

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**DIAGNÓSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL
MONUMENTO HISTÓRICO “TEMPLO SANTA LUCÍA DE
POMACANCHI” ACOMAYO, CUSCO**

PRESENTADO POR:

Br. GESA ANTONELLA TOROBEO AMAO

Br. JULIO CESAR NINA LIMA

**PARA OPTAR EL TITULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

ASESOR:

**Ing. JOSE FELIPE AZPILCUETA
CARBONELL**

CUSCO-PERÚ

2026



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

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

El que suscribe, el **Asesor** ING. JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL quien aplica el software de detección de similitud al trabajo de investigación/tesis titulada:

DIAGNÓSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTÓRICO "TEMPLO SANTA LUCÍA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO

Presentado por: NINA LIMA, JULIO CESAR DNI N° 77665336;

presentado por: TOROBEO AMAO, GESA ANTONELLA, DNI N°: 73032160,

Para optar el título Profesional/Grado Académico de INGENIERO CIVIL

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de Similitud en la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de **9%**.

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

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

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

Cusco, 08 de mayo de 2026



Firmado digitalmente por:
AZPILCUETA CARBONELL JOSE
FELIPE FIR 23881345 hard
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 13/05/2026 09:38:37-0500

Firma

Post firma: Ing. José Felipe Azpilcueta Carbonell

Nro. de DNI: 23881345

ORCID del Asesor: 0000-0003-3954-4737

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: **oid: 27259:587997369**
3. <https://unsaac.turnitin.com/viewer/submissions/oid:27259:587997369?locale=es-MX>

JULIO - GESA NINA - TOROBEO

DIAGNÓSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTÓRICO TEMPLO SANTA LUCÍA DE POMAC...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:587997369

Fecha de entrega

8 may 2026, 9:55 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

8 may 2026, 9:59 a.m. GMT-5

Nombre del archivo

TESIS CON ANEXOS TOROBEO-NINA.pdf

Tamaño del archivo

25.8 MB

218 páginas

45.855 palabras

258.284 caracteres




9% 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 13 palabras)

Fuentes principales

- 8%  Fuentes de Internet
- 4%  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

A mis padres, Nestor Agustín Nina Huanca y Felicitas Lima Paucar, por su amor incondicional, por cada esfuerzo silencioso y por haberme formado con valores, principios y fortaleza. Gracias por ser mi guía constante y por ayudarme a convertirme en la persona que soy hoy.

A mi hermana, Mary Bertha Nina Lima, por estar siempre a mi lado, por su apoyo inquebrantable, su compañía en los momentos difíciles y por brindarme siempre palabras de aliento cuando más lo necesitaba. Tu presencia ha sido fundamental en este camino.

A mi compañera, Gesa Antonella, por compartir conmigo todo este proceso, por los aprendizajes construidos, por la paciencia, el compromiso. Este camino, con sus altos y bajos, ha sido más llevadero gracias a tu apoyo y dedicación.

Julio Cesar Nina Lima

A mis padres, German y Sabina, por su apoyo incondicional y por ser el pilar fundamental en mi formación personal y profesional.

A mis hermanos, por su confianza y motivación constante.

A mi compañero de tesis, Cesar, por su apoyo, dedicación y por acompañarme con especial cercanía a lo largo de este camino.

Así también, a Moo, por su compañía constante y la serenidad que me brindó en los momentos de mayor inquietud.

Gesa Antonella Torobeo Amao



AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, por habernos brindado la formación académica, los recursos y las capacidades necesarias que hicieron posible el desarrollo del presente trabajo de tesis

A la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, y a todos y cada uno de los docentes que, a lo largo de la carrera, nos han brindado sus conocimientos, experiencias y orientación, contribuyendo de manera fundamental a nuestra formación académica y profesional.

A nuestro asesor, Ing. José Felipe Azplicueta Carbonell, quien con su paciencia, constancia y dedicación nos guió a lo largo del desarrollo de este trabajo de tesis, brindándonos su valiosa enseñanza y orientación en cada etapa del proceso.

A nuestros jurados, Dr. Ing. Adán Wilbert Solorzano Montesinos, M.Sc. Ing. Juan Carlos Malpartida Linares y Mgt. Ing. Mijaíl Montesinos Escobar, quienes con sus valiosos comentarios, observaciones y sugerencias contribuyeron significativamente a la mejora y fortalecimiento de esta tesis.

