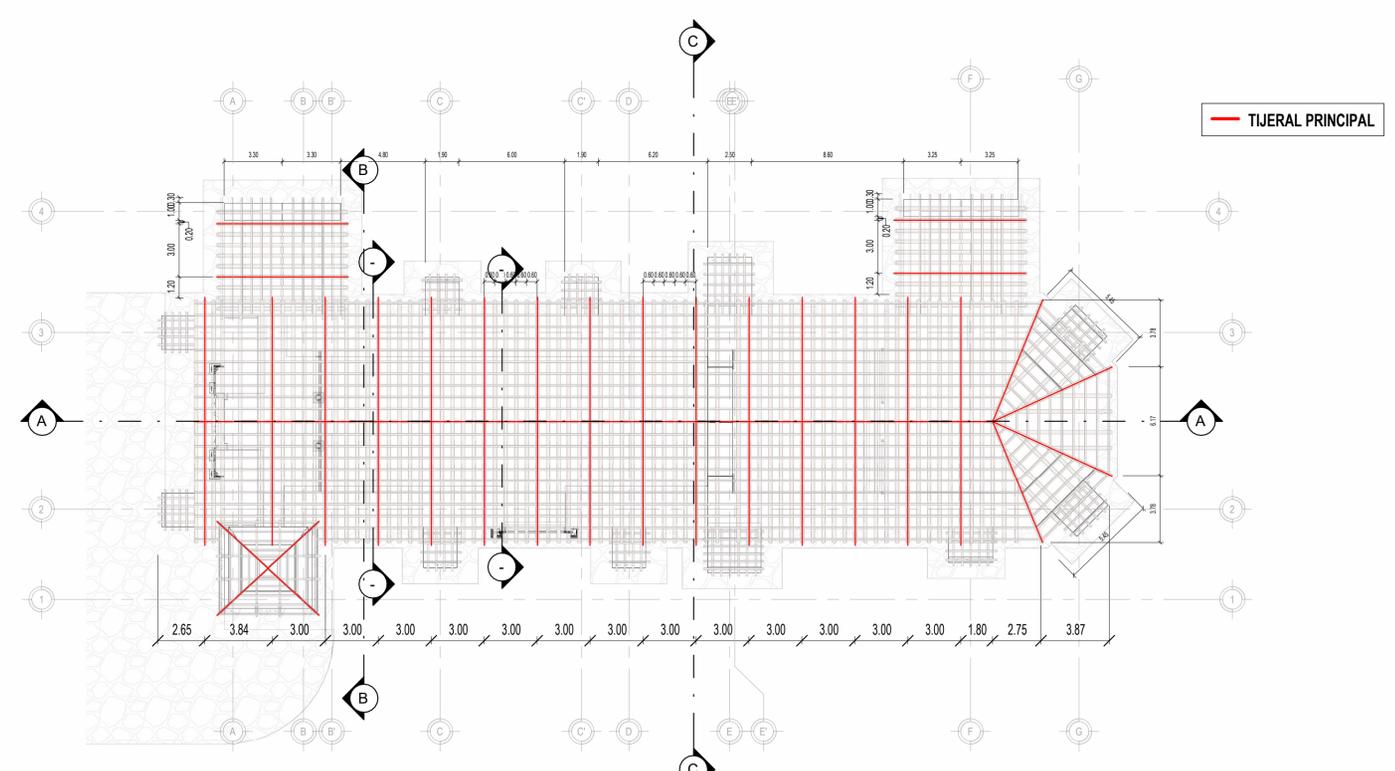
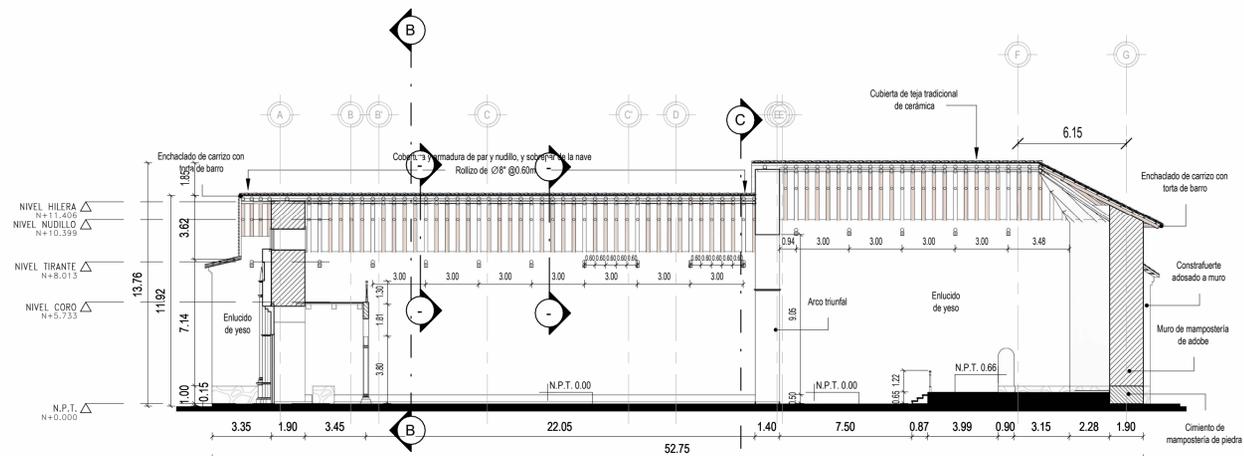
**PLANTA DE CORO**  
ESCALA 1 : 100

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TEMA: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"		
TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL		
UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO	PLANO: PLANTA DE CORO	FECHA: ENERO 2025
PROVINCIA: ACOMAYO	PRESENTADO POR: Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel	ESCALA: INDICADA
DISTRITO: SANGARARA	Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	LAMINA: U-03
	FUENTE: E.P.	

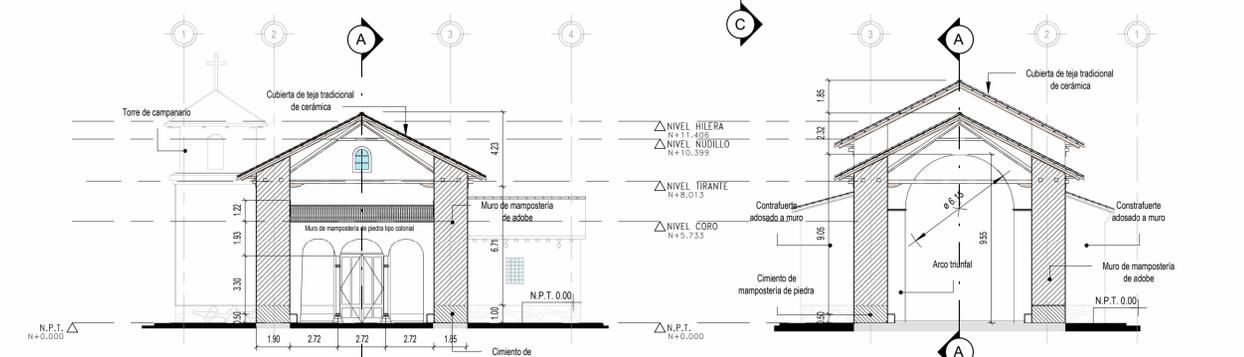


**CUBIERTA DE TEJA TRADICIONAL**  
 ESCALA 1:100

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DELCUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: PLANTA DE TECHO	<b>FECHA:</b> ENERO 2025	<b>LAMINA:</b> <b>U-04</b>
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P.	

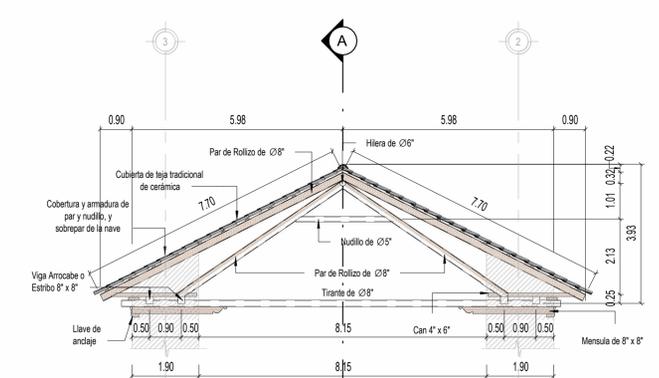


**DISTRIBUCIÓN DE TIJERALES EN CUBIERTA**  
ESCALA 1:200

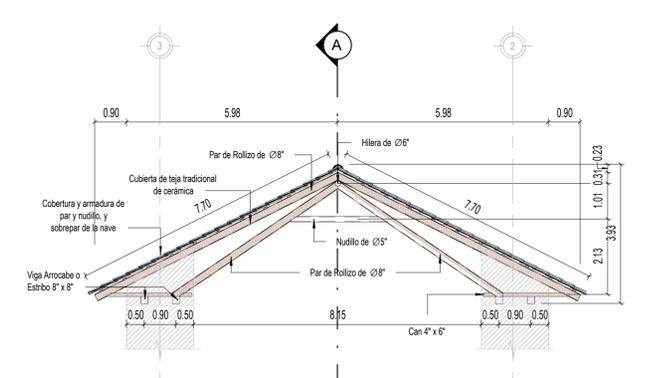


**CORTE B-B**  
ESCALA 1:200

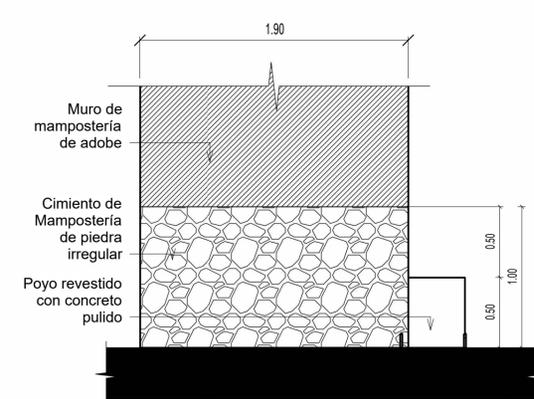
**CORTE C-C**  
ESCALA 1:200



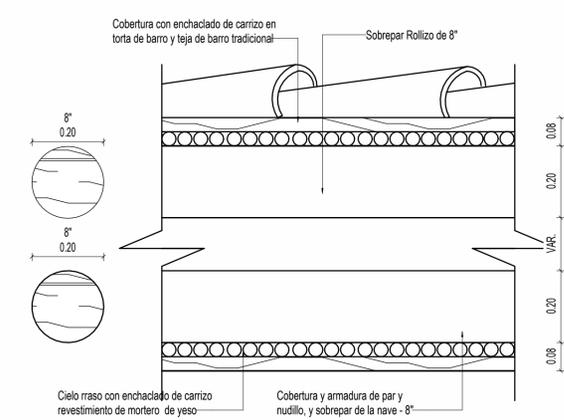
**TIJERAL PRINCIPAL @3.00m**  
ESCALA 1:100



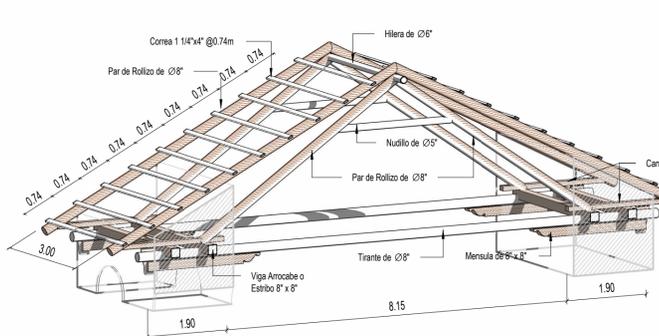
**TIJERAL SECUNDARIO @0.60m**  
ESCALA 1:100



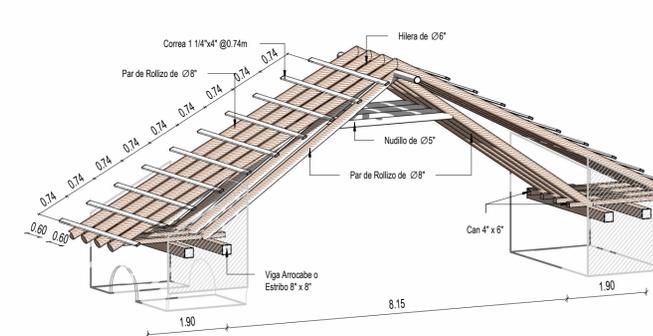
**DETALLE DE CIMENTO**  
ESCALA 1:25



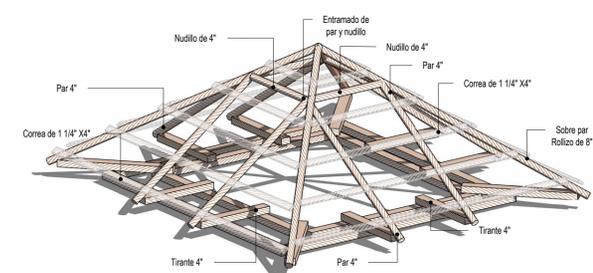
**DETALLE DE COBERTURA**  
ESCALA 1:10



**ISO-TIJERAL PRINCIPAL @3.00m**  
ESCALA

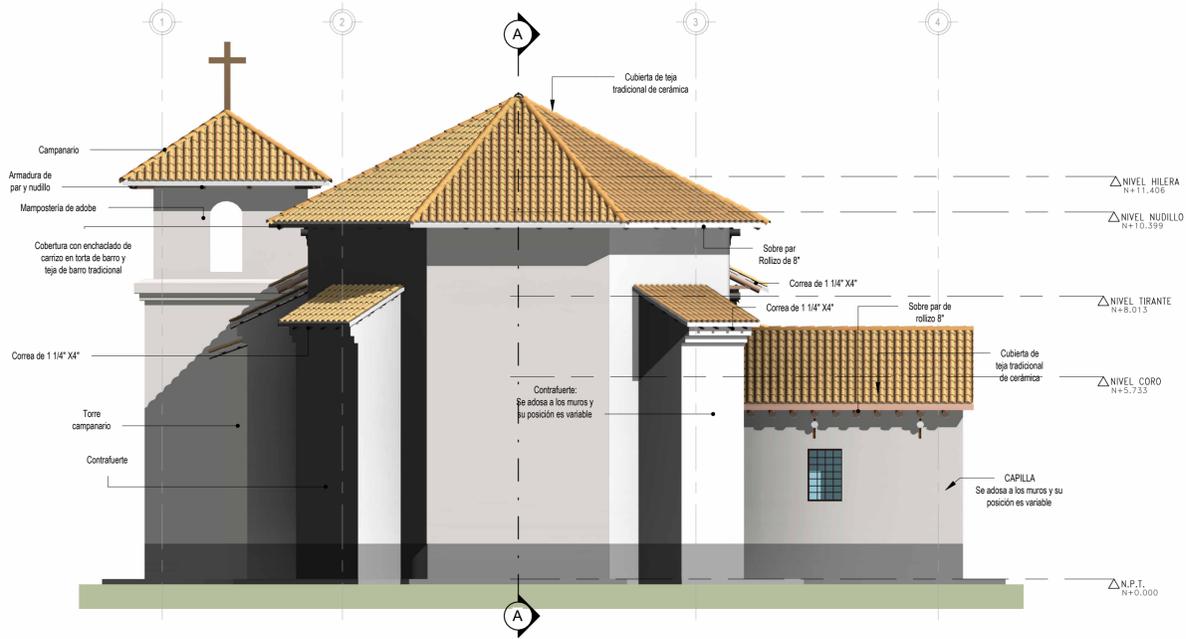


**ISO-TIJERAL SECUNDARIO @0.60m**  
ESCALA

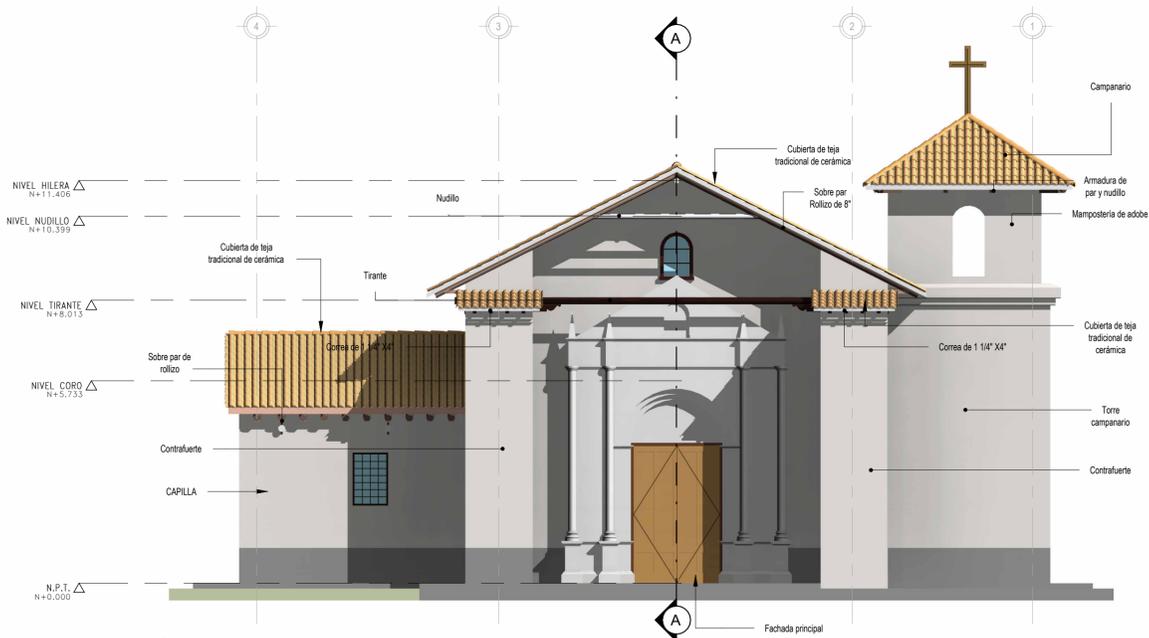


**ISO-TIJERAL TORRE CAMPANARIO**  
ESCALA

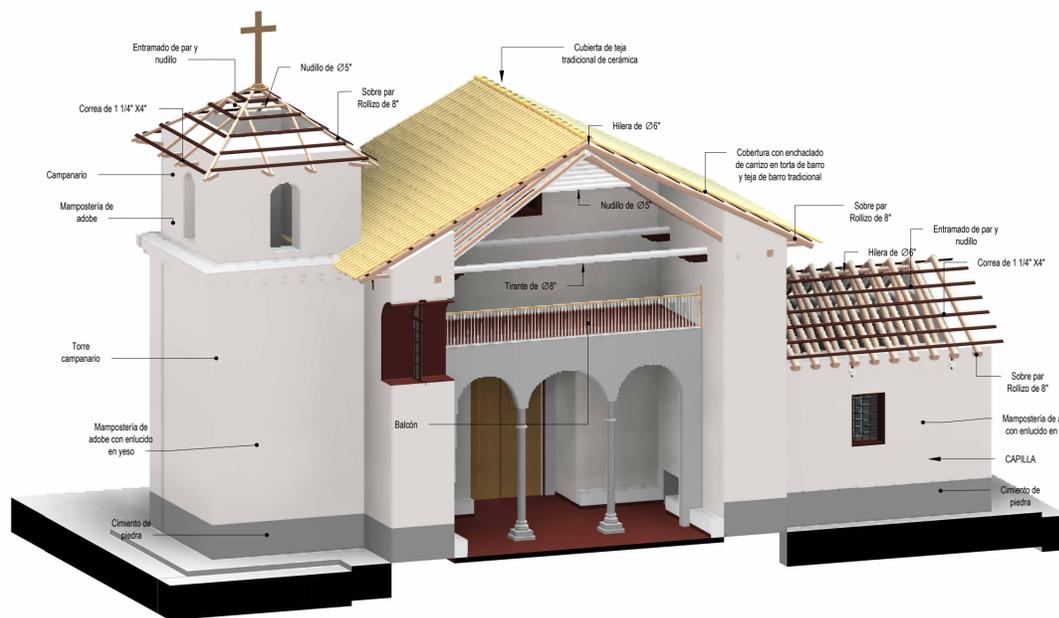
<p><b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</p>		
<p>TEMA: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIAS SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"</p>		
<p>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>		
<p>UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO</p>	<p>PLANO: DETALLES GENERALES IGLESIA SANTA CATALINA DE MARCACONGA</p>	<p>FECHA: ENERO 2025</p>
<p>PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA</p>	<p>PRESENTADO POR: Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich</p>	<p>ESCALA: INDICADA FUENTE: E.P.</p>
		<p>LAMINA: <b>U-05</b></p>