A la Arq. Violeta Paliza y al Arzobispado del Cusco, por las facilidades brindadas, el apoyo institucional y la disposición para el acceso a la información necesaria.



Resumen

El presente trabajo desarrolla una propuesta integral de reforzamiento estructural para el templo Templo Santa Lucía de Pomacanchi, basada en la evaluación de sus condiciones arquitectónicas y estructurales. En una primera etapa se realizó el levantamiento arquitectónico mediante nube de puntos, con el propósito de documentar la geometría, configuración y características materiales de la edificación. Posteriormente, se determinaron las propiedades físico-mecánicas de sus elementos a través de ensayos y correlaciones empíricas, complementadas con una inspección visual orientada a identificar lesiones, mecanismos de falla y zonas vulnerables.

El comportamiento estructural del templo fue evaluado mediante dos enfoques complementarios: el análisis Pushover en el software DIANA FEA y el análisis cinemático de mecanismos de colapso locales. Los resultados evidenciaron deficiencias significativas en la capacidad estructural, principalmente el volteo de muros del cuerpo principal y fallas por corte en la torre exenta.

Con base en este diagnóstico, se planteó una propuesta de reforzamiento compatible con la arquitectura y materiales originales del templo, utilizando llaves y anclajes de madera, así como geomallas, bajo criterios de mínima intervención. Finalmente, la validación del refuerzo mediante la comparación de modelos original y reforzado demostró un incremento en la capacidad sismorresistente y estabilidad global del templo, validando la idoneidad de la intervención para la conservación del inmueble.

Palabras Clave: Reforzamiento Estructural, Patrimonio Histórico, Análisis Pushover, Mampostería de Adobe.



Abstract

This study develops a comprehensive structural reinforcement proposal for the Templo Santa Lucía de Pomacanchi, based on the assessment of its architectural and structural conditions. In the first stage, a detailed architectural survey was conducted through point cloud acquisition and digital documentation techniques in order to characterize the geometry, structural configuration, and material properties of the building. Subsequently, the physical and mechanical properties of the temple components were determined through experimental testing and empirical correlations, complemented by a visual condition assessment aimed at identifying damage patterns, failure mechanisms, and vulnerable zones.

The structural behavior of the temple was assessed through two complementary approaches: Pushover analysis using DIANA FEA and kinematic analysis of local collapse mechanisms. The results revealed significant structural deficiencies, mainly wall overturning in the main body of the temple and shear failures in the detached bell tower.

Based on this diagnosis, a reinforcement proposal compatible with the temple's architecture and original materials was developed, incorporating wooden keys and anchors, as well as geogrids, under minimum intervention criteria. Finally, the validation of the proposed reinforcement system, through the comparison between the original and strengthened models, demonstrated an improvement in the seismic-resistant capacity and global stability of the temple, confirming the suitability of the intervention for the conservation of the historic structure.

Keywords: Structural reinforcement, Historic heritage, Pushover analysis, Adobe masonry.



INDICE

INTRODUCCIÓN	15
<i>CAPÍTULO I</i>	16
<i>1. GENERALIDADES</i>	16
1.1. TÍTULO.....	16
1.2. AUTORES	16
1.3. INSTITUCIÓN.....	16
1.4. UBICACIÓN	16
1.4.1. Ubicación Política	16
1.4.2. Ubicación Geográfica.....	16
1.5. ACCESO, CLIMA Y TOPOGRAFÍA.....	18
1.6. REFERENCIAS HISTORICAS	19
1.6.1. Historia Del Templo	19
1.6.2. Antecedentes de Intervenciones Anteriores.....	19
1.7. OBJETIVOS DEL PROYECTO	24
1.7.1. Objetivos Generales	24
1.7.2. Objetivos Específicos.....	24
1.8. JUSTIFICACION DEL PROYECTO.....	25
1.8.1. Justificación Patrimonial	25
1.8.2. Justificación Estructural.....	25
<i>CAPÍTULO II</i>	25
<i>2. DESCRIPCION ARQUITECTONICA</i>	25
2.1. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO Y GEOMÉTRICO.....	26
2.1. PLANOS Y DETALLES DE LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO	27
2.2. MATERIALES ESTRUCTURALES	28
2.2.1. Adobe.....	28
2.2.2. Piedra	28
2.2.3. Mortero	28
2.2.4. Teja.....	28
2.2.5. Madera	28
2.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	28
2.3.1. Cimiento y Sobrecimiento.....	28
2.3.2. Muros	29
2.3.3. Contrafuertes.....	29
2.3.4. Arco	29
2.3.5. Columnas y Pilares	29



2.4. SISTEMA ESTRUCTURAL DEL TEMPLO Y LA TORRE	30
2.4.1. Sistema Portante Vertical	30
2.4.2. Sistema Portante Horizontal.....	30
 <i>CAPÍTULO III</i>	 <i>30</i>
3. METODOLOGIA DE EVALUACION Y ANALISIS ESTRUCTURAL	30
3.1. ENFOQUE METODOLOGICO DEL PROYECTO	30
3.2. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO	30
3.2.1. Alcances.....	30
3.2.2. Limitaciones.....	31
3.3. METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN Y DIAGNÓSTICO.....	31
3.3.1. Fundamentos de Análisis no Lineal	32
3.3.2. Fundamentos del Análisis Cinemático	33
3.4. CRITERIOS NORMATIVOS Y REFERENCIAS TECNICAS	36
3.5. DIAGRAMA DEL PROCESO METODOLOGICO.....	36
 <i>CAPÍTULO IV.....</i>	 <i>38</i>
4. INSPECCION, DIAGNOSTICO Y ESTADO DE CONSERVACION	38
4.1. INSPECCIÓN VISUAL.....	38
4.2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL Y PATOLOGÍAS.....	38
4.3. MAPEO DE GRIETAS Y PATOLOGÍAS ASOCIADAS	44
4.4. IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE MECANISMOS DE DAÑO.....	45
 <i>CAPÍTULO V.....</i>	 <i>46</i>
5. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES.....	46
5.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	46
5.1.1. Ensayo de Granulometría (ASTM D422)	47
5.1.2. Contenido de Humedad (ASTM D-2216).....	49
5.1.3. Límites de Atterberg (ASTM D4318) (ASTM D427)	49
5.1.3.1. Limite Líquido	49
5.1.3.2. Limite Plástico	50
5.1.4. Perfil Estratigráfico y Clasificación De Suelos (SUCS) ASTM D-2487	51
5.1.5. Ensayo de Corte Directo (ASTM D-3080)	52
5.1.6. Capacidad de Carga Admisible	53
5.1.7. Perfil de Refracción Sísmica	53
5.1.7.1. Parámetro de suelo (S).....	54
5.2. CARACTERIZACIÓN FÍSICAS DE LOS MATERIALES	55
5.2.1. Determinación del Peso Volumétrico del Adobe	55



5.2.2. Granulometría del Adobe	55
5.2.3. Granulometría del Mortero	57
5.2.4. Límites de Atterberg en el Adobe y Mortero.....	58
5.3. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES.....	60
5.3.1. Compresión Simple en Bloques de Adobe	60
5.3.2. Compresión Simple en Pilas de Adobe.....	61
5.3.3. Módulo de Elasticidad.....	64
5.3.4. Determinación del Módulo de Poisson	66
5.3.5. Compresión Diagonal.....	66
5.4. PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LA ALBAÑILERÍA DE ADOBE..	70
5.5. PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LA ALBAÑILERÍA DE PIEDRA Y MORTERO	71
5.6. PARÁMETROS MECÁNICOS ADOPTADOS PARA EL ANÁLISIS	71
5.7. CRITERIOS DE IDEALIZACIÓN Y MODELACIÓN DEL MATERIAL.....	72
<i>CAPÍTULO VI.....</i>	<i>72</i>
<i>6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL ESTADO ACTUAL</i>	<i>72</i>
6.1. CONSIDERACIONES DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	72
6.2. CRITERIOS DE MODELACIÓN.....	73
6.3. REPRESENTACIÓN Y VERIFICACIÓN DEL TIPO DE COBERTURA DEL TEMPLO	73
6.3.1. Techo Par y Nudillo.....	74
6.3.1.1. Análisis y Determinación de Cargas	74
6.3.1.1.1. Verificación de Sección.....	75
6.3.2. Techo Sobre Par, Par y Nudillo	76
6.3.2.1. Análisis y Determinación de Cargas	76
6.3.2.1.1. Verificación de Sección.....	78
6.4. ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES DEL TEMPLO	79
6.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL TEMPLO.....	81
6.6. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DEL TEMPLO.....	87
6.7. ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES DE LA TORRE DE SANTA LUCIA	92
6.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LA TORRE.....	93
6.9. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DE LA TORRE.....	98
<i>CAPÍTULO VII</i>	<i>100</i>
7. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	100