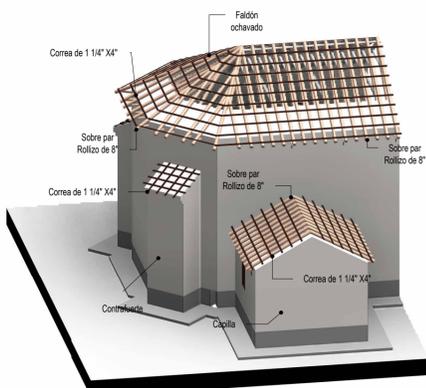
**ELEVACIÓN PRESBITERIO**  
ESCALA 1 : 100



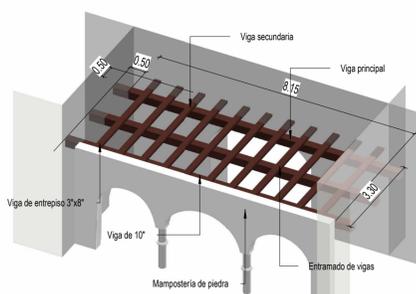
**ELEVACIÓN FRONTAL**  
ESCALA 1 : 100



**ISO-CORO**  
ESCALA

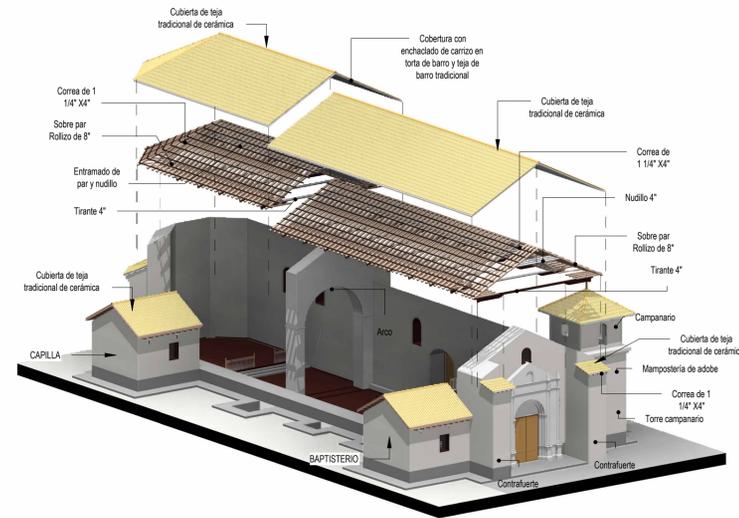


**ISO-FALDÓN OCHAVADO**  
ESCALA

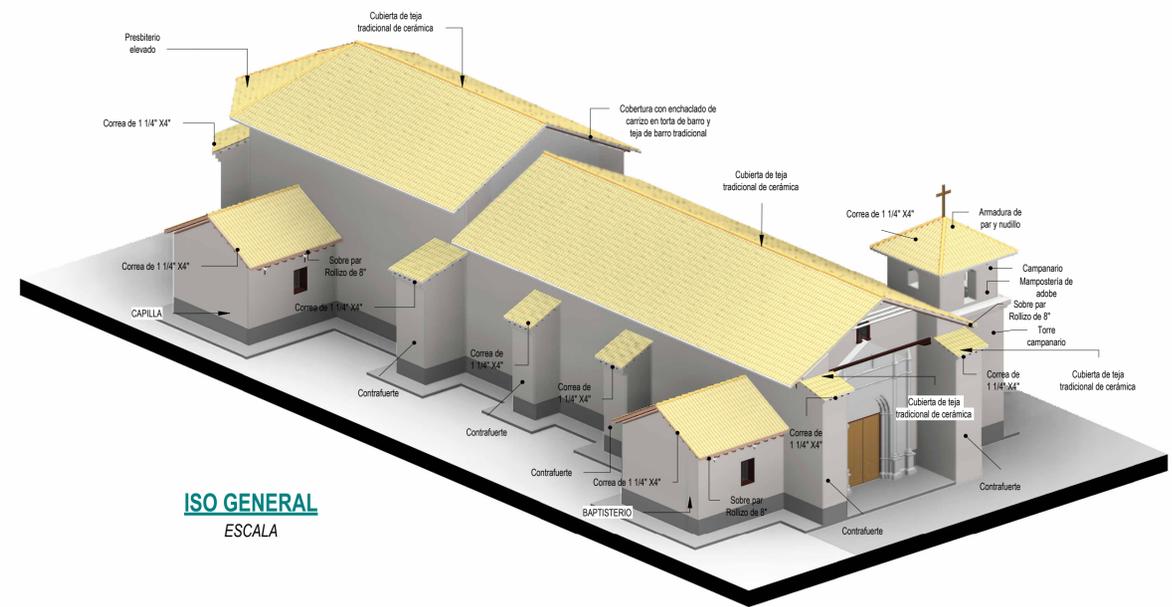


**ISO-ENTRAMADO DE VIGAS EN CORO**  
ESCALA

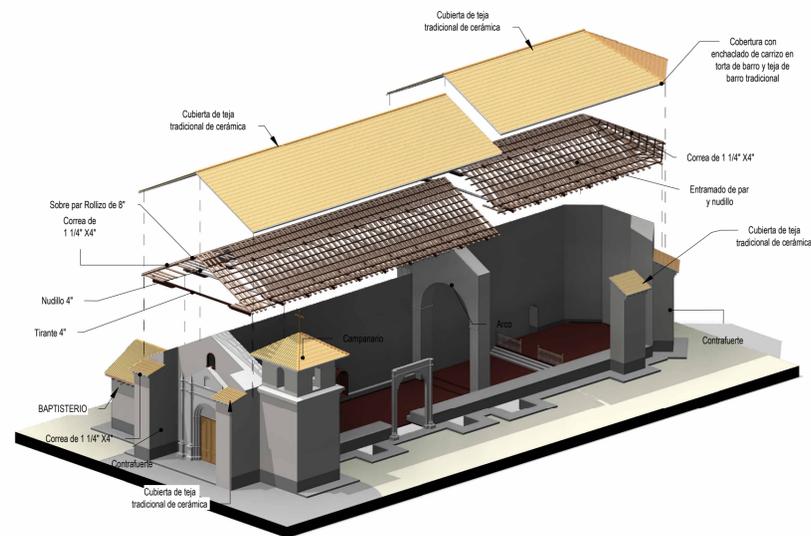
<p><b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p>		
<p><b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS ANDINAS COLONIALES TÍPICAS DE LA PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"</p>		
<p><b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b></p>		
<p><b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO <b>PROVINCIA:</b> ACOMAYO <b>DISTRITO:</b> SANGARARA</p>	<p>PLANO: DETALLES GENERALES II</p> <p><b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich</p>	<p><b>FECHA:</b> ENERO 2025</p> <p><b>ESCALA:</b> INDICADA</p> <p><b>LAMINA:</b> U-06</p> <p><b>FUENTE:</b> E.P.</p>



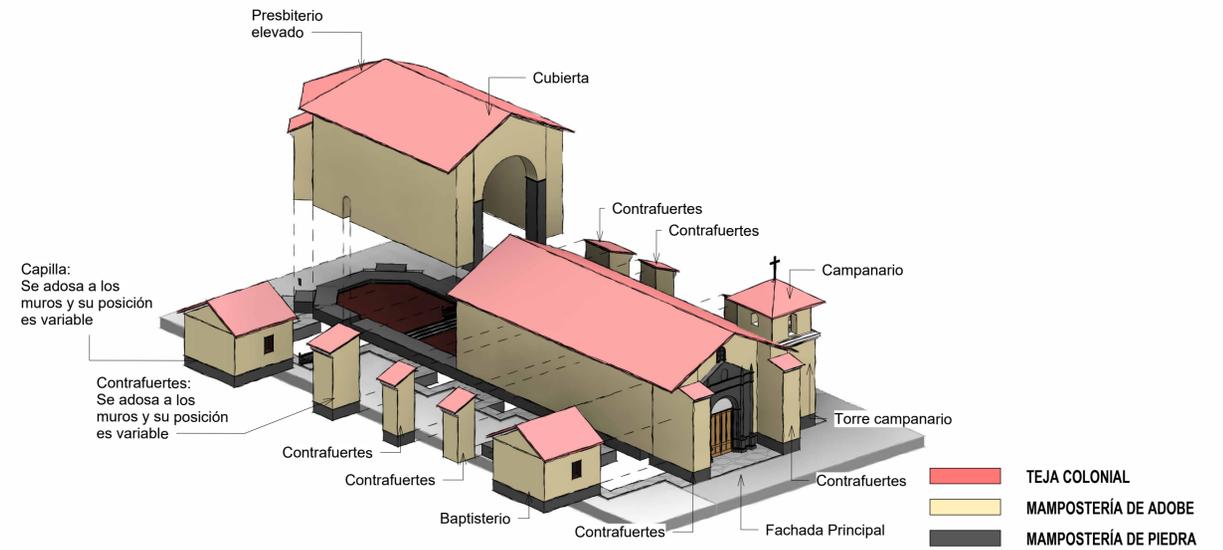
**AXONOMÉTRICO GENERAL I**  
ESCALA



**ISO GENERAL**  
ESCALA

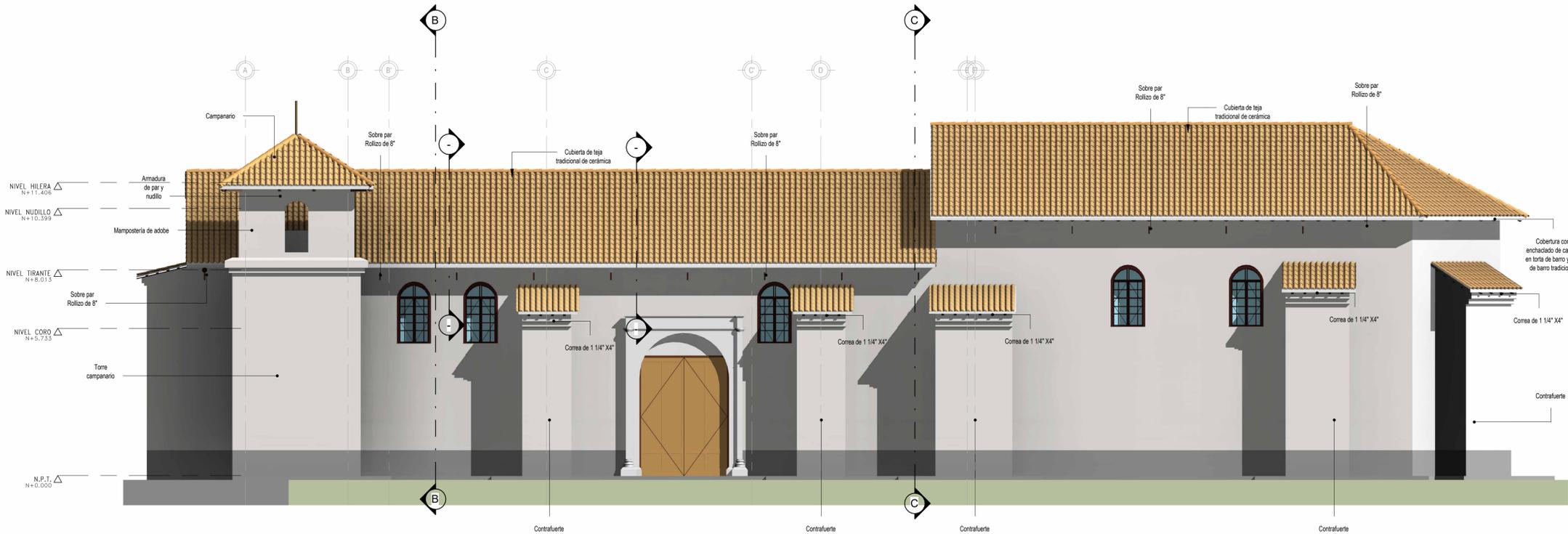


**AXONOMÉTRICO GENERAL II**  
ESCALA

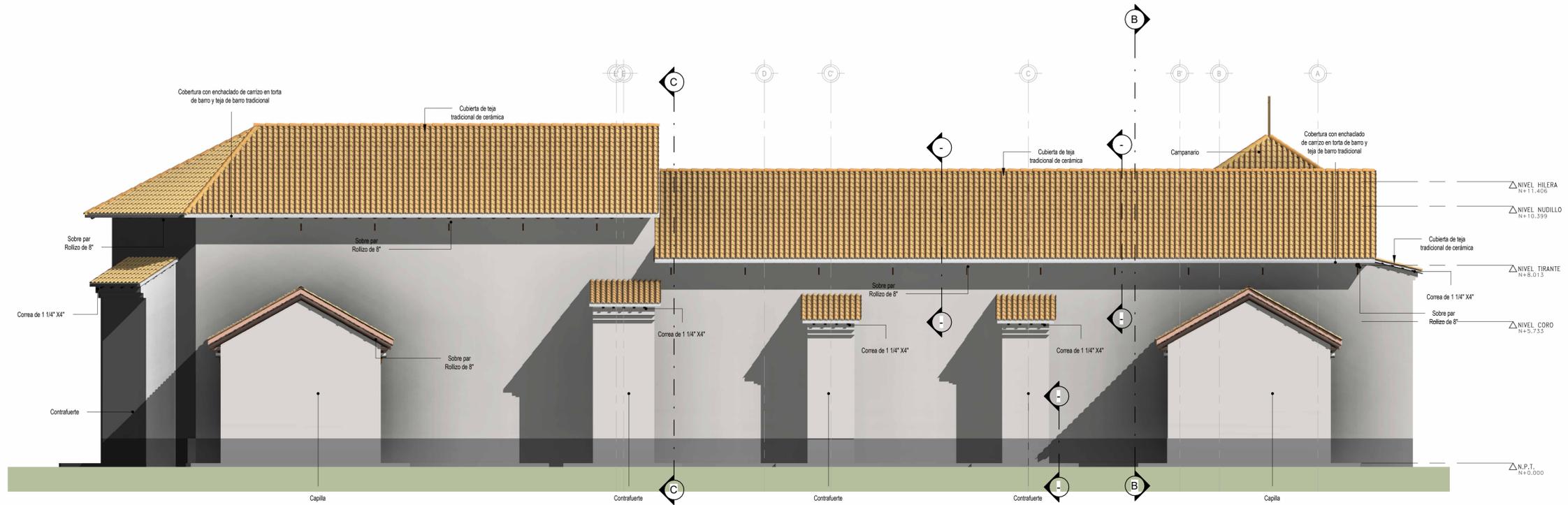


**ISO-MATERIALES DE PROYECTO**  
ESCALA

 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: DETALLES GENERALES III	<b>FECHA:</b> ENERO 2025	<b>LAMINA:</b> <b>U-07</b>
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P.	



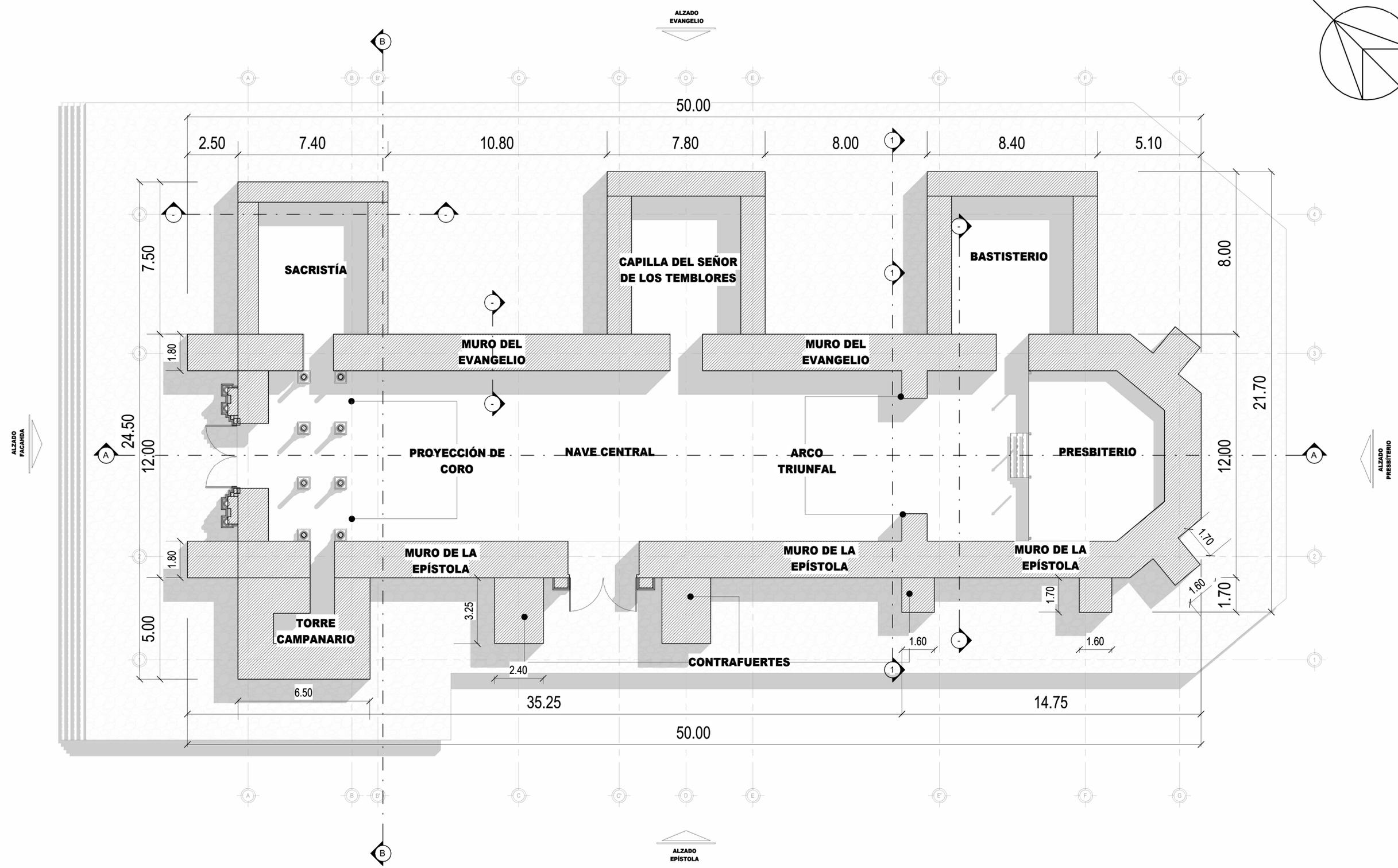
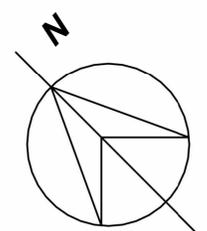
**ELEVACIÓN EPÍSTOLA**  
ESCALA 1 : 100



**ELEVACIÓN EVANGELIO**  
ESCALA 1 : 100

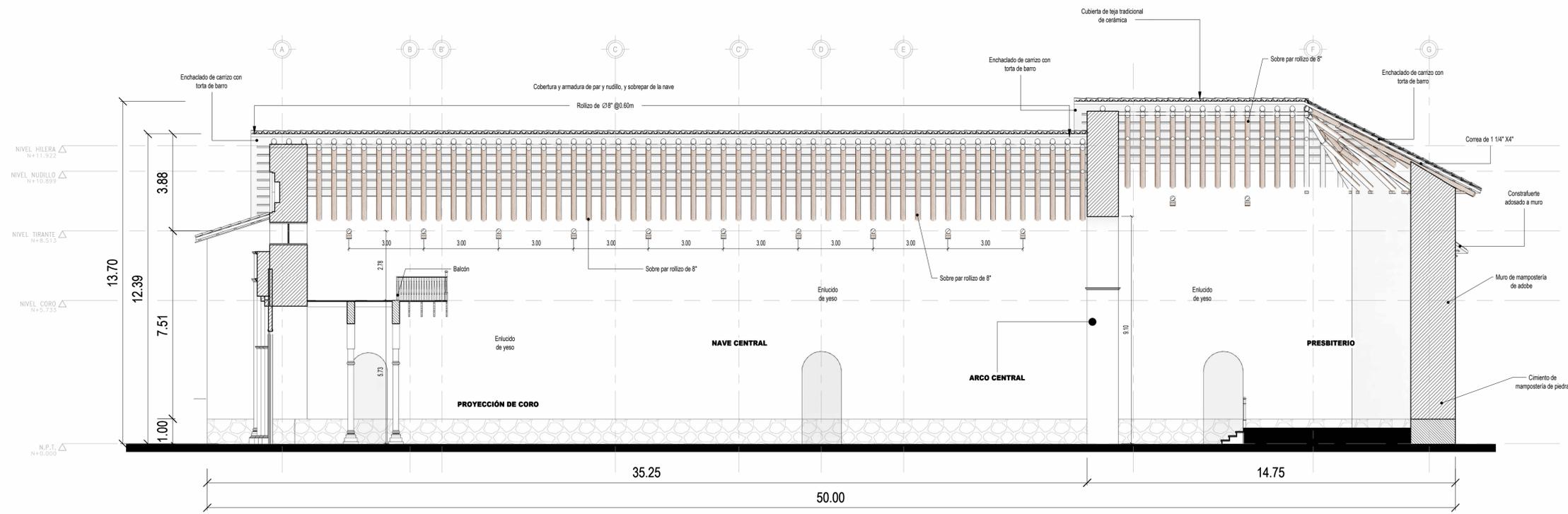
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"		
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>		
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: DETALLES GENERALES IV	<b>FECHA:</b> ENERO 2025
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>LAMINA:</b> U-08
	<b>FUENTE:</b> E.P.	