7.1. OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO	100
7.2. CRITERIOS GENERALES DE INTERVENCIÓN	100
7.2.1. Conservación.....	101
7.2.2. Restauración	101
7.2.3. Reconstrucción	102
7.2.4. Criterios de Reforzamiento y Conservación.....	102
7.2.4.1. Criterios Arquitectónicos	102
7.2.4.2. Criterios Estructurales.....	103
7.3. TIPOS DE REFORZAMIENTO EN ESTRUCTURAS DE TIERRA.....	104
7.3.1. Reducción de la Demanda Sísmica.....	104
7.3.2. Aumento de la Capacidad Sísmica	105
7.4. ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO.....	108
7.4.1. Sustitución física de la zona dañada.....	108
7.4.2. Atirantamientos	108
7.4.3. Contrafuertes	109
7.4.4. Zunchados	109
7.4.5. Suplementos resistentes en vigas y viguetas.....	110
7.4.6. Intervenciones en las cimentaciones.....	111
7.4.7. Refuerzo con geomalla	112
7.4.8. Refuerzos con malla electrosoldada	114
7.4.9. Intervenciones específicas en armaduras y cerchas de cubiertas.....	115
7.4.10. Reforzamiento de Madera	116
7.4.11. Tirantes horizontales y verticales	117
7.4.12. Elementos verticales de muro	117
7.5. SELECCIÓN DE TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA EL TEMPLO	118
7.6. SELECCIÓN DE TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA LA TORRE.....	119
7.7. CONSIDERACIONES PARA EL MODELADO DEL REFORZAMIENTO	120
7.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL TEMPLO REFORZADO..	122
7.9. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DEL TEMPLO REFORZADO.....	131
7.10. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LA TORRE REFORZADA.	135
7.11. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DE LA TORRE REFORZADA.....	138
CAPÍTULO VIII	140
8. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	140
8.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POST-INTERVENCIÓN.....	140
8.2. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	140
8.2.1. Estado Actual vs. Estado Reforzado del Templo	140
8.2.2. Estado Actual vs. Estado Reforzado de la Torre.....	144



8.3. MECANISMOS LOCALES DE FALLA	146
<i>CAPÍTULO IX.....</i>	<i>148</i>
<i>9. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.....</i>	<i>148</i>
9.1. PARA LA CIMENTACIÓN (RECONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN).....	148
9.2. PARA LOS MUROS (SUSTITUCIÓN FÍSICA DE LA ZONA DAÑADA).....	150
9.3. REPARACIÓN DE GRIETAS MENORES A 1CM MEDIANTE INYECCIONES.....	150
9.4. RESTITUCIÓN DE CONTRAFUERTES DE ADOBE REFORZADO CON GEOMALLA	151
9.5. INSTALACIÓN DE LLAVES Y VIGA COLLAR DE MADERA	152
9.6. PARA LOS MUROS (COLOCACIÓN DE VIGAS TIRANTE).....	153
9.7. PARA EL TECHO (RESTITUCIÓN DE SOBREPARES).....	153
9.8. COLOCACIÓN DE GEOMALLA EN LA TORRE.....	154
<i>CAPÍTULO X.....</i>	<i>155</i>
<i>10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	<i>155</i>
10.1. CONCLUSIÓN PRINCIPAL.....	155
10.2. CONCLUSIONES ESPECIFICAS.....	155
10.3. RECOMENDACIONES.....	158
BIBLIOGRAFÍA	160
 <i>ANEXOS</i>	
ANEXO A: Estudio Geofisico En La Localidad De Santa Lucia De Pomacanchi.....	159
ANEXO B: Panel Fotografico	194
ANEXO C: Planos Arquitectónicos y Estructurales.....	201



LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Cuadro General de áreas	18
Tabla 2: Determinación de la granulométrica del suelo	48
Tabla 3: Determinación del Porcentaje de contenido de humedad.	49
Tabla 4: Determinación del límite líquido del suelo.	49
Tabla 5: Determinación del límite plástico del suelo	50
Tabla 6 : Limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad	50
Tabla 7: Perfil estratigráfico	51
Tabla 8: Corte Directo del suelo	52
Tabla 9: Capacidad de carga ultima y admisible según Terzaghi	53
Tabla 10: Capacidad de carga ultima y admisible según Meyerhof	53
Tabla 11: Determinación del peso volumétrico del adobe del Templo Santa Lucia de Pomacanchi	55
Tabla 12: Determinación de la granulometría del adobe.....	56
Tabla 13: Determinación de la granulometría del mortero.....	57
Tabla 14: Resistencia a la compresión de cubos de adobe.	61
Tabla 15: Resistencia a la compresión simple en albañilería de adobe.....	62
Tabla 16: Formulas empíricas para hallar la resistencia a la compresión de la albañilería.....	63
Tabla 17: Modulo de elasticidad de albañilería de adobe.....	64
Tabla 18: Formulas empíricas a partir de la resistencia a compresión en mampostería de adobe.....	65
Tabla 19; Valores de módulos de elasticidad de mampostería de adobe obtenidos a partir de ensayos en pilas..	65
Tabla 20: Valores de módulo de Poisson. Fuente: Otros.....	66
Tabla 21: Esfuerzo ultimo de corte en mampostería de adobe.	69
Tabla 22: Propiedades de la Mampostería de Adobe "Diagnóstico Estructural y Análisis Sísmico de la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas".....	70
Tabla 23: (Karanikoloudis & Lourenço, Strutural assessment and seismic vulnerability of earthen history, 2017)	70
Tabla 24: Propiedades lineales y no lineales para el adobe según Tarque	71
Tabla 25: Propiedades lineales y no lineales de la piedra	71
Tabla 26: Propiedades mecánicas adoptadas en el modelo del Templo de Santa Lucia	71
Tabla 27: Metrado de cargas para el techo de la sacristía.	74
Tabla 28: Metrado de cargas para e techo del altar	76
Tabla 29: Metrado de cargas del techo de la nave principal.....	77
Tabla 30: Aceleración máxima de suelo para diferentes periodos de retorno.	89
Tabla 31: Parámetros para la construcción del espectro para un sismo raro	89
Tabla 32: Resultados del análisis cinemático para el Templo Santa Lucia de Pomacanchi.....	91
Tabla 33:Resultados de la verificación sísmica de la torre de Campanario del templo Santa Lucia de Pomacanchi.	99
Tabla 34 Técnicas tradicionales de refuerzo.....	106
Tabla 35: Técnicas modernas de refuerzo	107
Tabla 36: Resumen de resultados del análisis cinemático del Templo reforzado de Santa Lucia de Pomacanchi.	134
Tabla 37: Resultados del análisis cinemático para la torre reforzada	140
Tabla 38: Comparaciones de mecanismos de falla locales.....	146



LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa geográfico de Pomacanchi 17

Figura 2: Nube de puntos del levantamiento del Templo de Santa Lucia..... 27

Figura 3: Modelo 3D en Revit del Templo de Santa Lucia..... 27

Figura 4: Plantas y elevaciones del templo de Santa Lucia..... 39

Figura 5: Sistema del techo del Templo de Santa Lucia (vista interior) 41

Figura 6: Elevaciones del templo con los daños observados..... 45

Figura 7: Calicata de prospección C-01..... 46

Figura 8: Elevación y corte de la cimentación exterior del muro del evangelio..... 47

Figura 9: Distribución granulométrica del suelo..... 48

Figura 10: Carta de plasticidad para el suelo 50

Figura 11: Perfil de refracción sísmica, Templo Santa Lucia de Pomacanchi 54

Figura 12: Resultados de ensayo geofísico MASW 1D, Templo Santa Lucia de Pomacanchi..... 54

Figura 13: Curva granulométrica para el templo de Santa Lucia..... 58

Figura 14: Límites de Atterberg del adobe y mortero 59

Figura 15: Carta de plasticidad para el adobe y mortero 59

Figura 16: Falla a compresión simple de las pilas de adobe..... 62

Figura 17: Gráfico de esfuerzo-deformación en pilas de adobe 64

Figura 18: Modos de falla a compresión diagonal en albañilería de adobe..... 66

Figura 19: Diagramas de carga vs deformación vertical en muretes adobe. 67

Figura 20: Diagramas de carga vs deformación horizontal en muretes adobe. 68

Figura 21: Diagrama de fuerza deformación vertical en ensayo a compresión diagonal..... 69

Figura 22: Diagrama de fuerza deformación horizontal en ensayo a compresión diagonal..... 69

Figura 23: Diagrama de alternativas de modelado en estructuras de mampostería. 72

Figura 24: Desplazamiento por cargas de gravedad en la dirección Z 79

Figura 25: Desplazamientos por carga de gravedad en el Templo Santa Lucia 80

Figura 26: Mapa de esfuerzos a compresión y tracción por cargas de gravedad en el Templo Santa Lucia 81

Figura 27: Grafico de la malla de elementos finitos, donde la base es de color negro. 82

Figura 28: Curva de capacidad para el Templo Santa Lucia no reforzado en la dirección positiva X. 82

Figura 29: Patrones de grieta para el pico del análisis en la dirección positiva X del Templo de Santa Lucia.. 83

Figura 30: Curva de capacidad para el Templo Santa Lucia no reforzado en la dirección negativa X. 83

Figura 31: Patrones de grieta para la máxima carga lateral en la dirección negativa del templo Santa Lucia . 84

Figura 32: Curva de capacidad del templo no reforzado en la dirección positiva Y. 85

Figura 33: Patrones de grieta para el análisis Pushover en la dirección positiva Y del Templo Santa Lucia 86

Figura 34: Curva de capacidad del templo no reforzado en la dirección negativa Y..... 86

Figura 35: Patrones de grietas para la máxima capacidad lateral de la dirección Y negativa del Templo Santa Lucia 87

Figura 36: Mecanismos posibles de colapso a) mecanismo 1: Volteo de fachada - muro de pies, b) mecanismo 2: Colapso fuera del plano del muro de la epístola, c) mecanismo 3: Vuelco de fachada - muro testero, d) mecanismo 4: inclinación de esquina, mecanismo 5: Volteo de tímpano. 88

Figura 37: Espectro de respuesta para un sismo raro 90

Figura 38: Resumen de la verificación sísmica del Templo Santa Lucia de Pomacanchi. 90

Figura 39: Desplazamientos por cargas de gravedad en la torre Santa Lucia 92

Figura 40: Mapa de esfuerzos por cargas gravitacionales de la Torre Santa Lucia 93

Figura 43: Curvas de capacidad de la torre no reforzada para las direcciones X. 94

Figura 42: Patrones de grietas para el pico del análisis Pushover en la dirección positiva X de la torre Santa Lucia. 95

Figura 43: Patrones de grieta para el análisis Pushover en la dirección negativa X. 95

Figura 46: Curvas de capacidad para la torre no reforzada en las direcciones Y. 96

Figura 45: Patrones de grieta del análisis Pushover en la dirección positiva Y..... 97

Figura 46: Patrones de grieta para el análisis Pushover en la dirección negativa Y..... 97

Figura 47: Posibles mecanismos de colapso en la Torre de Santa Lucia de Pomacanchi, a) mecanismo 1, b) mecanismo 2. c) mecanismo 3, d) mecanismo 4..... 98

Figura 48: Resumen de la verificación sísmica de la Torre de Santa Lucia de Pomacanchi..... 99

Figura 49: Refuerzo con tirantes y tipos de anclaje 108

Figura 50: Construcción de un contrafuerte..... 109

Figura 51: Colocación de zunchados..... 110

Figura 52: Refuerzo de vigas y viguetas..... 111

Figura 53: Intervención en las cimentaciones..... 112



Figura 54: Muro de adobe reforzado con geomalla 114

Figura 55: Ejemplo de fijación de malla..... 115

Figura 56: Reforzamiento específicos en cerchas y cubiertas 116

Figura 57: Tipos de llave de madera 117

Figura 58: Disposición de tirantes verticales y horizontales. 118

Figura 59: a) Representación gráfica del refuerzo estructural del Templo Santa Lucia; b) Detalle de las llaves de madera..... 119

Figura 60: Calibración de la curva de función hiperbólica..... 120

Figura 61: Comparación de curvas del ensayo adobe con geomalla..... 122

Figura 62: Malla del templo reforzado. 122

Figura 63: Curva de Capacidad para el templo reforzado en la dirección positiva X..... 123

Figura 64: Patrones de grietas para el análisis Pushover en la dirección positiva X. 124

Figura 65: Esfuerzos longitudinales en la geomalla para el análisis Pushover en la dirección positiva X. 124

Figura 66: Curva de capacidad para el templo reforzado en la dirección negativa X..... 125

Figura 67: Patrones de grieta en el análisis Pushover en la dirección negativa X. 126