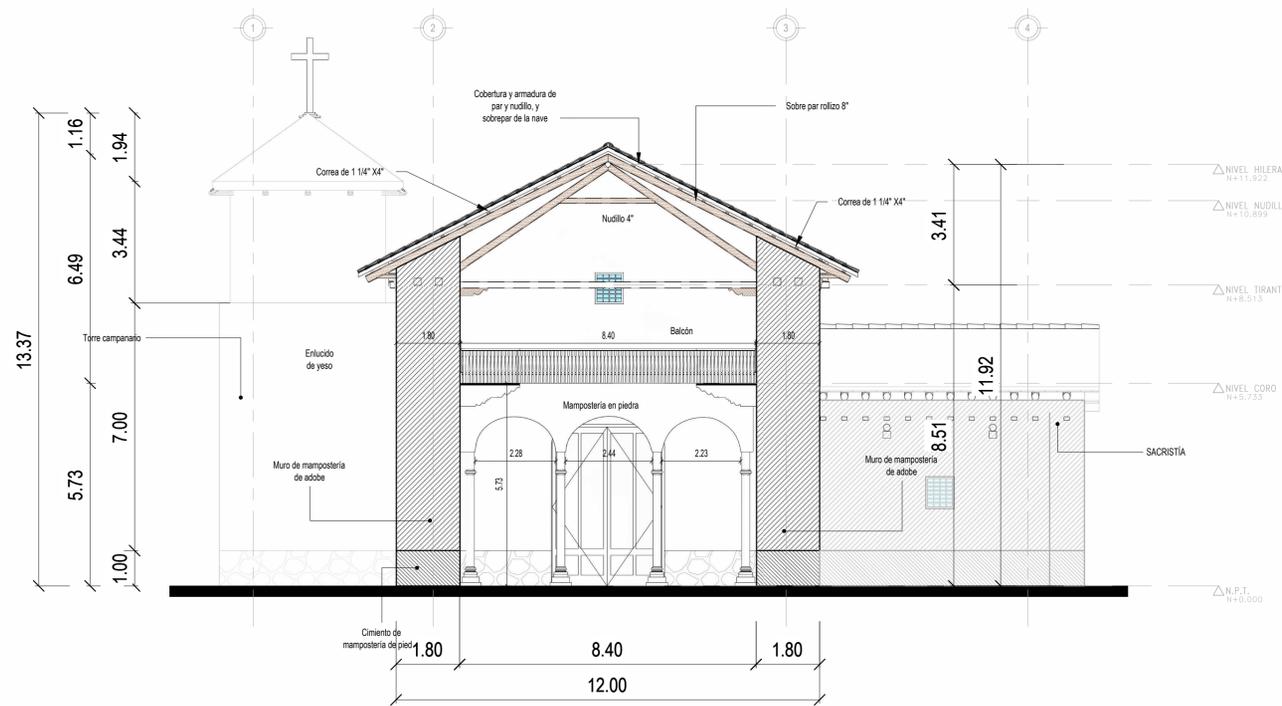


**PLANTA GENERAL**  
ESCALA 1:100

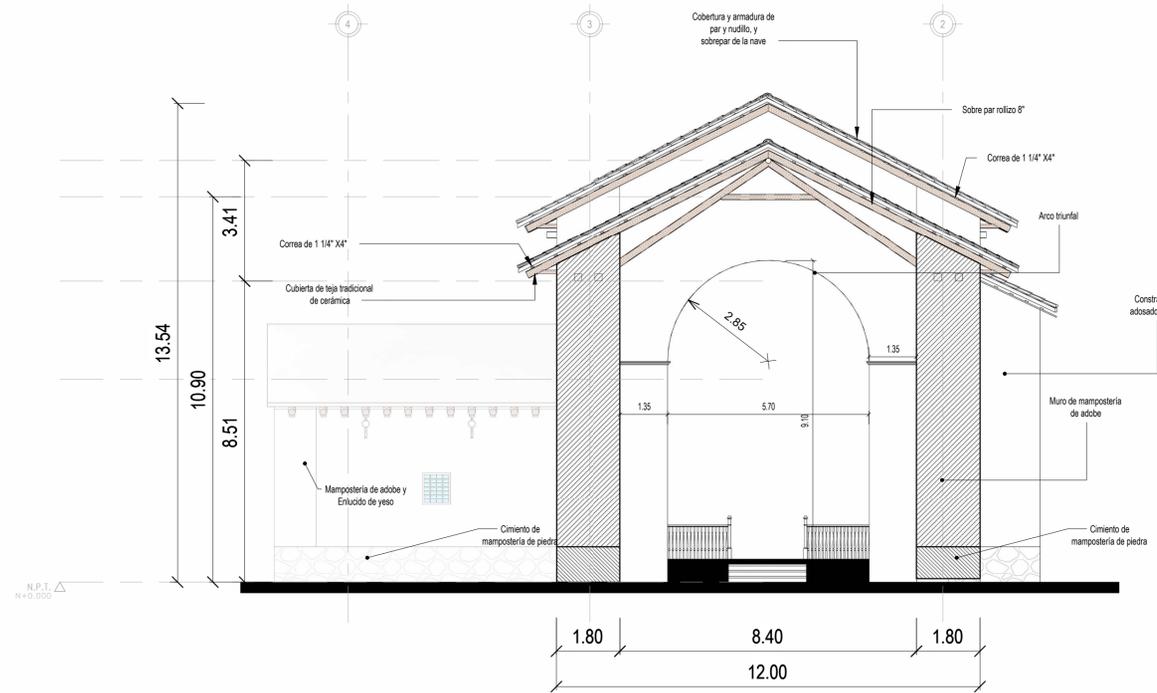
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: PLANTA GENERAL	<b>FECHA:</b> ENERO 2025	<b>LAMINA:</b> <b>U-01</b>
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P.	



**SECCIÓN A-A'**  
ESCALA 1 : 100

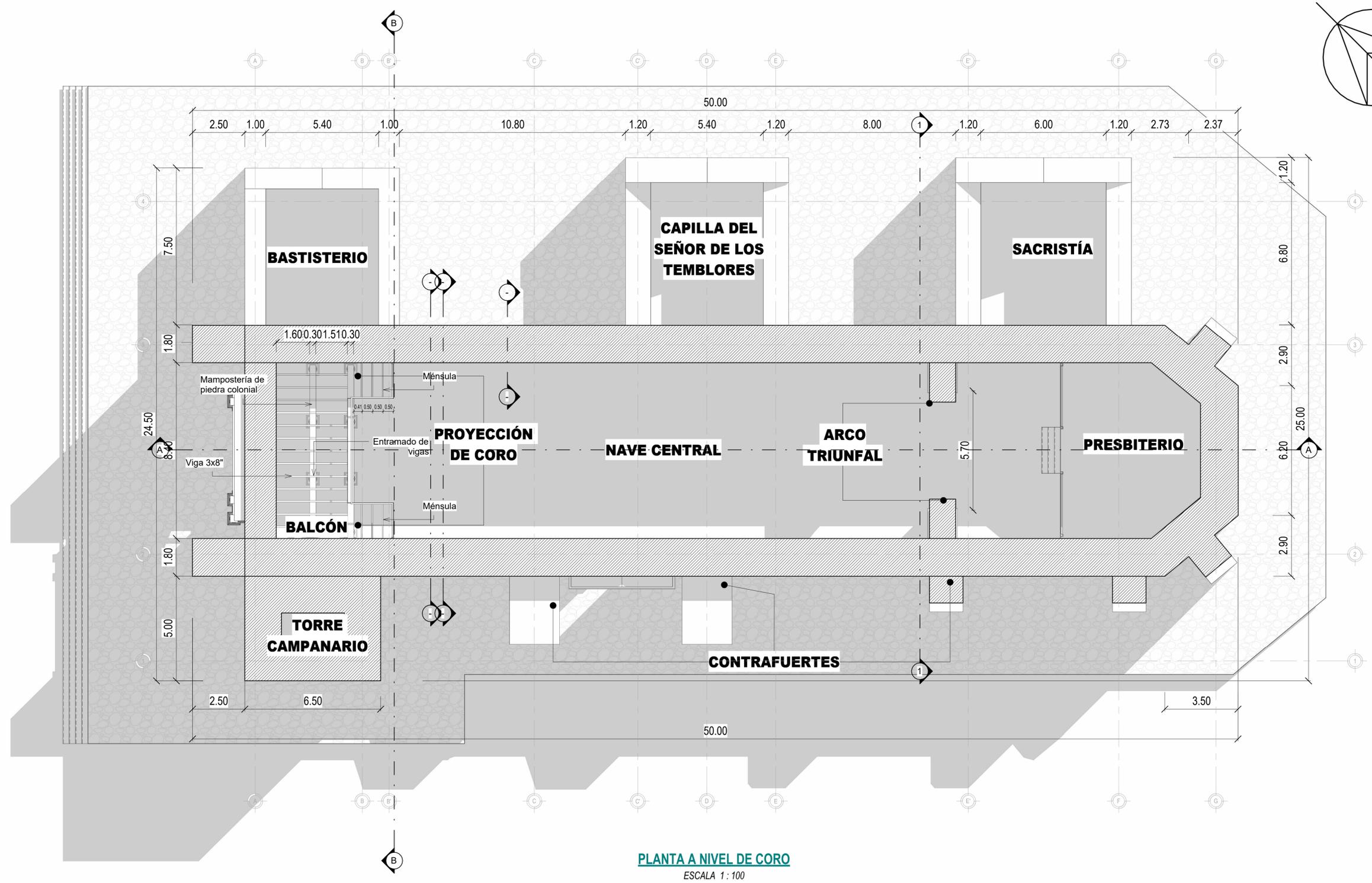
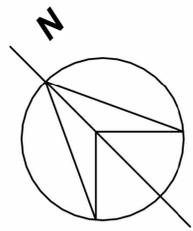


**SECCIÓN B-B'**  
ESCALA 1 : 100



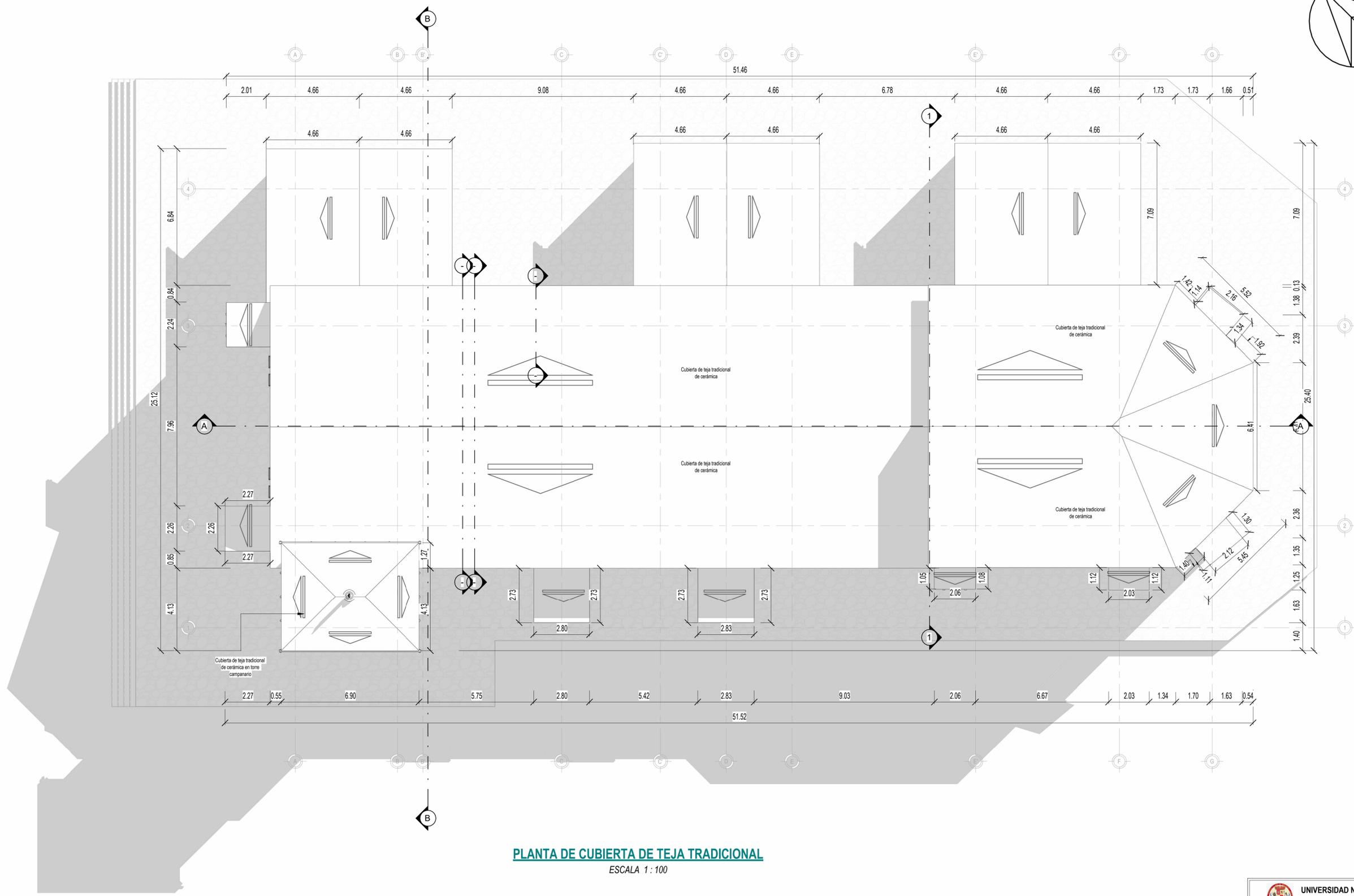
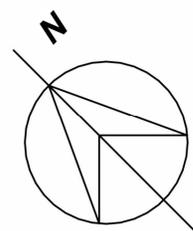
**SECCIÓN C-C'**  
ESCALA 1 : 100

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p>		
<p>TEMA: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"</p>		
<p>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>		
<p>UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO</p>	<p>PLANO: DETALLES CORTES Y ELEVACIONES IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES</p>	<p>FECHA: ENERO 2025</p>
<p>PROVINCIA: ACOMAYO</p>	<p>PRESENTADO POR: Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich</p>	<p>LAMINA: U-02</p>
<p>DISTRITO: SANGARARA</p>	<p>FUENTE: E.P.</p>	



**PLANTA A NIVEL DE CORO**  
ESCALA 1 : 100

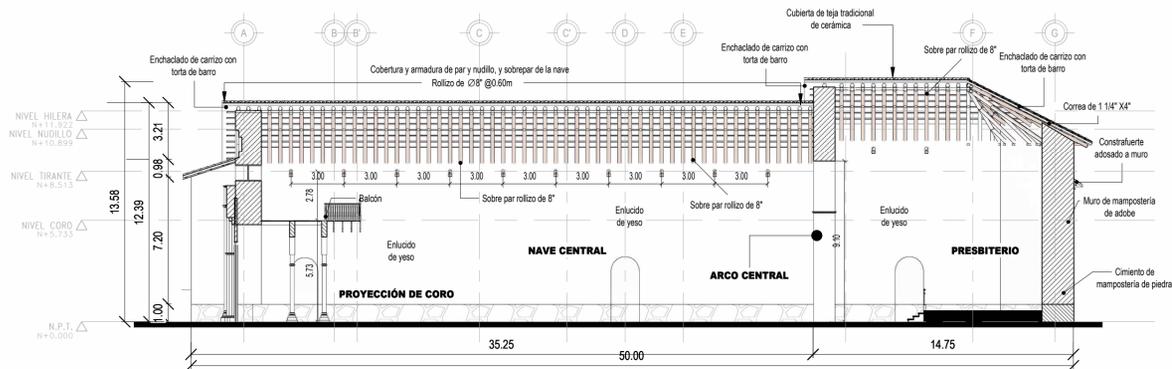
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABADEL DEL CUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: PLANTA A NIVEL DE CORO	<b>FECHA:</b> ENERO 2025	<b>LAMINA:</b> <b>U-03</b>
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P.	



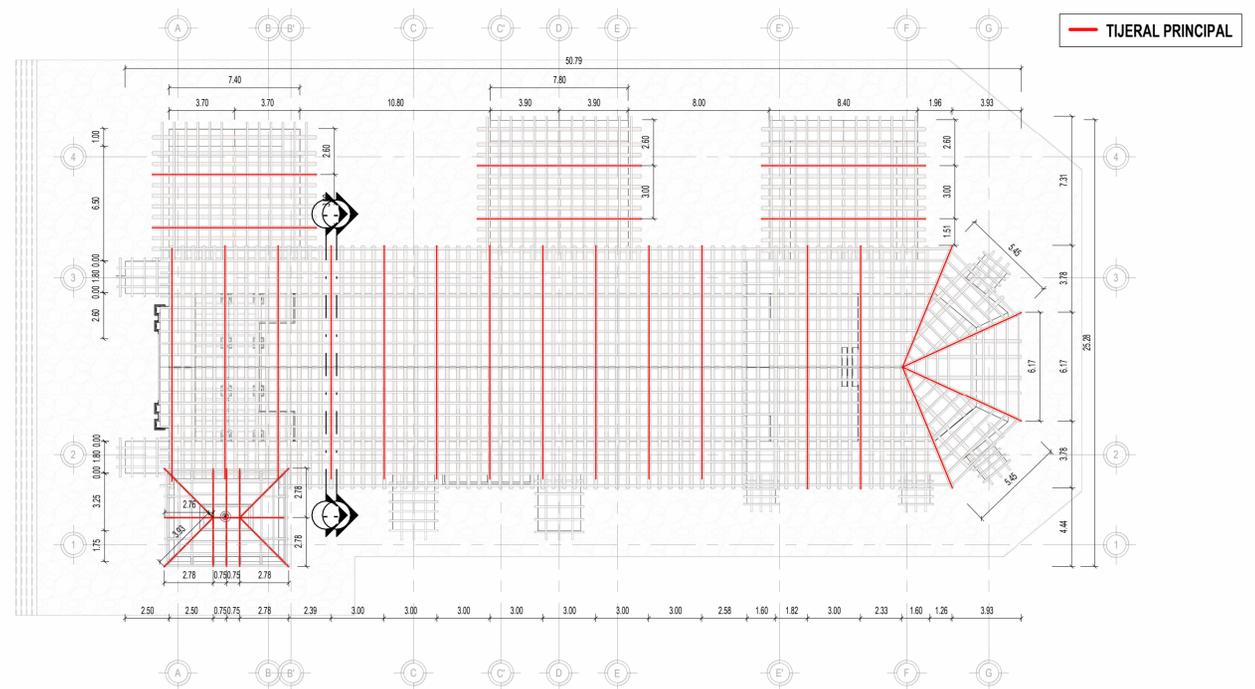
**PLANTA DE CUBIERTA DE TEJA TRADICIONAL**

ESCALA 1 : 100

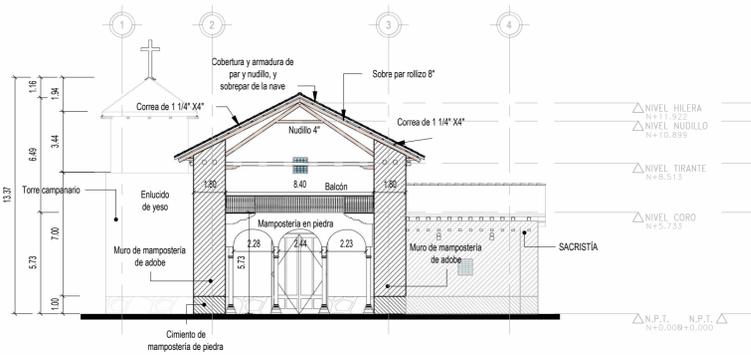
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABADEL DELCUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: PLANTA DE TECHO	<b>FECHA:</b> ENERO 2025	<b>LAMINA:</b> <b>U-04</b>
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P.	



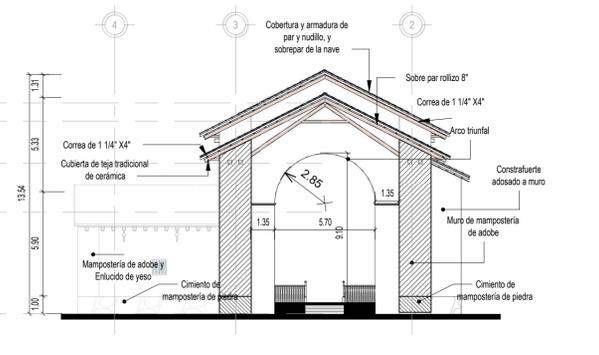
**SECCIÓN A-A**  
ESCALA 1 : 200



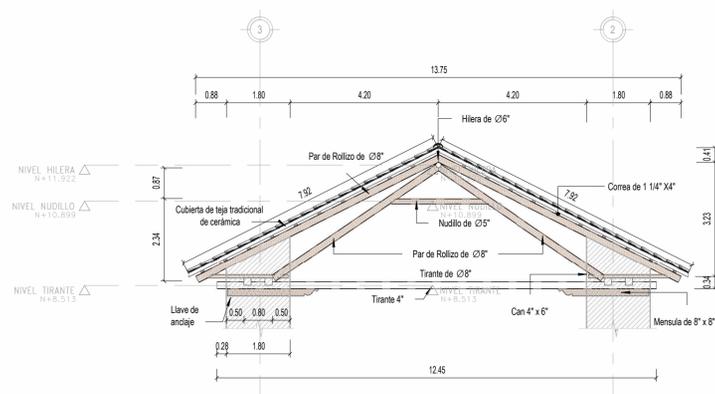
**DISTRIBUCIÓN DE TIJERALES EN CUBIERTA**  
ESCALA 1 : 200



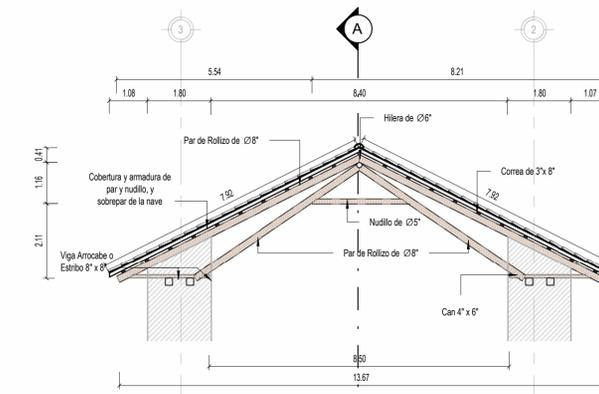
**SECCIÓN B-B**  
ESCALA 1 : 200



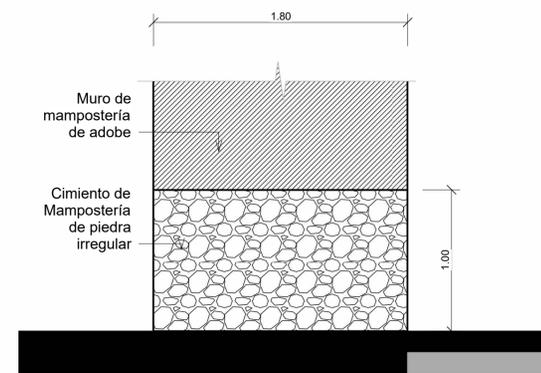
**SECCIÓN C-C**  
ESCALA 1 : 200



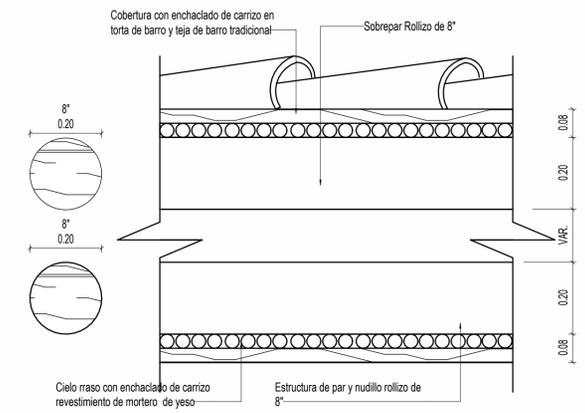
**TIJERAL PRINCIPAL @3.00m**  
ESCALA 1 : 100



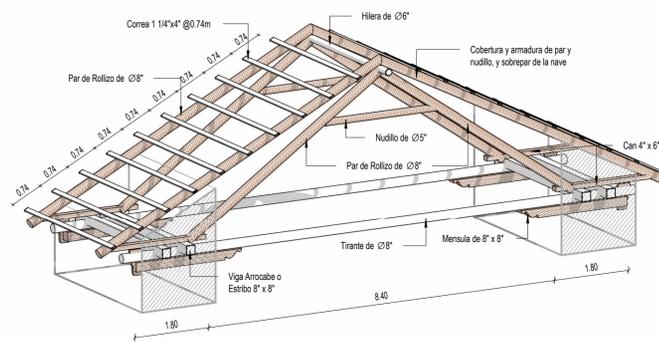
**TIJERAL SECUNDARIO @0.60m**  
ESCALA 1 : 100



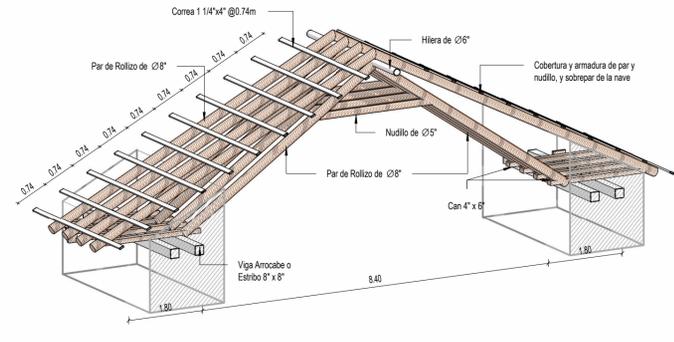
**DETALLE DE CIMIENTO**  
ESCALA 1 : 25



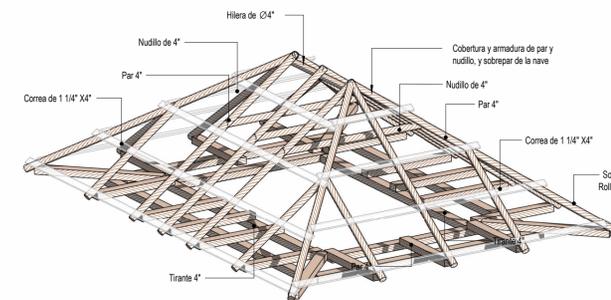
**DETALLE DE COBERTURA**  
ESCALA 1 : 10



**ISO-TIJERAL PRINCIPAL @3.00m**  
ESCALA

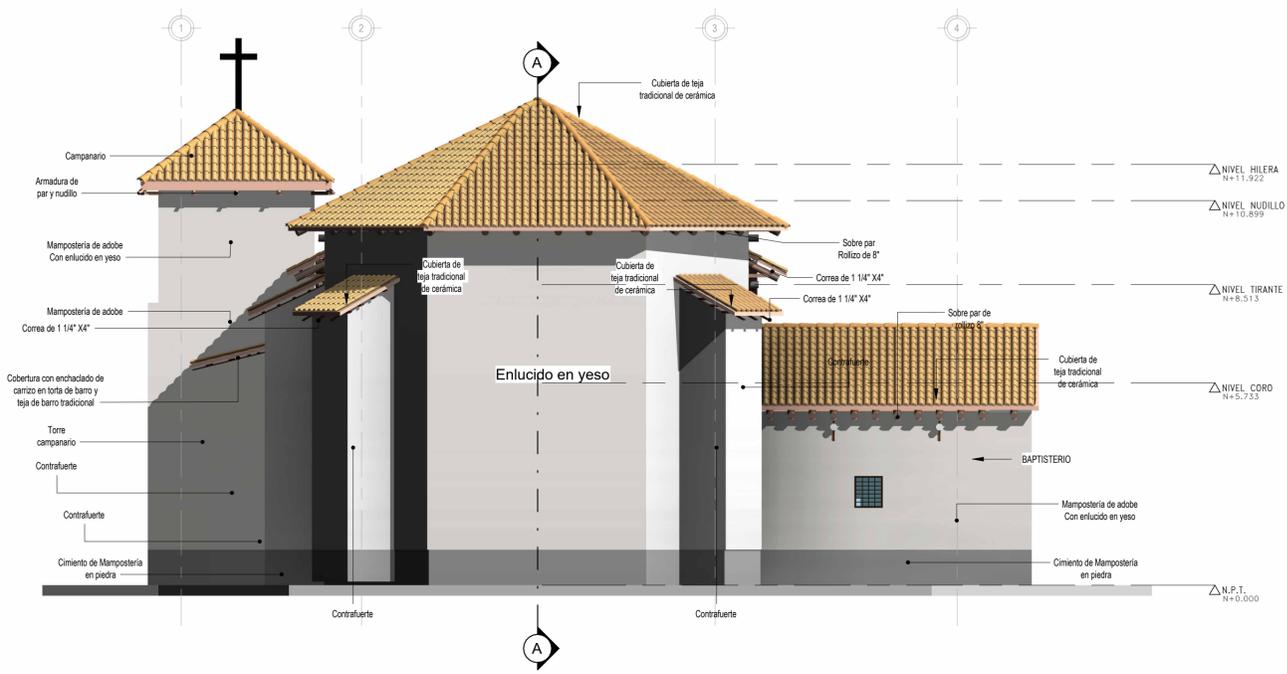


**ISO-TIJERAL SECUNDARIO @0.60m**  
ESCALA



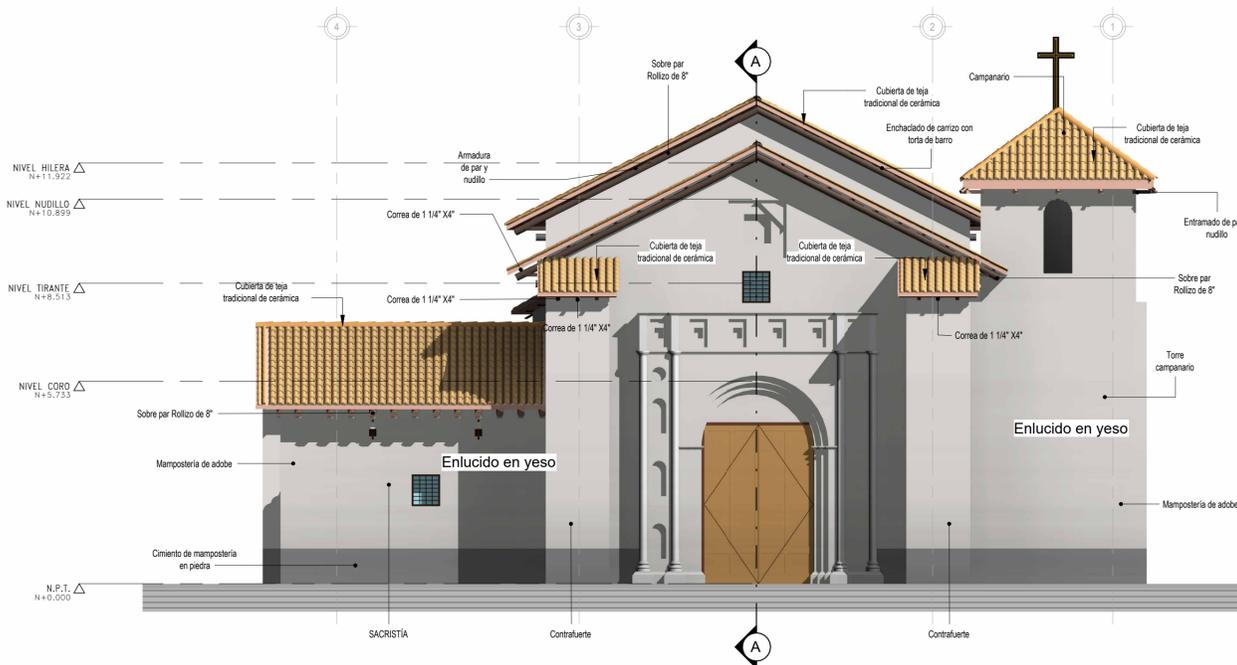
**ISO-TIJERAL TORRE CAMPANARIO**  
ESCALA

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p>		
<p>TEMA: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"</p>		
<p>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>		
<p>UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO</p>	<p>PLANO: DETALLES GENERALES I</p>	<p>FECHA: ENERO 2025</p>
<p>PROVINCIA: ACOMAYO</p>	<p>PRESENTADO POR: Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich</p>	<p>LAMINA: INDICADA U-05</p>
<p>DISTRITO: SANGARARÁ</p>	<p>FUENTE: E.P.</p>	



**ELEVACIÓN PRESBITERIO**

ESCALA 1 : 100



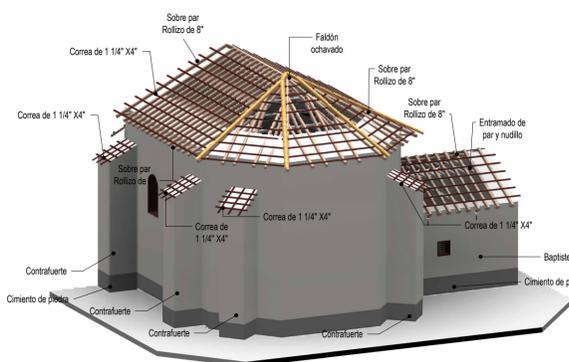
**ELEVACIÓN FRONTAL**

ESCALA 1 : 100



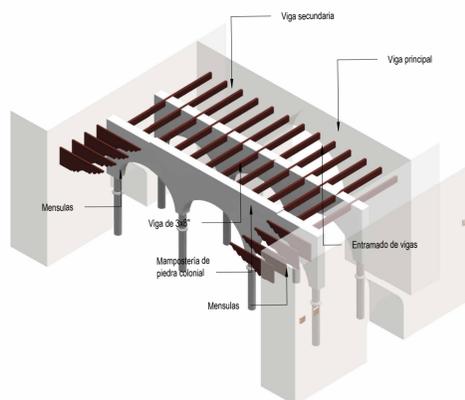
**ISO-CORO**

ESCALA



**ISO-FALDON OCHAVADO**

ESCALA

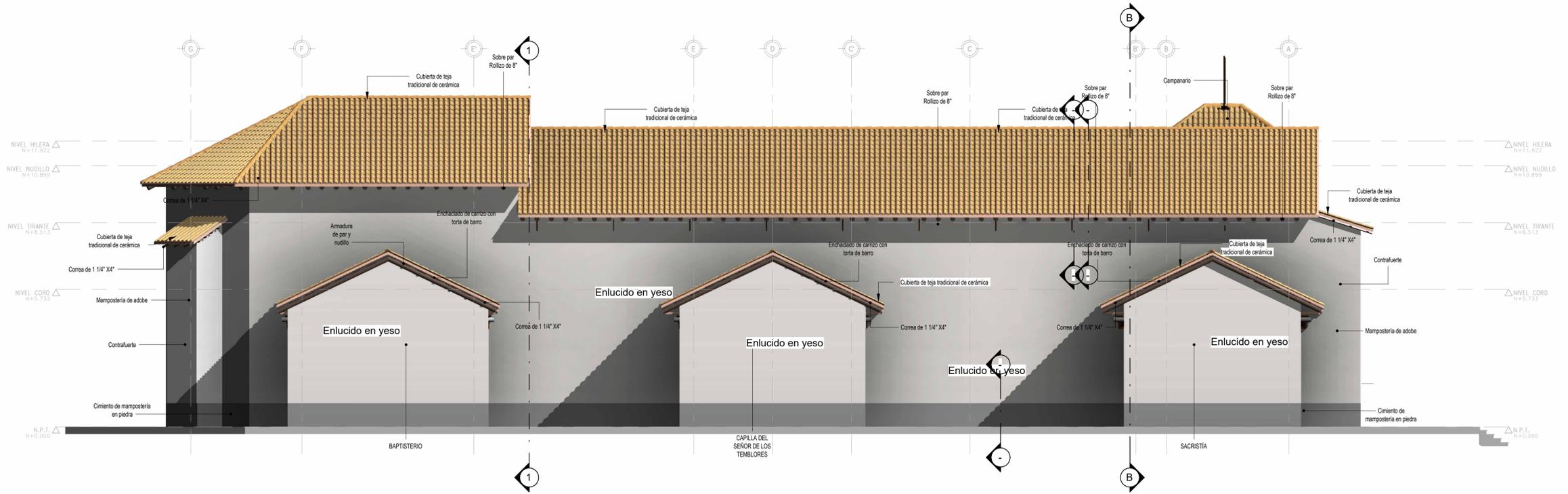


**ISO-ENTRAMADO DE VIGAS EN CORO**

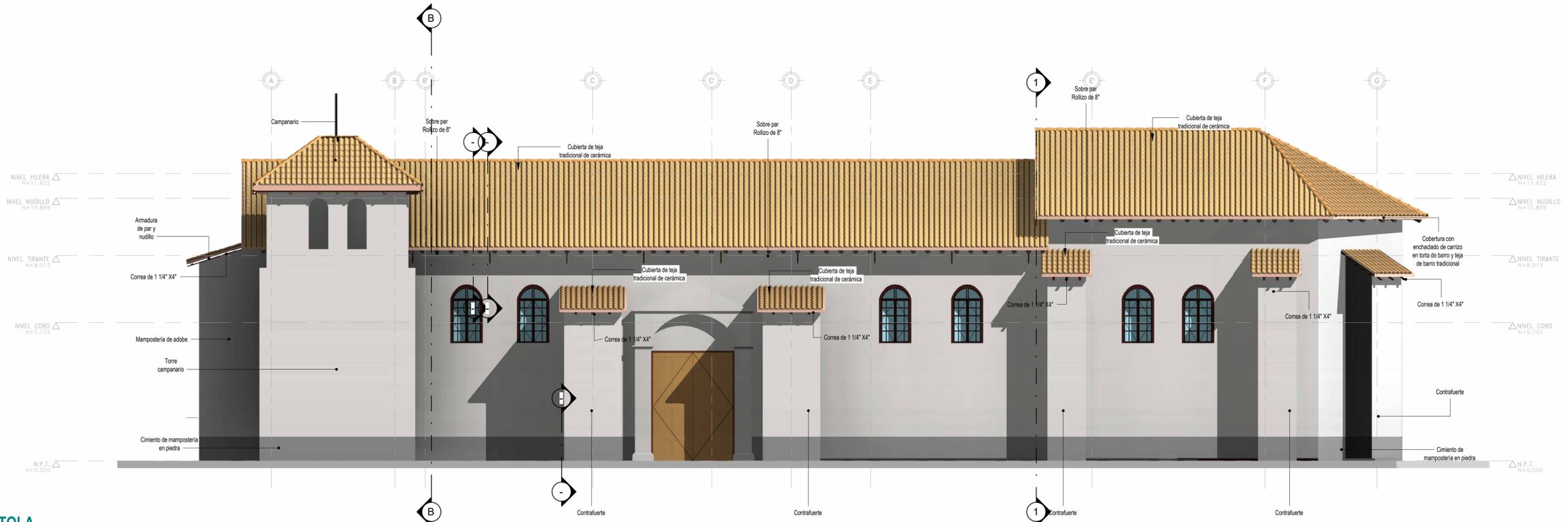
ESCALA

<p><b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO</b>  <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</b>  <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</b></p>		
<p><b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS ANDINAS COLONIALES TÍPICAS DE LA PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"</p>		
<p><b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b></p>		
<p><b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA</p>	<p>PLANO: DETALLES GENERALES II</p> <p>PRESENTADO POR: Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich</p>	<p>FECHA: ENERO 2025</p> <p>LAMINA: <b>U-06</b></p>
<p>ESCALA: INDICADA</p>		<p>FUENTE: E.P.</p>