Figura 68: Esfuerzos transversales en la geomalla en el análisis Pushover en la dirección negativa X. 126

Figura 69: Curva de capacidad del templo reforzado en la dirección positiva Y. 127

Figura 70: Patrones de grieta en la estructura reforzada en la dirección positiva Y..... 128

Figura 71: Esfuerzos en la dirección longitudinal del refuerzo en la dirección positiva Y..... 128

Figura 72: Esfuerzos transversales del refuerzo en los contrafuertes del análisis en la dirección positiva Y..... 129

Figura 73: Curva de capacidad del templo reforzado en la dirección negativa Y. 129

Figura 74: Patrones de grietas para el análisis Pushover en la dirección negativa Y..... 130

Figura 75: Esfuerzos longitudinales en el refuerzo del análisis Pushover en la dirección negativa Y..... 131

Figura 76: Esfuerzos transversales de la geomalla del análisis Pushover en la dirección negativa Y..... 131

Figura 77: Mecanismos de colapso probables para el templo reforzado de Santa Lucia de Pomacanchi a) mecanismo 1, b) mecanismo 2, c) mecanismo 3, d) mecanismo 4. 132

Figura 78: Resumen de la verificación sísmica del Templo Reforzado Santa Lucia de Pomacanchi 133

Figura 81: Curvas de capacidad para la torre reforzada en las direcciones X. 135

Figura 80: Patrones de grietas en la Torre reforzada y esfuerzos de las hebras horizontales de la geomalla en el análisis Pushover en la dirección positiva X..... 136

Figura 81: Patrones de grietas y esfuerzos de la geomalla en el análisis Pushover de la torre reforzada en la dirección X negativo..... 136

Figura 84: Curvas de capacidad de la torre reforzada en las direcciones Y. 137

Figura 83: Patrones de grieta y esfuerzos de la geomalla para la torre reforzada del análisis Pushover en la dirección Y positivo. 137

Figura 84: Patrones de grieta y esfuerzos de la geomalla para la torre reforzada en el análisis Pushover en la dirección negativa Y..... 138

Figura 85: Mecanismo de falla propuesto para la Torre Santa Lucia Reforzado 138

Figura 86: Resumen de la verificación de la torre reforzada de Santa Lucia. 139

Figura 87: Resumen de resultados de capacidad lateral máxima y capacidad lateral cerca al colapso del templo sin refuerzo..... 141

Figura 88: Resumen de resultados de capacidad lateral máxima y capacidad lateral cerca al colapso del templo reforzado 141

Figura 91: Curvas de capacidad para el templo sin refuerzo y con refuerzo en la dirección Y. 142

Figura 92: Curvas de capacidad para el templo no reforzado y reforzado en la dirección X..... 143

Figura 91: Resumen de resultados de la capacidad lateral máxima de la torre sin refuerzo 144

Figura 92: Resumen de los resultados de la capacidad lateral máxima para la torre reforzada. 144

Figura 95: Curvas de capacidad para la torre sin refuerzo y con refuerzo en la dirección Y..... 145

Figura 96: Curvas de capacidad para la torre sin refuerzo y con refuerzo en la dirección X..... 146