**ELEVACIÓN EVANGELIO**  
ESCALA 1 : 100

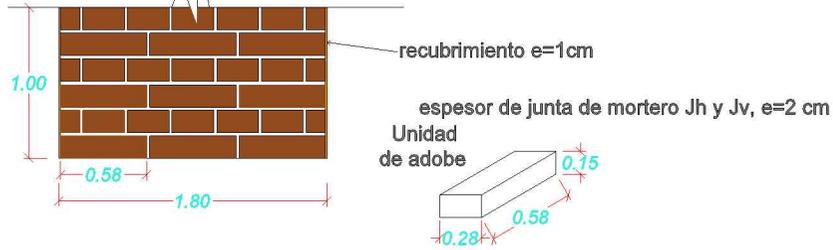


**ELEVACIÓN EPISTOLA**  
ESCALA 1 : 100

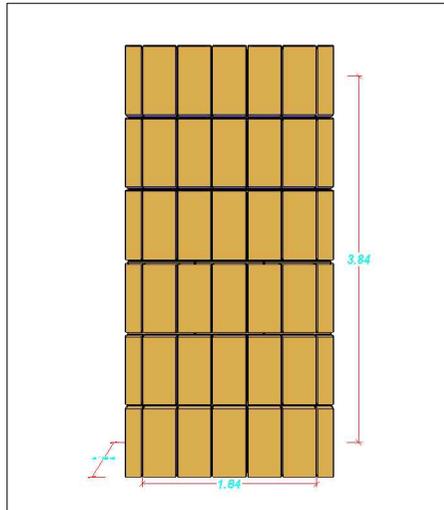
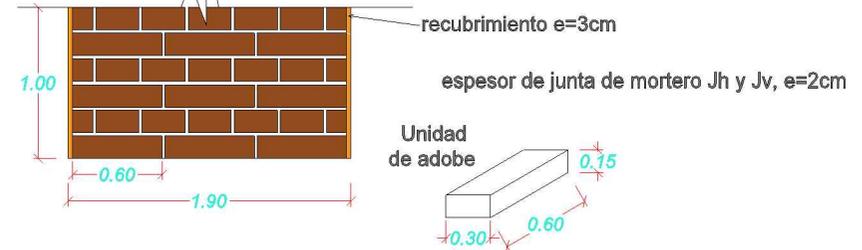
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABADEL DELCUSCO</b> FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
<b>TEMA:</b> "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"			
<b>TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</b>			
<b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: DETALLES GENERALES IV	<b>FECHA:</b> ENERO 2025	<b>LAMINA:</b> <b>U-08</b>
<b>PRESENTADO POR:</b> Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FUENTE:</b> E.P.	

**CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA DE ADOBE - IGLESIA II**

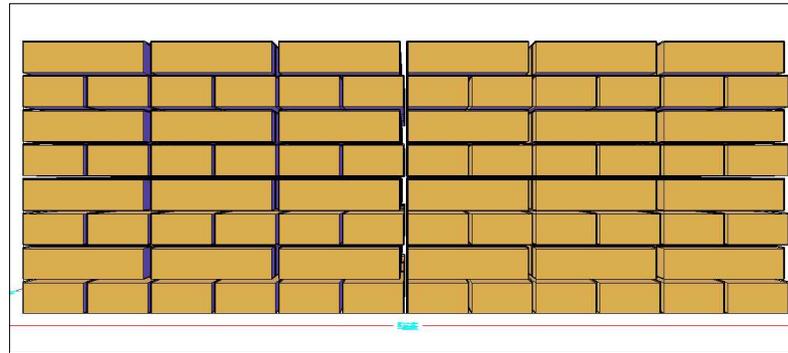
Sistema de aparejo Ingles



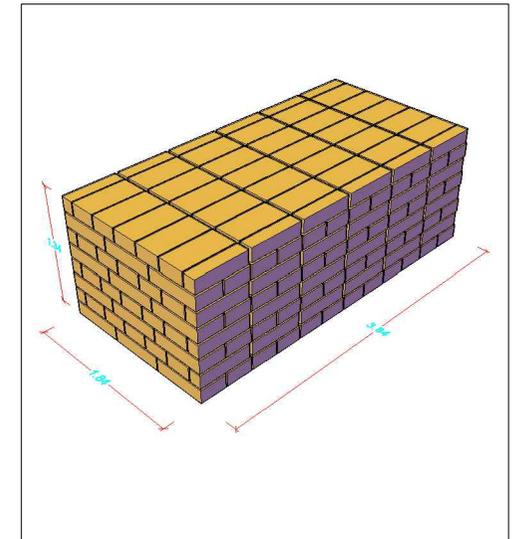
**CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA DE ADOBE - IGLESIA I**



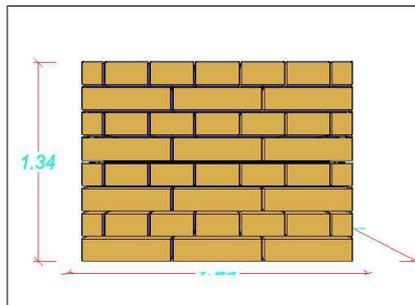
**VISTA DE PLANTA DE APAREJO DE ADOBE**  
ESC: 1/50



**VISTA LATERAL DE APAREJO DE ADOBE**  
ESC: 1/50



**DETALLE ISOMETRICO SISTEMA DE APAREJO- INGLES**  
ESC: 1/50



**VISTA FRONTAL DE APAREJO**  
ESC: 1/50



**FOTOGRAFIA DE DETALLE DE APAREJO IGLESIAS**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA: "EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS IGLESIAS COLONIALES SANTA CATALINA Y VIRGEN DE LAS NIEVES DEL DISTRITO DE SANGARARÁ, PROVINCIA DE ACOMAYO, CUSCO-2024"

TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

UBICACIÓN: DEPARTAMENTO: CUSCO PROVINCIA: ACOMAYO DISTRITO: SANGARARA	PLANO: DETALLES GENERALES V	FECHA: ENERO 2025
PRESENTADO POR: Br. Ing. Civil. MARQUEZ QUISPE, Saul Manuel Br. Ing. Civil. QUISPE SULLCA, Johan Novich	ESCALA: INDICADA	LAMINA: U-09
	FUENTE: E.P.	

**ANEXO 9:**

**DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS IGLESIAS EN ESTUDIO**

- 1. SANTA CATALINA DE MARCACONGA**
- 2. VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARA**

# IGLESIA SANTA CATALINA DE MARCACONGA

DG-IGLESIA-I

Fecha: 01/01/2025

## DATOS GENERALES

<b>Fecha de Construcción:</b>	Finales del año 1597, siglo XVI
<b>Departamento/Provincia/Distrito:</b>	Cusco-Acomayo-Sangarará
<b>Dirección:</b>	El templo Santa Catalina de Maracacongca está ubicado en el sector Norte de la antigua plaza principal de la comunidad campesina de Maracacongca, distrito de Sangarará, provincia de Acomayo. Se emplaza a una distancia de 130 km, de la ciudad del Cusco.

## RECONOCIMIENTO CULTURAL E HISTÓRICO

Es un monumento histórico artístico con Resolución Directoral Nacional N° 1252/INC, que, declara como Bien Integrante del Patrimonio Cultural de la Nación al Templo Santa Catalina de Maracacongca.

## DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

**Composición en planta:** La iglesia tiene forma planta rectangular, con una nave principal alargada rectangular (50m x 12m) y una nave secundaria (presbiterio) perpendicular (25m x 12m). Además posee 3 ambientes (2 capillas, baptisterio) y una torre campanario adosados a la nave principal y contrafuertes a ambos lados (muros longitudinales laterales) de la nave principal.

**Ambientes adosados a la nave central:** Hay dos capillas y un baptisterio adosadas a ambos lados de la nave principal. Estos ambientes son de menor altura que la nave central, también tienen cubierta techo con un sistema de par y nudillo y muros de albañilería de adobe.

**Valor patrimonial:** El aspecto más resaltante de la iglesia de Santa Catalina de Maracacongca, es que cuenta con tres retablos de altar mayor superpuestos que corresponden a diferentes épocas y estilos; el primero, fingido, de finales del siglo XVI, el segundo de estilo renacentista que debió ser realizado en el siglo XVII y el último de madera de estilo neo rococó del siglo XVIII. El templo de Maracacongca advocado a Santa Catalina de Alejandría, mártir del cristianismo, considerada asimismo patrona del poblado de Maracacongca.

## DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

**Sobrecimientos:** Todos los muros cuentan con cimiento y sobrecimiento de albañilería de piedra irregular de altura 1 m en promedio.

**Muros:** Posee muros de albañilería de adobe de espesor entre 1.90 m con revoque de barro seleccionado y encalado al interior y exterior. Cerca al muro de pies se encuentran tres columnas que, mediante arcos, sostienen el coro interior.

**Fachada:** La fachada tiene una portada de piedra colonial, además sostenida por dos contrafuertes de albañilería de adobe con un ancho de 1.90m y sobrecimiento de piedra

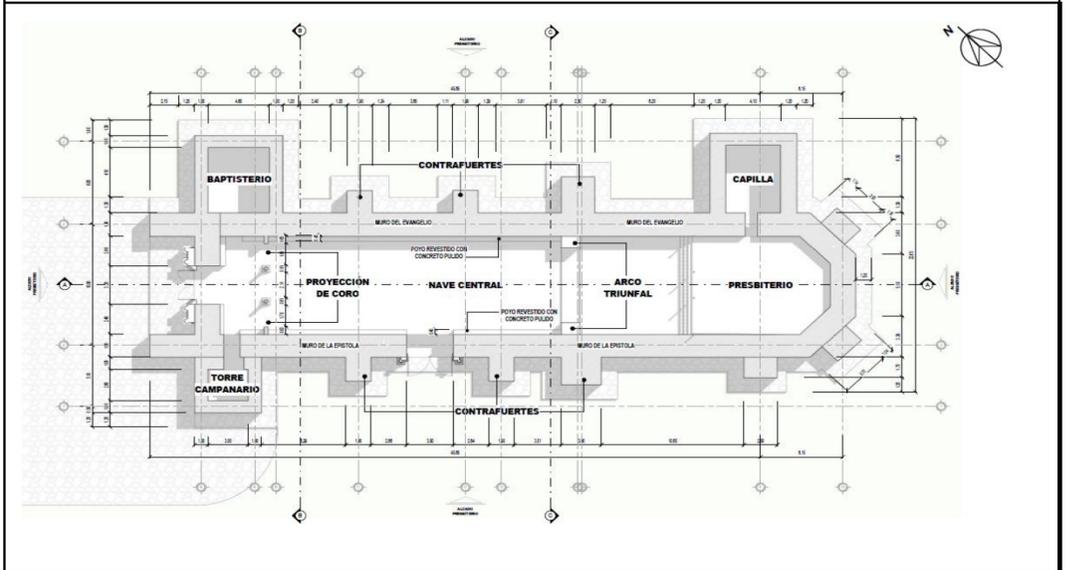
**Arco triunfal:** Ubicado antes del presbiterio, en la nave central.

**Contrafuertes:** La iglesia posee contrafuertes en los muros longitudinales laterales de la nave principal estos son de 2x3m en promedio

**Cubierta:** Compuesta por par, sobre par y nudillo además cubierta con teja tipo colonial. estructurado con madera rolliza, compuesta con enchaclado de carrizo, torta de barro

**Campanario:** Presenta un campanario en forma de espadaña escalonada de dos niveles. La base está constituida por un cuerpo de factura mestiza, trabajado en adobe, con embarre y encalado.

## ESQUEMA EN PLANTA



Fuente: Elaboración propia

## EDIFICACIONES ADYACENTES

Alrededor de la iglesia no se encuentra ninguna edificación adyacente.

## IMÁGENES



Figura 1. Vista de fachada de la Iglesia



Figura 2. Vista general panorámica de la iglesia.



Figura 3. Visita 3D exterior e interior de la iglesia Santa Catalina de Maracacongca



Figura 4. Vista del retablo moldurado en yeso dorados y policromados

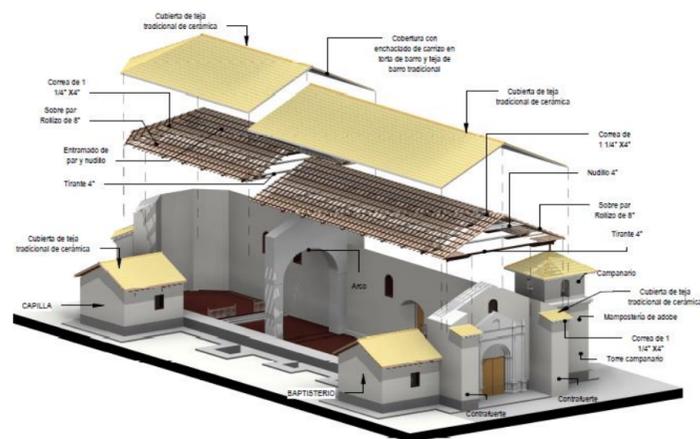


Figura 5. Vista explotada general de la iglesia Santa Catalina

Fuente: Elaboración propia

Referencia:

De informe de Pre-liquidación del Proyecto. "RECUPERACIÓN DEL MONUMENTO VIRREINAL RELIGIOSO TEMPLO SANTA CATALINA DE MARCACONGA, DISTRITO SANGARARA, PROVINCIA DE ACOMAYO, DEPARTAMENTO DE CUSCO"

# IGLESIA VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARÁ

DG-IGLESIA-II

Fecha: 01/01/2025

## DATOS GENERALES

Fecha de Construcción:	siglo XVI-XVII
Departamento/Provincia/Distrito:	Cusco-Acomayo-Sangarará
Dirección:	El templo de la "Virgen de las Nieves" se encuentra ubicado en la localidad de Sangarará. A la cual se accede por la vía Cusco Sicuani, tomando la carretera afirmada a la altura del puente de Chuquicahuana y a una distancia aproximada de 120 km. de la Ciudad del Cusco.

## RECONOCIMIENTO CULTURAL E HISTÓRICO

Es un monumento histórico artístico con Resolución Directoral Nacional N° 285/INC, que, declara como Patrimonio Cultural de la nación a la Iglesia Virgen de las Nieves de Sangarara.

## DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

**Composición en planta:** La iglesia tiene forma planta rectangular, con una nave principal alargada rectangular (50m x 11m) y una nave secundaria elevada (presbiterio) perpendicular (20m x 11m). Además posee 3 ambientes (2 capillas, baptisterio) y una torre campanario adosados a la nave principal y contrafuertes a lado del muro longitudinal lateral llamado muro de la epístola.

**Ambientes adosados a la nave central:** Hay tres capillas adosadas al muro del evangelio de la nave principal. Estos ambientes son de menor altura que la nave central, también tienen cubierto techo con un sistema de par y nudillo y muros de albañilería de adobe.

**Valor patrimonial:** la iglesia Virgen de las Nieves de Sangarará, durante la Revolución de Tupac Amaru este templo fue incendiado 18 de noviembre de 1780 el cacique José Gabriel Túpac Amaru derrotó a las fuerzas españolas en un cruento enfrentamiento conocido desde entonces como la Batalla de Sangarará, muriendo en su interior soldados españoles; la portada presenta nichos laterales con arco de medio punto, la tere está a dos a da a la nave de dos aguas. Su interior presenta lienzos y un altar barroco.

## DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

**Sobrecimientos:** Todos los muros cuentan con cimiento y sobrecimiento de albañilería de piedra irregular de altura 1-1.10 m en promedio.

**Muros:** Posee muros de albañilería de adobe de espesor entre 1.80 m con revoque de barro seleccionado y encalado al interior y exterior. Cerca al muro de pies se encuentran tres columnas que, mediante arcos, sostienen el coro, el cual tiene forma de "U".

**Fachada:** La fachada tiene una portada de piedra colonial, además sostenida por dos contrafuertes de albañilería de adobe con un ancho de 1.90m y sobrecimiento de piedra

**Arco triunfal:** Ubicado antes del presbiterio, en la nave central.

**Contrafuertes:** La iglesia posee contrafuertes en los muros longitudinales laterales de la nave principal estos son de 2x3m en promedio

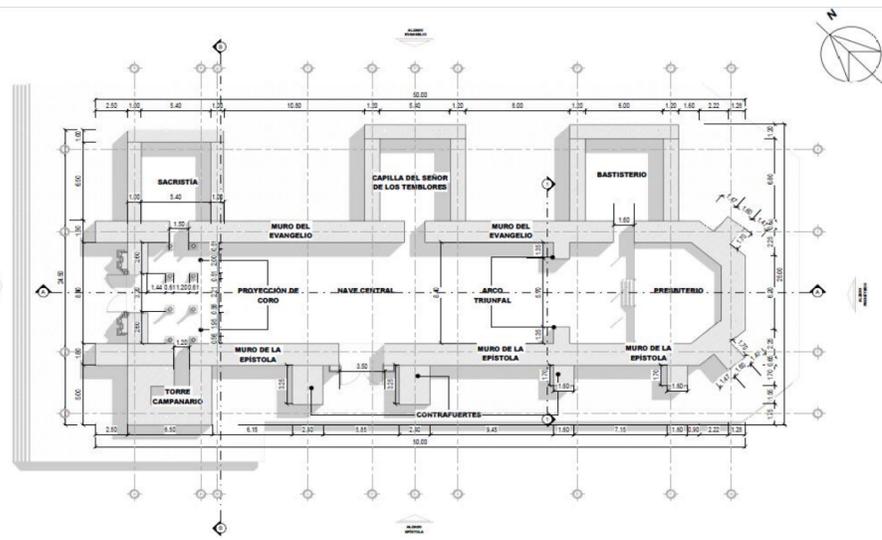
**Cubierta:** Compuesta por par, sobre par y nudillo además cubierta con teja tipo colonial. estructurado con madera rolliza, compuesta con enchaclado de carrizo, torta de barro

**Campanario:** Presenta un campanario en forma de espadaña escalonada de dos niveles. La base está constituida por un cuerpo de factura mestiza, trabajado en adobe, con embarre y encalado.

Referencia:

Expediente técnico del Proyecto. "RESTAURACION Y PUESTA EN VALOR DEL MONUMENTO HISTORICO ARTISTICO TEMPLO VIRGEN DE LAS NIEVES DE SANGARARA"

## ESQUEMA EN PLANTA



Fuente: Elaboracion propia

## EDIFICACIONES ADYACENTES

Alrededor de la iglesia no se encuentra ninguna edificación adyacente.

## IMÁGENES



Figura 1. Vista de fachada de la Iglesia



Figura 2. Vista general panorámica de la iglesia.

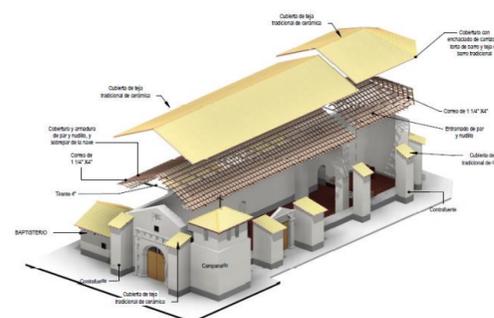


Figura 3. Vista 3D exterior lateral de la iglesia Virgen de las Nieves



Figura 4. Vista del arco triunfal interior de la iglesia Virgen de las Nieves.

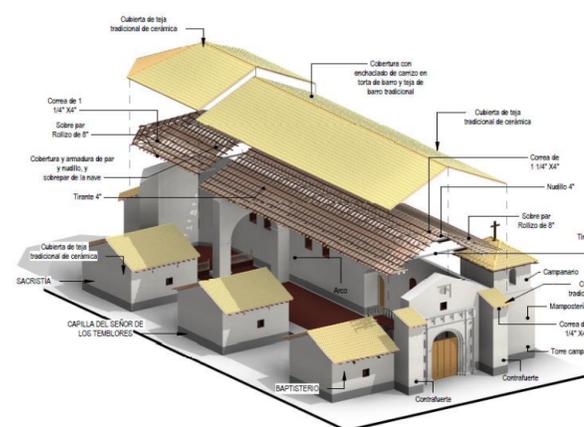


Figura 5. Vista explotada general de la iglesia virgen de las Nieves  
Fuente: Elaboracion propia

**ANEXO 10:**  
**ESTUDIO DE SUELOS DE EXPEDIENTES TÉCNICOS**



Plataforma de Registro, Evaluación y Seguimiento de Expedientes Técnicos (PRESET)

## **MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE POMACANCHI**

***Proyecto: "MEJORAMIENTO, AMPLIACION DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO INTEGRAL EN LA COMUNIDAD CAMPESINA DE SANTA ROSA DE IHUINA, DISTRITO DE POMACANCHI - ACOMAYO - CUSCO"***

**SNIP: 310781**

# **3- Estudio de Mecánica de Suelos**

### 1.2.9 CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA

La COMUNIDAD de Santa Rosa de Ihuina está ubicada sobre una altura de 3590 m.s.n.m. y tiene una temperatura promedio del orden de los 5°C y 15°, y con temperatura mínima de -10°C; y los vientos predominantes proceden del Nor Oeste principalmente.

### 1.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Con el propósito de determinar las características estratigráficas del subsuelo donde se ejecutara el proyecto MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO INTEGRAL EN LA COMUNIDAD CAMPESINA DE SANTA ROSA DE IHUINA, DISTRITO DE POMACANCHI – ACOMAYO – CUSCO, se efectuaron pozos a cielo abierto, distribuido en el área designada para la obra.

Así mismo, se realizaron sondeos con PDL, para determinar la densidad relativa y consistencia de los diferentes estratos alcanzando hasta una profundidad de 3.50 m. desde el nivel de terreno actual.

Se efectuó ensayos de densidad de campo tanto en calicatas como en la línea de conducción.

Se obtuvo muestras inalteradas y disturbadas representativas, para ser procesados en el laboratorio para sus respectivos análisis.

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	NORMA ASTM
1. Método para Clasificación de Suelos con propósito de Ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
2. Ensayos de Densidad In Situ por el método del Cono de Arena	NTP 339.143 (ASTM D1556)
3. Descripción e Identificación de Suelos (Procedimiento Visual-Manual)	NTP 339.150 (ASTM D 2488)
4. Ensayos de Penetrómetro Dinámico Ligero DPL	NTP 339.159 (DIN 4094)
5. Caracterización de Campo con fines de diseño de Ingeniería y Construcción	NTP 339.162 (ASTM D 4648)
6. Determinación de los niveles freáticos.	

### 1.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras de suelo obtenidas de los pozos de exploración, fueron sometidas a los siguientes ensayos y análisis de Laboratorio:

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	NORMA ASTM
1) Contenido de Humedad	NTP 339.127 (D 2216)

2) Análisis Granulométrico	NTP 339.128 (D 442)
3) Límites Líquido	NTP 339.129 (D 4318)
4) Límites Plástico	NTP 339.129 (D 4318)
5) Clasificación: H.R.B. y SUCS	NTP 339.134 (D 2487)
6) Corte en Suelos Gravosos	D 3080
7) Densidad Relativa	NTP 339.137 (D 4253) NTP 339.137 (D 4254)

Luego de haberse realizado los indicados ensayos se comparó con los datos de campo referidas a las características de suelos, efectuándose así a la compatibilización correspondiente con la clasificación SUCS.

### 1.5 PERFIL DEL SUELO

Posterior a la caracterización de los materiales encontrados en los depósitos subyacentes, a partir de los niveles del terreno actual donde será ubicada la Construcción, se ha identificado la secuencia estratigráfica, las mismas que se detallan en los perfiles estratigráficos adjuntos.

### 1.6 NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

Es importante señalar, que durante la exploración no se detectó el nivel de agua freática en todas las prospecciones realizadas

### 1.7 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN (GEOTÉCNICO)

#### 1.7.1 TIPO DE CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta, las características estratégicas y los ensayos de campo y las propiedades índice y mecánica del subsuelo así como la magnitud de las descargas de las diferentes Estructuras del MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO INTEGRAL EN LA COMUNIDAD CAMPESINA DE SANTA ROSA DE IHUINA, DISTRITO DE POMACANCHI – ACOMAYO – CUSCO, el tipo de cimentación recomendable es de una cimentación a base de:

**CAPTACIÓN Y RESERVORIO: Losa de cimentación**

#### 1.7.2 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta las características estratigráficas que presenta el terreno para cada estructura:

Captación.- Suelos de matriz arcillo limoso con presencia de gravas.

Reservorio.- Suelos de matriz areno arcillo mezclado con arenas limosas con presencia de gravas.

la cimentación. Cabe mencionar, que bajo estas condiciones es importante tener un estricto control durante el proceso de la construcción en relación a los espesores de recubrimientos, y un análisis del agua de los agregados que se utilizara en la producción del concreto. Por consiguiente se recomienda el uso de un cemento de Pórtland tipo I, para la preparación de las mezclas de concreto.

## 1.21 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones más importantes del estudio se describen a continuación:

1. Las características del subsuelo están definidas en el perfil estratigráfico, con presencia de suelos orgánicos, arcillas, limos, arenas y gravas.
2. No se detectó el nivel de aguas freáticas al momento del estudio.
3. La profundidad de cimentación para la platea de cimentación mínima será de -1.00 m. por debajo de la cota del terreno.
4. El tipo de cimentación recomendable de acuerdo a las características estratigráficas, ensayos de campo, propiedades de índice y mecánica del subsuelo. Asimismo, considerando la importancia de la edificación, el tipo de cimentación es a base de:

### - Losa de cimentación

5. Para el tipo de cimentación estudiada y conectadas en ambos sentidos, la capacidad de carga admisible alcanza valores de:

ESTRUCTURA	Df(m)	qadm(Kg/cm <sup>2</sup> )
Captación	1.00	1.12
Reservorio	1.00	1.22
Planta de Tratamiento	1.00	1.70

6. Los asentamientos diferidos verticales en caso de que los materiales del subsuelo llegara a saturarse y considerando la carga de trabajo establecida, alcanza a un valor de 10.8 mm. para el área cargada uniformemente al centro de la cimentación, y de 5.4 mm en las cimentación al borde.

ESTRUCTURA	mm
Captación	1.96
Reservorio	2.13

7. El diseño estructural debe considerar los posibles asentamientos diferenciales, tomando en cuenta los valores obtenidos para los asentamientos diferidos.

8. En el caso de cimentaciones perimetrales o elementos estructurales de retención para calcular el empuje activo se debe tomar un coeficiente activo

**DETERMINACIÓN DEL EQUILIBRIO PLÁSTICO**

$Ea = 1/2 \gamma H^2 Ka$  Según Rankine

**CAPTACIÓN**

Ka	0.51445
Kp	1.94383

**RESERVORIO**

Ka	0.4923
Kp	2.0312

Asimismo, se debe tomar en cuenta las sobrecargas existentes de acuerdo al proyecto y otras sobrecargas. Además, se debe evaluar los esfuerzos máximos y mínimos.

9. Dada las características de las precipitaciones pluviales y condiciones climáticas es importante diseñar un sistema de drenaje para así evitar infiltraciones e inundaciones.
10. Se recomienda que los materiales a ser utilizados en la construcción tengan un control de calidad para nivel de la cimentación (vigas, columna, losas, y rellenos). Asimismo se deben efectuar diseños de mezclas que garanticen la resistencia especificadas para cada caso.
11. Es importante señalar, que, de acuerdo a la Zonificación Sísmica del Perú, el departamento de Cusco, está ubicado en la zona 2 de Sismicidad media, para un periodo  $T_s=0.9$  seg. un factor de suelo (S) de 1.4
12. Las características físico químicas del terreno natural se pueden observar que este se encuentra dentro de los parámetros permisibles como se observa en la hoja de cálculo adjuntada al presente informe, teniendo en cuenta los requisitos mínimos de la norma, por lo que no es necesario un tratamiento especial.
13. La cantidad de cloruros presentes en el suelo es imperceptible por lo tanto NO presentara corrosión del acero de refuerzo.
14. Para el tipo de estructura se tiene la clasificación de suelo:

ESTRUCTURA	CLASIFI. AASHTO	CLASIFI. SUCS	PROFUNDIDAD
Captación	A-4 (4)	CL - ML	0.50 - 2.80 m
Reservorio	A-4 (3)	SC - SM	0.10 - 2.50 m
Planta de Tratamiento	A-4 (3)	SC - SM	0.10 - 3.20 m

## GEOLOGIA

La descripción geológica desarrollada en el presente informe fue realizada fundamentalmente con la información proporcionada por el INGEMMET, mediante el cuadrángulo 28-s (cuadrángulo de Cusco) de la carta geológica nacional.

## GEOLOGIA REGIONAL

### FORMACION QUILQUE

Definida por Gregory (1916), quien le atribuyó una edad pérmica. Carlotto (1992) hace un estudio sedimentológico y estratigráfico determinando la edad paleocena. Estas capas rojas reposan en discordancia erosional sobre la Formación Puquín. La Formación Quilque aflora al oeste de la ciudad de Cusco en los flancos del anticlinal de Puquín, y en los flancos de los anticlinales de Saylla, Occopata y Sondor. Igualmente lo hace de manera amplia al norte de Accha, entre San Juan de Quihuas y Rondocon, en Acomayo y en la zona de la laguna de Pomacanchi en el extremo sureste del cuadrante II

Sus relaciones estratigráficas están determinadas por la discordancia erosional a la cual hizo referencia al hablar del Grupo Chitapampa en su base, en tanto el tope subyace concordantemente a la formación Quircas.

Litológicamente existe cierta variación lateral, así como también en su secuencia y especialmente en el espesor de la estratificación. Está compuesta por un conjunto monótono de areniscas, limolitas y arcillitas.

Las areniscas de son de color marrón oscuro, verdosas de coloraciones claras, en estratos que llegan a sobrepasar hasta los 5m. Algunos de ellos poseen un bandeamiento constituido por bandas marrones hacia el tope y base con niveles verdosos al centro. También se encuentran areniscas verdosas de grano fino que lateralmente pasan a limolitas. Las areniscas son esencialmente arcósicas y cuarzosas. Con cierta frecuencia las areniscas poseen una estructura gradacional, al punto de que cuando la intercalación de areniscas – arcillita es persistente al paso progresivo desde las areniscas de grano grueso hasta la arcillita. También se ha observado estructuras de canal y estratificación sesgada.

La estratificación gradada puede ser a consecuencia de un flujo rítmico en forma de corrientes de turbidez; o en los casos más reducidos, posiblemente, la causa puede haber sido la simple disminución de la corriente por mengua del caudal o aumento de carga.

**Edad y correlación:** Referente a la edad de estos depósitos solo se puede indicar que son del Cenozoico, tomando en cuenta sus relaciones estratigráficas. Pero teniendo presente el tipo de contacto inferior, se le asigna una edad Mesozoico. Se le correlaciona con parte de la formación Quircas del centro del Cusco y con parte del grupo Moho en el sur del Perú.

## **GEOLOGIA LOCAL**

### **DEPOSITOS CUATERNARIO**

El depósito Cuaternario en el área de estudio ocupa la mayor extensión, cubriendo discordantemente al substrato litológico y constituyendo depósitos no consolidados de variado grosor.

Se les encuentra como cubiertas delgadas no consolidadas en las partes altas relativamente estabilizadas los que posteriormente son movilizados por la acción fluvial y depositados formando terrazas, dificultando la libre exposición de la secuencia litológica subyacente; su coloración es variable, dependiendo del tipo de material de la fuente de origen y el medio donde es depositado.

### **FORMACIÓN QUILQUE**

Esta unidad fue puesta en evidencia por Gregory H.(1916) encontrándose en el valle del Cusco posteriormente se hicieron algunos estudios de carácter paleontológico como los de Ramírez J. (1959 - 1968) Y Sedimentológico realizado por Córdova E. (1988- 1990).

Morfológicamente conforma una superficie depresiva a manera de una cuenca cerrada alargada, delimitada por las laderas del valle del Pomate sobre ella se encuentran distritos importantes del Yaurisque.

Litológicamente está constituido por depósitos de gravas, arenas correspondientes a conos de deyección, flujos de barro, diatomitas extendidas en toda la unidad litoestratigráfica, limos, arcillas intercalados con horizontes de paleosuelos de colores claros, también se encuentra turba.

El ambiente de sedimentación de esta secuencia correspondería a una cuenca lagunar con influencia de sedimentación fluvial, donde en sus bordes se acumularon sedimentos organogénicos (turba) que en muchos casos fueron sepultados por depósitos de conos de deyección.

### **DEPÓSITOS ALUVIALES – FLUVIALES.**

Son depósitos que se observan esencialmente en los ríos y quebradas; en los niveles relativamente antiguos, que conforman terrazas dominantes en los cursos de los ríos en frecuente encontrar intercalaciones de lacustres que atestiguan períodos en que los deslizamientos represaban el curso del río, litológicamente está constituido por conglomerados transportados con clastos sub angulosos a sub redondeados (depósitos aluviales). Estos depósitos han sido reconocidos en la zona.

Los depósitos fluviales en cambio están litológicamente compuestos por conglomerados con clastos redondeados debido al transporte con que se depositaron los mismos que varían de tamaño dependiendo de la proximidad del río; cuenta también con arenas, limos y arcillas. Se les encuentra en los cauces de los ríos.

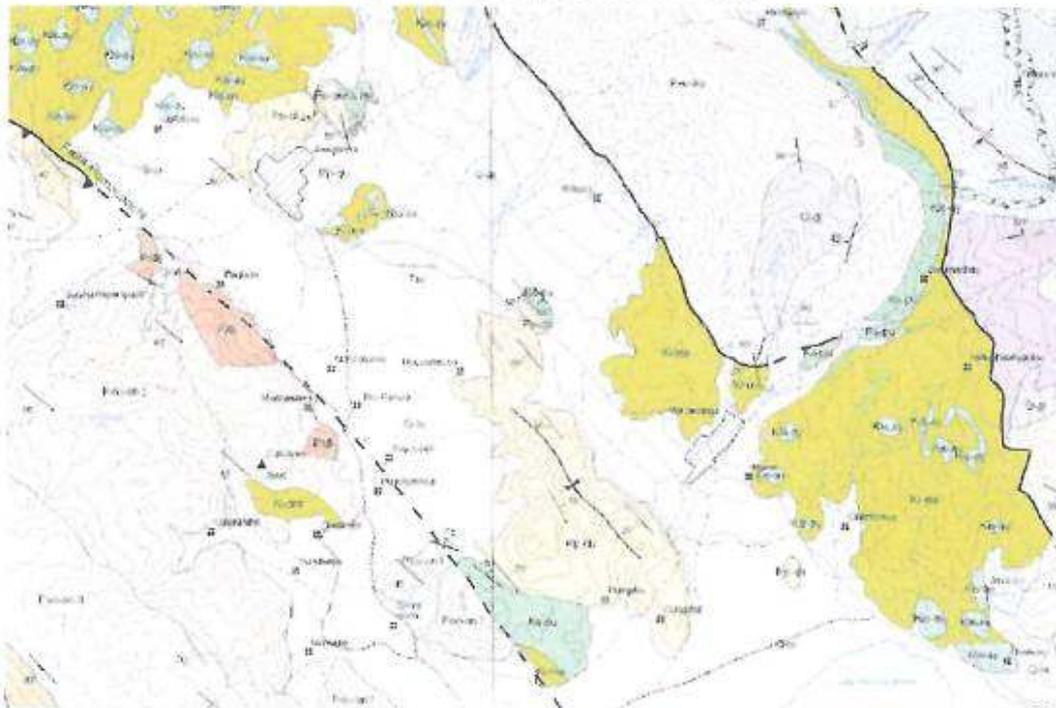
**ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA**

FUENTE: CUADRÁNGULO 28-s (CUADRÁNGULO DE CUSCO) DE LA CARTA GEOLÓGICA NACIONAL, ELABORADA POR EL INGEMMET

**LEYENDA**

ERA	SISTEMA	SERIE		
CENOZOICO	CUATERNARIO	Holoceno	Depósitos fluviales: Qta. Acillos, gábar, con niveles de turba.	
			Depósitos aluviales: Qta. Depósitos de sedimentación, avulsión de los ríos.	
			Depósitos aluviales: Qta. Depósitos de erosión aluvial y de desmoronamiento.	
			Depósitos fluviales: Qta. Arenas y arenas gravilicas en bancos y terrazas.	
				Depósitos glaciales: Qgl. Manto con bloques fluviales melanos.
	NEÓGENO	Plioceno	Fin Paruto: Np-p II. Conglomerados fluviales primarios y de ríos actuales.	
			Np-p I. Lutitas y arenillas finas, con carbón, areniscas y conglomerados fluviales.	
		Mioceno	Fin Puracocha: Np-m II. Areniscas finas y conglomerados.	
			Np-m I. Areniscas finas y conglomerados con clastos de cuarzo, caliza y areniscas.	
	PALEÓGENO	Oligoceno	Fin Chica: Np-o II. Areniscas finas y conglomerados con clastos volcánicos en la base.	
			Np-o I. Lutitas rojas de frentes de erosión y areniscas finas. Al todo nivel volcánico.	
		Eoceno	Fin Cuzco: Np-e II. Areniscas feldspáticas finas, limosas y arenosas al techo, aparecen conglomerados basales.	
Fin Kayra: Np-e I. Lutitas rojas de frentes de erosión en la base y espesas bancas de areniscas finas al techo.				
Paleoceno	Fin Chica: Np-pc. Areniscas feldspáticas intercaladas con niveles de lutitas rojas de frentes fluviales, al techo conglomerados fluviales en la base de bancas arenosas.			
	Fin Sulca: Np-pc. Lutitas y areniscas finas, con intercalaciones de gres de arenas finas y arenillas areniscas finas hasta la parte superior, presencia de carbón.			
		Fin Sulca: Np-pc. Lutitas finas, rojas arenosas, areniscas y microconglomerados finos, con clastos volcánicos de arenos fluviales, presencia de carbón.		

**MAPA GEOLOGICO DE LA ZONA**



FUENTE: CUADRÁNGULO 28-s (CUADRÁNGULO DE CUSCO) DE LA CARTA GEOLÓGICA NACIONAL, ELABORADA POR EL INGEMMET

### SISMICIDAD

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030) aprobada mediante Resolución Ministerial N° 003-2016-VIVIENDA, del 24 de enero del 2016.

Se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Sismicidad (Zona 2), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de alta intensidad. De IX en la escala Mercalli Modificada.

De acuerdo con nueva Norma Técnica NTE E-30 y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los Diseños Sismo-Resistentes, tomando parámetros, donde las fuerzas horizontales pueden calcularse de acuerdo a la relación:

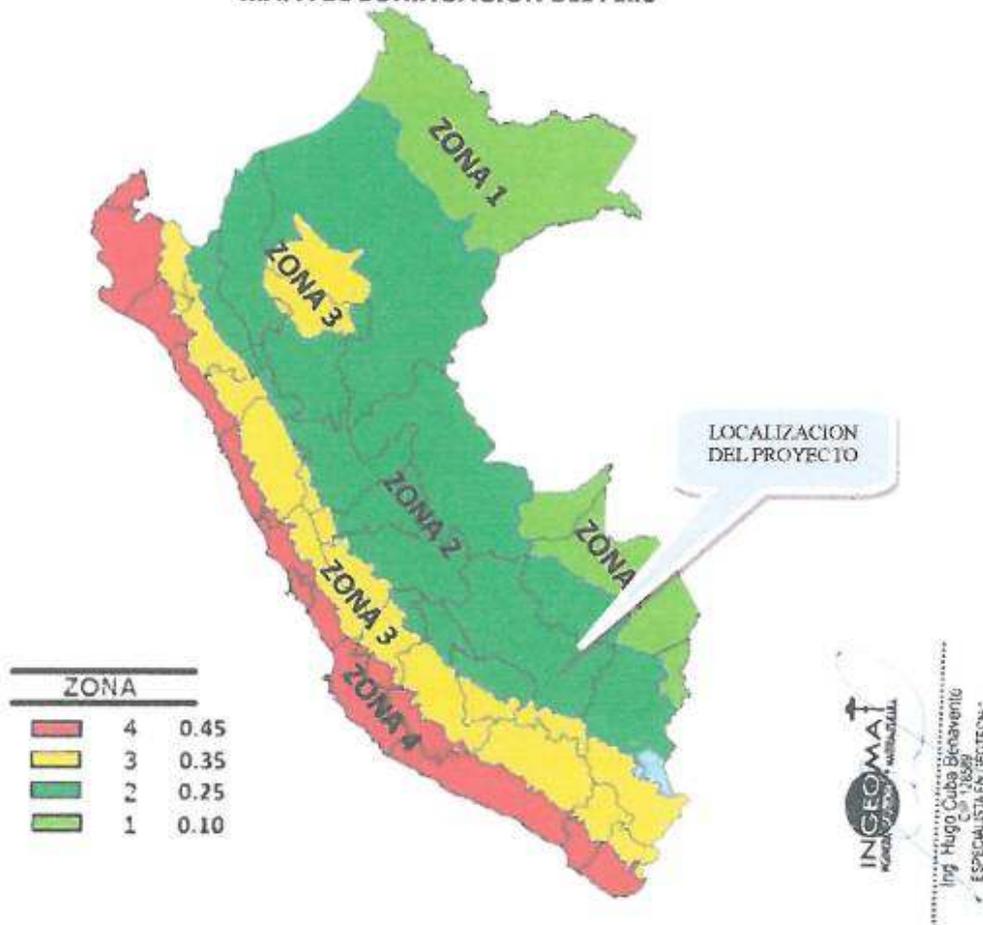
$$H = \frac{Z \times C \times S \times C \times P}{R_d}$$

**DONDE:**

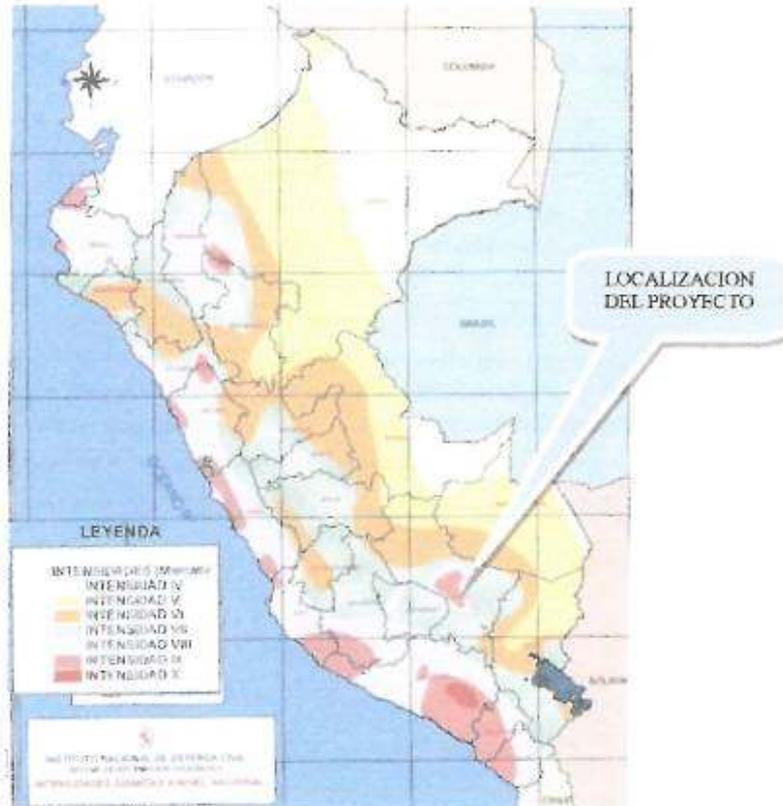
Factor de zona (Zona 2)	:	Z = 0.25
Factor de suelo (s2 Suelos intermedios)	:	S = 1.2
Período que define la Plataforma del espectro	:	Ts = 0.60
Período que define la Plataforma del espectro	:	Tl = 2.00

Por lo expuesto y de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, los diseños estructurales deberán ser antisísmicos.

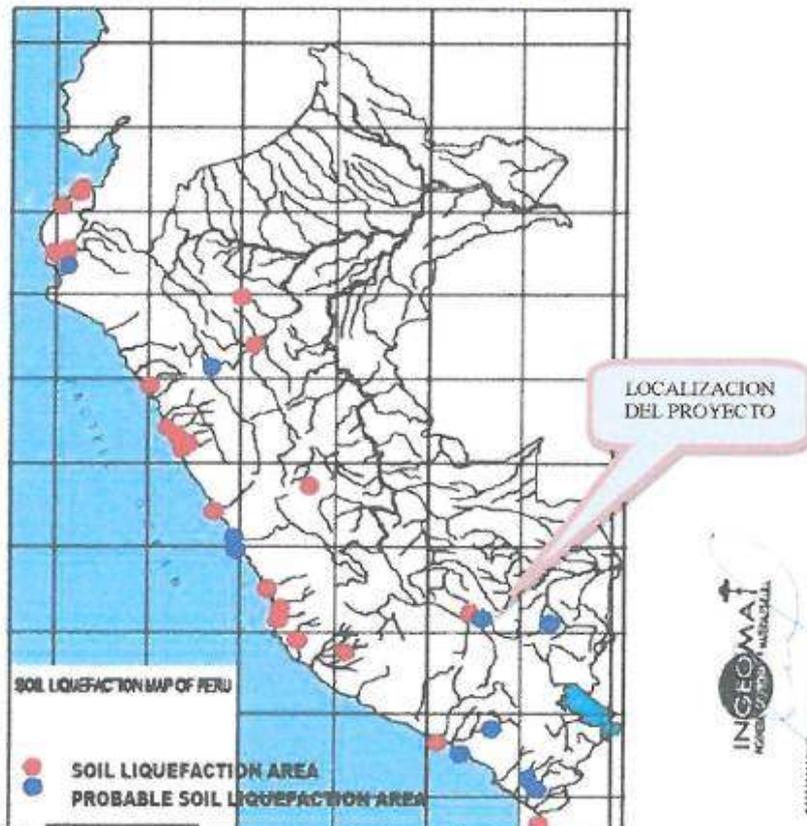
**MAPA DE ZONIFICACION DEL PERU**



**MAPA DE INTENSIDADES DEL PERU**



**MAPA DE ZONAS LICUABLES Y DE POSIBLE LICUEFACCION DEL PERU**





**GRUPO ALLPA**  
Ingeniería y Construcción S.C.R.L.  
Sección Laboratorio  
Av. Costanera D-5, Wanchaq - Cusco- Cusco



1415-AL-SR-01\_1

## Estudio de Mecánica de Suelos

“Creación de espacio deportivo en el sector Calvario K'uchu de la comunidad de San Isidro de Ttio del distrito de Pomacanchi - Acomayo - Cusco”



Fecha	N° de Revisión	Hecho por	Revisado por
19/07/23	1	B.C.H.C.	S.Q.C.
23/06/23	0	B.C.H.C.	S.Q.C.

**SOLICITA:**

**Ing. Braulio Quispe Yupanqui**

**UBICACIÓN DEL PROYECTO:**

**Departamento:**

**Cusco**

**Provincia:**

**Acomayo**

**Distrito:**

**Pomacanchi**

**Cusco, junio de 2023**

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10k}$$

$I_E$  : factor por empotramiento de la cimentación

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5e^{1.22\mu_s - 0.4} \left( \frac{B_e}{D_f} + 1.6 \right)}$$

$H$  : profundidad de estrato rígido

$k$  : rigidez de la cimentación:

$$k = \frac{E_c}{E_s} \left( \frac{2t}{B_e} \right)^3$$

$B$  : ancho de la cimentación

$L$  : largo de la cimentación

$t$  : espesor de la cimentación

$E_c$  : módulo de elasticidad de la cimentación

## 2.2. Procedimientos

Según el marco teórico mencionado, la norma E.050 Suelos y Cimentaciones, y los tipos de suelo y roca de la zona de estudio, se han seleccionado los procedimientos indicados en los siguientes ítems.

Los procedimientos para la realización de ensayos del presente estudio se han realizado con base en las siguientes normas:

### Registros y ensayos de campo

- MTC E 101 Muestreo de Suelos y Rocas, con referencia en la norma ASTM D 420 Guide to Site Characterization for Engineering Design and Construction Purposes.
- MTC E 104 Conservación y Transporte de Muestras de Suelos, con referencia en la norma ASTM D 4220 Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples.
- MTC E 105 Obtención en laboratorio de muestras representativas (cuarteo), con referencia en la norma NTP 339.089: Suelos. Obtención en laboratorio de muestras representativas (cuarteo).
- Norma Técnica IS-020, Prueba de percolación

### Ensayos de laboratorio

- MTC E 108 Determinación del Contenido de Humedad de un Suelo, con referencia en las normas ASTM D 2216 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass y AASHTO T 265 Standard Method of Test for Laboratory Determination of Moisture Content of Soils.
- MTC E 111 Determinación del Límite Plástico (L.P.) de los Suelos e Índice de Plasticidad (I.P.), con referencia en las normas ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils y AASHTO T 90 Standard Method of Test for Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils.
- MTC E 110 Determinación del Límite Líquido de los Suelos, con referencia en las normas ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils y Standard Method of Test for Determining the Liquid Limit of Soils.
- MTC E 106 Preparación en Seco de Muestras para el Análisis Granulométrico y Determinación de las Constantes del Suelo, con referencia en la norma ASTM D 421 Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle – Size Analysis and Determination of Soil Constants.
- MTC E 107 Análisis Granulométrico de Suelos por Tamizado, con referencia en las normas ASTM D 422 Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils y AASHTO T 88 Standard Method of Test for Particle Size Analysis of Soils.

- ASTM D 2487 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

### 2.3. Equipos y herramientas

Los equipos y herramientas utilizados en la realización del presente estudio son los recomendados en las normas mencionadas en el anterior ítem.

### 2.4. Materiales

Los materiales fueron extraídos de la zona de estudio, consistente en: muestras alteradas en bolsas plásticas.

### 2.5. Datos y cálculos

Los datos y cálculos se encuentran en los anexos.

## 3. GEOLOGÍA

### 3.1. Geomorfología

El área de estudio se encuentra, según la información del INGEMMET en la Unidad Geomorfológica Local Planicie de Pomacanchi, en la Unidad Geomorfológica Regional del Altiplano, cuyas descripciones, en la relación a la zona de estudio, se dan a continuación:

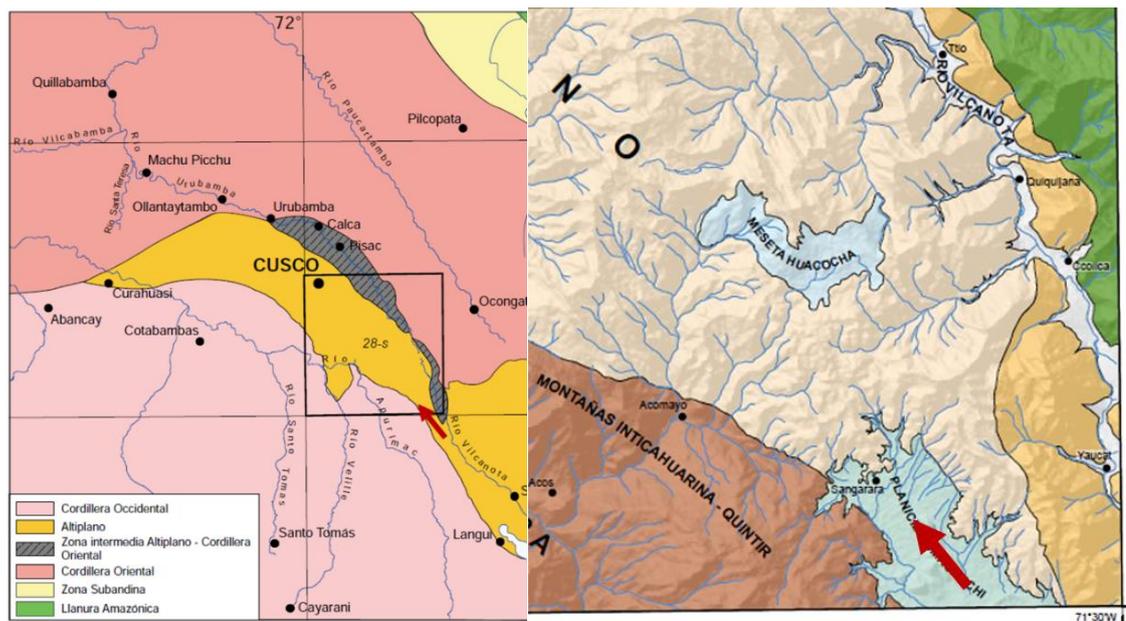


Figura 5. Ubicación de la zona de estudio en las Unidades Geomorfológicas de Cusco  
Fuente: INGEMMET

### Unidad Geomorfológica Regional del Altiplano

Gran parte del cuadrángulo de Cusco se localiza en la prolongación noroeste del Altiplano y corresponde a la terminación occidental de esta unidad que viene desde Bolivia. Limita al sur con el borde NE de la Cordillera Occidental y al norte con la Cordillera Oriental mediante la zona intermedia Altiplano-Cordillera Oriental, caracterizada por el anticlinal de Vilcanota. En el Altiplano afloran rocas mesozoicas de poco espesor por comparación a sus equivalentes de la Cordillera Occidental, sin embargo, las capas rojas continentales del Terciario son muy potentes, como el Grupo San Jerónimo (> 5000 m) que además muestra la superficie más amplia de afloramientos. En el aspecto morfológico se caracteriza por ser una altiplanicie con altitudes que varían entre 3800 y 4000 msnm, aunque localmente algunas montañas pueden sobrepasar los 4400

msnm. Esta unidad está disectada por numerosos ríos y por la acción glaciár, que le dan una configuración muy agreste, a pesar de ser parte del Altiplano.

En el Altiplano de Cusco (cuadrantes I y IV) se han distinguido las siguientes unidades locales: Depresión de Cusco-Huacarpay, Meseta de Saqsaywaman, Montañas del Cusco, Serranías de Vilcacongá, Montañas de Ancaschaca, Montañas Chinchay-Ichuloma y las Montañas de Seratichin Orcco-Pumahuasi. En el cuadrante II se ha definido la meseta de Huacocha y la planicie de Pomacanchi, esta última al límite con la Cordillera Occidental.

### Unidad Geomorfológica Local Planicie de Pomacanchi

La Unidad Geomorfológica Local Planicie de Pomacanchi es una depresión lacustre con control tectónico, allí está instalada la laguna Pomacanchi a una altura media de 3660 msnm, aunque los límites de la depresión llegan a 4000 msnm.

### 3.2. Estratigrafía

El área de estudio se encuentra, según la información del INGEMMET, sobre depósitos lacustres, cuyas descripciones, en relación a la zona de estudio, se dan a continuación:

#### Depósitos palustres y lacustres

En los alrededores de Accha, Pomacanchi y Huacarpay se evidencian depósitos palustres y lacustres subactuales que evidencian el retroceso de estas lagunas. Los depósitos lacustres subactuales están compuestos principalmente por arcillas con niveles de turba.

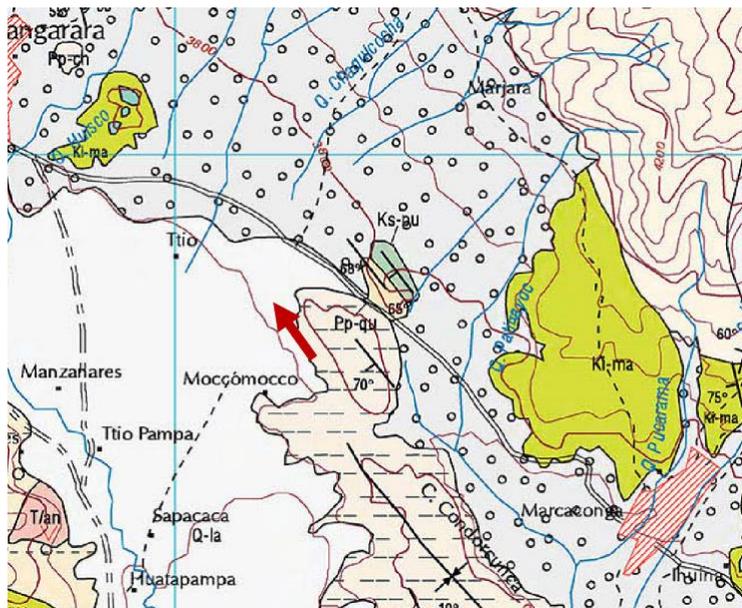


Figura 6. Ubicación de la zona de estudio en las unidades litoestratigráficas  
Fuente: INGEMMET

### 3.3. Geología Estructural

El área de estudio se encuentra, según la información del INGEMMET, no se encuentra cerca de fallas geológicas en un radio de 5 km.

## 4. SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra, según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, en la zona dos, por tanto, el factor de zona "Z" que corresponde a la zona de estudio es de 0.25g.

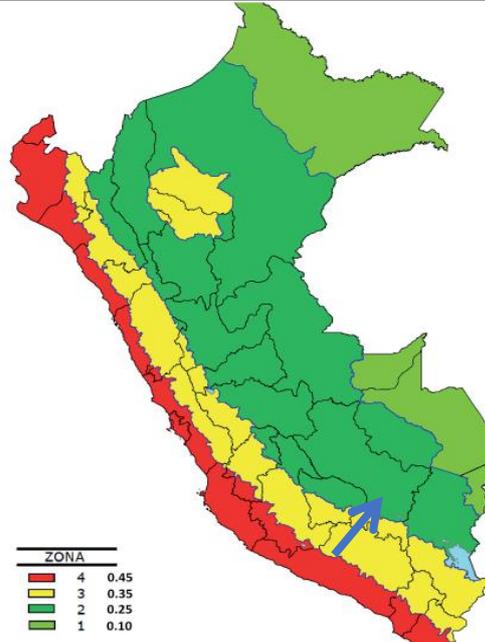


Figura 7. Ubicación de la zona de estudio en las zonas sísmica del Perú  
Fuente: RNE E.030 Diseño Sismorresistente

Tabla 2. Factores sísmicos del suelo según RNE E.030

Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Zona 4	0.80	1.00	1.05	1.10
Zona 3	0.80	1.00	1.15	1.20
Zona 2	0.80	1.00	1.20	1.40
Zona 1	0.80	1.00	1.60	2.00
T <sub>P</sub>	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub>	3.0	2.5	2.0	1.6

\* El tipo de perfil del suelo se determina según las propiedades del suelo en los 30 m superiores por debajo de la profundidad de cimentación.

Según la geología, los registros de campo y los ensayos de campo o laboratorio, el tipo de perfil de suelo predominante probable en los 30 m superiores por debajo de la profundidad de cimentación es "S3".

Los parámetros de sitio, en función de la zona sísmica y el tipo de perfil del suelo, son:

- El factor de suelo:  $S = 1.10$
- El periodo mínimo  $T_p = 1.0$  s
- El periodo máximo  $T_p = 1.6$  s

## 5. REGISTROS Y ENSAYOS DE CAMPO

Se realizó en la zona de estudio: muestreo, cuyos datos, cálculos y resultados se encuentran en los anexos.

Las ubicaciones del punto de estudio se encuentran en la Memoria Descriptiva.

La profundidad, el nivel freático, los ensayos realizados y los estratos de la zona de estudio están resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 3. Resumen de registros de campo

Punto de Estudio	Profundidad	Nivel freático	Ensayos	Estratos
C-01	1.50	N.P.	-	O-(GW-GM)

\* Clasificación SUCS.

\*\* N.P.: No presenta, C: Cimentación, R: Relleno, O: Suelo orgánico y P: Piedras.

¡¡AHORRA PAPEL, CONTRIBUYE CON TU GRANITO DE ARENA!!

Este informe puede ser descargado en el siguiente link:

<https://www.allpaingenieria.com.pe/informes/1415-pomacanchi-losa>



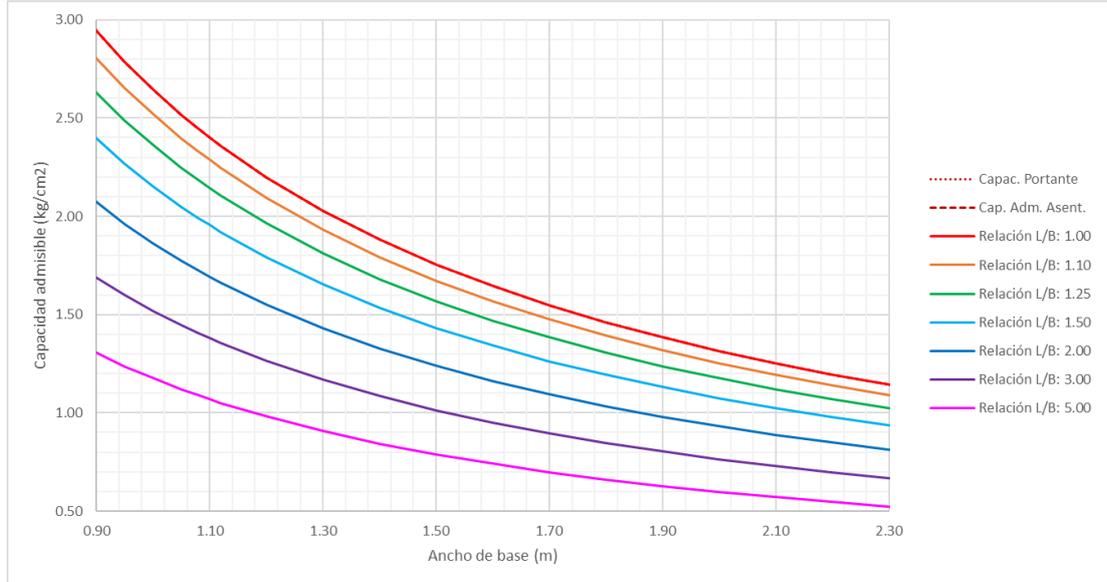


Gráfico 3. Capacidad admisible para un empotramiento a 1.00 m

### Problemas especiales

- Se descarta ser un suelo licuable por ser un suelo grueso.
- Se descarta ser un suelo colapsable por ser un suelo grueso.
- Se descarta ser un suelo expansivo por ser un suelo grueso.

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El área de estudio se encuentra sobre depósitos lacustres el grupo Puno en la Unidad Geomorfológica Local Planicie de Pomacanchi, en la Unidad Geomorfológica Regional del Altiplano.

La sismicidad del área de estudio se resume en los siguientes factores:

- El factor de zona:  $Z = 0.25g$
- El factor de suelo:  $S = 1.10$
- El periodo mínimo  $T_p = 1.0$  s
- El periodo máximo  $T_p = 1.6$  s

Los ensayos de campo se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 9. Registros de campo

Punto de Estudio	Profundidad	Nivel freático	Ensayos	Estratos
C-01	1.50	N.P.	-	O-(GW-GM)

\* Clasificación SUCS.

\*\* N.P.: No presenta, C: Cimentación, R: Relleno, O: Suelo orgánico y P: Piedras.

Los ensayos de laboratorio se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 10. Ensayos de laboratorio

Punto de Estudio	Muestra	C.H. (%)	Granulometría (%)			Límites (%)			SUCS
			Grava	Arena	Finos	L.P.	L.L.	I.P.	
C-01	E-01	6	55.0	33.1	11.9	N.P.	N.P.	N.P.	GP-GW

\* C.H.: Contenido de Humedad, L.P.: Límite plástico, L.L.: Límite Líquido, I.P.: Índice plástico, SUCS: Sistema unificado de clasificación de suelos,  $\phi'$ : Ángulo de fricción crítica y P.E.: Peso específico de sólidos.

La capacidad admisible para una cimentación rígida superficial cargada céntricamente apoyada sobre un estrato de grava arenosa limosa, se muestra en la siguiente tabla:

*Tabla 11. Capacidad admisible para un empotramiento a 0.60 m*

Cimentación	L/B	Relación L/B: 1.00					Relación L/B: 1.10					Relación L/B: 1.25					Relación L/B: 1.50						
		B	m	L	m	t	m	B	m	L	m	t	m	B	m	L	m	t	m	B	m	L	m
Ancho	B	0.40	0.80	1.10	1.60	2.40	0.40	0.80	1.10	1.60	2.40	0.40	0.80	1.10	1.70	2.50	0.45	0.85	1.10	1.70	2.50		
Largo	L	0.40	0.80	1.10	1.60	2.40	0.44	0.88	1.21	1.76	2.64	0.50	1.00	1.38	2.13	3.13	0.68	1.28	1.65	2.55	3.75		
Espesor mínimo	t	0.09	0.19	0.26	0.38	0.57	0.09	0.19	0.26	0.38	0.57	0.09	0.19	0.26	0.40	0.59	0.11	0.20	0.26	0.40	0.59		
Cap. Admisible	qa	kg/cm <sup>2</sup>	1.43	1.76	2.01	1.58	1.05	1.43	1.78	2.03	1.50	1.01	1.44	1.80	2.05	1.33	0.91	1.50	1.86	1.87	1.21	0.83	

*Tabla 12. Capacidad admisible para un empotramiento a 1.00 m*

Cimentación	L/B	Relación L/B: 1.00					Relación L/B: 1.10					Relación L/B: 1.25					Relación L/B: 1.50						
		B	m	L	m	t	m	B	m	L	m	t	m	B	m	L	m	t	m	B	m	L	m
Ancho	B	0.45	0.85	1.10	1.70	2.50	0.45	0.85	1.10	1.70	2.50	0.45	0.85	1.10	1.70	2.50	0.45	0.82	1.10	1.70	2.50		
Largo	L	0.45	0.85	1.10	1.70	2.50	0.50	0.94	1.21	1.87	2.75	0.56	1.06	1.38	2.13	3.13	0.68	1.24	1.65	2.55	3.75		
Espesor mínimo	t	0.11	0.20	0.26	0.40	0.59	0.11	0.20	0.26	0.40	0.59	0.11	0.20	0.26	0.40	0.59	0.11	0.20	0.26	0.40	0.59		
Cap. Admisible	qa	kg/cm <sup>2</sup>	2.20	2.53	2.36	1.52	1.03	2.20	2.55	2.24	1.45	0.99	2.21	2.57	2.10	1.36	0.93	2.23	2.57	1.92	1.24	0.85	

*Tabla 13. Capacidad admisible para un empotramiento a 1.50 m*

Cimentación	L/B	Relación L/B: 1.00					Relación L/B: 1.10					Relación L/B: 1.25					Relación L/B: 1.50						
		B	m	L	m	t	m	B	m	L	m	t	m	B	m	L	m	t	m	B	m	L	m
Ancho	B	0.45	0.80	1.10	1.70	2.50	0.40	0.80	1.10	1.70	2.50	0.45	0.80	1.10	1.70	2.50	0.40	0.80	1.10	1.70	2.50		
Largo	L	0.45	0.80	1.10	1.70	2.50	0.44	0.88	1.21	1.87	2.75	0.56	1.00	1.38	2.13	3.13	0.60	1.20	1.65	2.55	3.75		
Espesor mínimo	t	0.11	0.19	0.26	0.40	0.59	0.09	0.19	0.26	0.40	0.59	0.11	0.19	0.26	0.40	0.59	0.09	0.19	0.26	0.40	0.59		
Cap. Admisible	qa	kg/cm <sup>2</sup>	3.10	3.31	2.40	1.55	1.05	3.07	3.16	2.29	1.47	1.00	3.12	2.96	2.14	1.38	0.94	3.09	2.70	1.96	1.26	0.86	

Se debe verificar la capacidad admisible para una combinación de carga y momento, en caso de existir.



# ALLPA LABORATORIO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, GEOMECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO

## SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Referencias: ASTM D2487

Registro SR-645  
Form. Aprob. por: B.C.H.C.  
Fecha: 15/03/23  
Muestra: 141501  
Revisión N° 0  
Rev. por: B.H.C.  
Fecha: 23/06/23

V. Br 4.4

### DATOS GENERALES

**PROYECTO** : Creación de espacio deportivo en el sector Calvario K'uchu de la comunidad de San Isidro de Tio del distrito de Pomacanchi - Acomayo - Cusco  
**SOLICITA** : Ing. Braulio Quispe Yupanqui

### DATOS ESPECÍFICOS

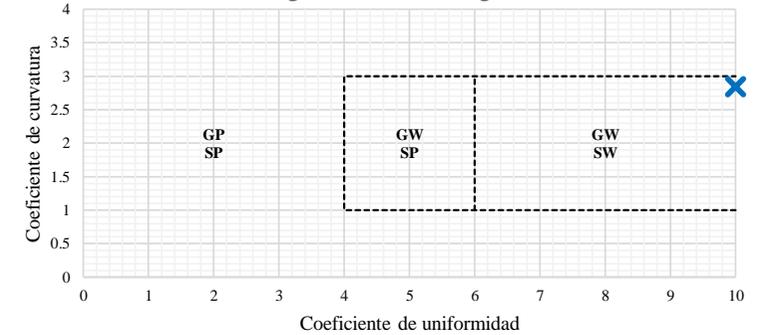
**DETALLE** : Suelo grueso  
**POSICIÓN** : -  
**HECHO POR** : B.H.C. (05/06/2023)  
**PUNTO** : C-01  
**MUESTRA** : E-01  
**PROFUNDIDAD** : 1.50 m

### SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS

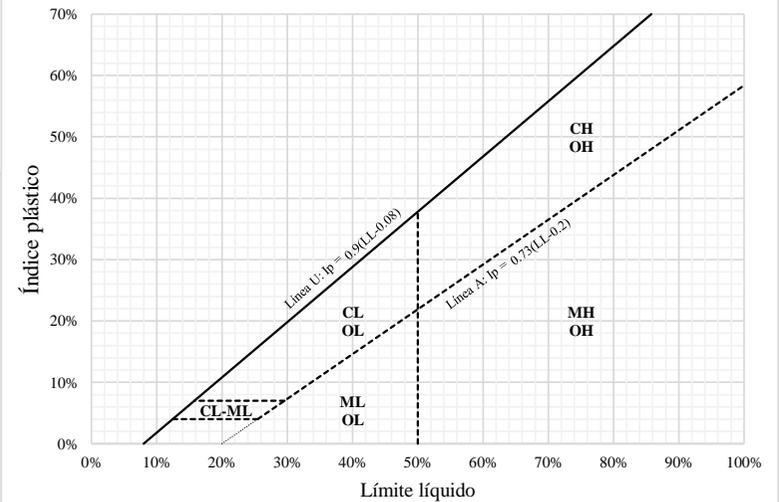
		Criterios	Símbolo	Nombre de grupo	
<b>SUELOS GRUESO</b> En peso, menos del 50% de las partículas del suelo pasan la malla N° 200	<b>GRAVAS</b> Más del 50% de la fracción gruesa se retiene en la malla N° 4	<b>GRAVAS LIMPIAS</b> Menos del 5% pasa la malla N° 200	Cu ≥ 4 y 1 ≤ Cc ≤ 3 GW Cu < 4 ó 1 > Cc > 3 GP	Grava bien gradada Grava mal gradada	
		<b>SUELO CON FINOS</b> Entre 5 y 12% pasa la malla N° 200	Cumple criterios para GW y GM GW - GM Cumple criterios para GW y GC o GC - GM GW - GC Cumple criterios para GP y GM GP - GM Cumple criterios para GP y GC - GM GP - GC	Grava bien gradada con limo Grava bien gradada con arcilla Grava mal gradada con limo Grava mal gradada con arcilla	
		<b>GRAVA Y SUELO FINO</b> Mas de 12% pasa la malla N° 200	IP < 4 ó se grafica abajo de la línea "A" GM IP > 7 y se grafica arriba de la línea "A" GC 4 ≤ IP ≤ 7 y se grafica arriba de la línea "A" GC - GM	Grava limosa Grava arcillosa Grava arcillosa y limosa	
	<b>ARENAS</b> El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla N° 4	<b>ARENAS LIMPIAS</b> Menos del 5% pasa la malla N° 200	Cu ≥ 6 y 1 ≤ Cc ≤ 3 SW Cu < 6 ó 1 > Cc > 3 SP	Arena bien gradada Arena mal gradada	
		<b>ARENAS CON FINOS</b> Mas del 12% pasa la malla N° 200	IP < 4 ó se grafica bajo la línea "A" SM IP > 7 y se grafica sobre la línea "A" SC 4 ≤ IP ≤ 7 y se grafica sobre la línea "A" SC - SM	Arena limosa Arena arcillosa Arena arcillosa y limosa	
		<b>ARENAS Y SUELO FINO</b> Entre el 5 y 12% pasa malla N° 200	Cumple criterios para SW y SM SW - SM Cumple criterios para SW y SC o SC - SM SW - SC Cumple criterios para SP y SM SP - SM Cumple criterios para SP y SC o SC - SM SP - SC	Arena bien gradada con limo Arena bien gradada con arcilla Arena mal gradada con limo Arena mal gradada con arcilla	
		<b>SUELOS FINO</b> En peso, igual o más del 50% de las partículas del suelo pasan la malla N° 200	<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> LL < 50%	<b>Inorgánicos</b> LL (horno) > 0.75*LL (ambiente) CL IP > 7 y se grafica sobre la línea "A" CL - ML 4 ≤ IP ≤ 7 y se grafica sobre la línea "A" CL - ML	ML Arcilla de baja plasticidad Arcilla limosa de baja plasticidad
				<b>Orgánicos</b> LL (horno) < 0.75*LL (ambiente) OL IP < 4 o se grafica bajo la línea "A" OL	Limo orgánico de baja plasticidad Arcilla orgánica de baja plasticidad
				<b>Inorgánicos</b> Se grafica bajo la línea "A" MH <b>LIMOS Y ARCILLAS</b> LL (horno) > 0.75*LL (ambiente) Se grafica sobre la línea "A" CH <b>ARCILLAS</b> LL ≥ 50% <b>Orgánicos</b> Se grafica bajo la línea "A" OH Se grafica sobre la línea "A" OH	Limo de alta plasticidad Arcilla de alta plasticidad Limo orgánico de alta plasticidad Arcilla orgánica de alta plasticidad
	<b>SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS</b>		Principalmente materia orgánica	Pt	Turba

\* Línea "A" de la Carta de plasticidad de Casagrande

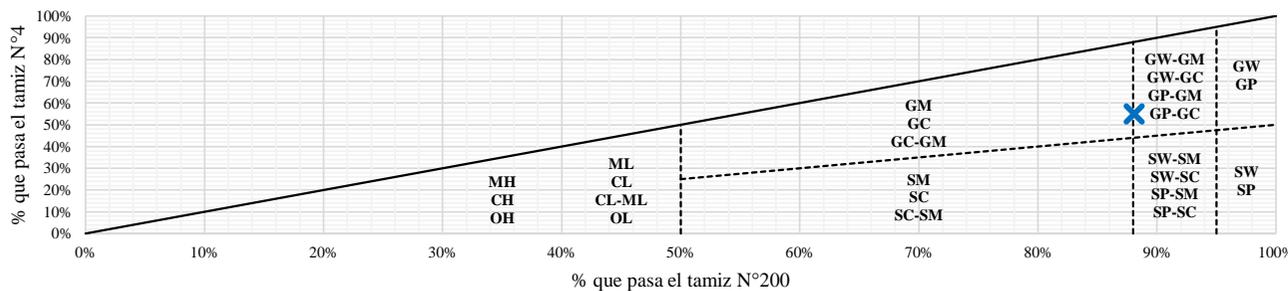
### Carta de gradación de suelos gruesos



### Carta de plasticidad de Casagrande



### Carta de gradación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos



### Observaciones:

Los equipos ideales de compactación que recomienda la ASTM para este tipo de suelo son tractor tipo oruga, rodillo de neumáticos, rodillo con ruedas de acero y rodillo de pata de cabra.

Grava arenosa bien gradada con limo

GW - GM

CLASIFICACIÓN SUCS

LC - N.P.

IP : N.P.

LL : N.P.

LP : N.P.

Límites de consistencia

Cc : 2.8

Cu : 52.4

Coefficientes de Suelo Grueso

Total : 100.0%

Arena : 37.6%

Grava : 62.4%

Fración Gruesa

Total : 88.1%

Arena : 33.1%

Grava : 55.0%

Total : 100.0%

Finos : 11.9%

Gruesos : 88.1%

Granulometría

Inorgánico

Tipo de Suelo

CLASIFICACIÓN

DATOS PARA