Figura 95: Vista de frente de la reconstrucción de la cimentación 150

Figura 96: Colocación de llaves de madera y geomallas en contrafuertes. 152

Figura 97: Detalle del anclaje de los tirantes de madera 153

Figura 98: Planta de la torre exenta reforzada. 155



LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1: Fachada principal de la iglesia Santa Lucia Pomacanchi. 17
Fotografía 2: Entrada principal del Templo Santa Lucia Pomacanchi. 17
Fotografía 3: Campanario exento de la iglesia Santa Lucia. 18
Fotografía 4: Restitución de tejas en coberturas 20
Fotografía 5: Protección de contrafuertes con calamina..... 20
Fotografía 6: Zanjas de drenes y limpieza de maleza..... 21
Fotografía 7: Apuntalamiento del entrepiso de madera..... 21
Fotografía 8: Apuntalamiento de techos..... 22
Fotografía 9: Apuntalamiento en muros..... 22
Fotografía 10: Apuntalamiento de contrafuertes y zanja de drenes 23
Fotografía 11: Zanjas de drenes 23
Fotografía 12: Contrafuerte de la epístola. 42
Fotografía 13: Restos del contrafuerte de la epístola 42
Fotografía 14: Contrafuerte con desgaste 42
Fotografía 15: Contrafuerte añadido (epístola)..... 43
Fotografía 16: Desgaste del muro epístola (a) 43
Fotografía 17: Desgaste del muro epístola (b)..... 43
Fotografía 18: Grietas en la sacristía (a)..... 43
Fotografía 19: Grietas en la sacristía (b)..... 43
Fotografía 20: Contrafuerte añadido (evangelio)..... 43
Fotografía 21: Grietas en el baptisterio 43
Fotografía 22: Grieta longitudinal del muro testero 43
Fotografía 23: Contrafuerte añadido en el muro de pies (a)..... 43
Fotografía 24: Contrafuerte añadido en el muro de pies (b)..... 44
Fotografía 25: Perdida de material del sobrecimiento del campanario. 44
Fotografía 26: Grieta longitudinal 44
Fotografía 27: Grietas del muro de pies 44
Fotografía 28: Contrafuerte añadido en el muro de pies 44
Fotografía 29: Cobertura principal de la nave 44
Fotografía 30: Resistencia a la resistencia a la compresión uniaxial de las muestras en la maquina universal bajo desplazamiento controlado..... 60
Fotografía 31: Conexiones y apoyo del techo par y nudillo del templo Santa Lucia 74



INTRODUCCIÓN

El Perú posee una vasta riqueza histórico-cultural, reflejada en edificaciones construidas desde los periodos preincaicos hasta la época republicana. Estas construcciones, muchas aún en uso o parcialmente conservadas, constituyen un legado patrimonial de gran valor que debe ser protegido frente a amenazas como los sismos, el deterioro de materiales, intervenciones inadecuadas y otros factores que comprometen su estabilidad estructural. En este contexto, el presente trabajo de tesis se centra en el estudio estructural del Templo Santa Lucía de Pomacanchi, ubicado en la región andina del Cusco. Se trata de una edificación colonial del siglo XVII construida con materiales tradicionales como adobe, piedra y madera, y que representa un referente importante del patrimonio arquitectónico y religioso de la zona. Sin embargo, el paso del tiempo, la exposición a fenómenos naturales y las modificaciones empíricas han deteriorado su estructura, incrementando su vulnerabilidad sísmica.

El objetivo principal de este trabajo es diagnosticar el estado estructural del templo, identificar sus zonas más vulnerables y proponer un sistema de reforzamiento que sea compatible con su arquitectura original y que mejore su comportamiento frente a sismos. Para ello, se realizó un levantamiento arquitectónico, identificación de daños, alteraciones acumuladas a lo largo del tiempo y ensayos de caracterización de materiales. Con esta información, se lleva a cabo un análisis estructural avanzado mediante herramientas numéricas, con el fin de evaluar el comportamiento global de la estructura frente a cargas sísmicas. Este proceso facilita la identificación de los mecanismos de falla más probables en edificaciones históricas de mampostería de adobe.

Finalmente se desarrolla una propuesta de reforzamiento estructural que prioriza la compatibilidad de los materiales y el respeto por la autenticidad arquitectónica del templo.

Este trabajo contribuye a la conservación del patrimonio de Pomacanchi, documentando un caso representativo de edificaciones de tierra e integrando criterios técnicos con conservación.



CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1. TÍTULO

“DIAGNÓSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTÓRICO “TEMPLO SANTA LUCÍA DE POMACANCHI” ACOMAYO, CUSCO”

1.2. AUTORES

NINA LIMA, Julio Cesar

TOROBEO AMAO, Gesa Antonella

1.3. INSTITUCIÓN

Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

1.4. UBICACIÓN

1.4.1. Ubicación Política

El templo de Santa Lucia se ubica en el centro poblado del mismo nombre, dentro del distrito de Pomacanchi, provincia de Acomayo, en la región Cusco. Se encuentra a 40 km del distrito de Pomacanchi, con una orientación hacia el norte desde la plaza principal, localizado a una altitud aproximada de 3600m.s.n.m

1.4.2. Ubicación Geográfica

Geográficamente, el templo se localiza a una altitud aproximada de 3600m.s.n.m en una zona de topografía predominantemente plana con una ligera inclinación, característica de los asentamientos coloniales del sur andino.

Figura 1: Mapa geográfico de Pomacanchi



Fotografía 1: Fachada principal de la iglesia Santa Lucia Pomacanchi.



Fotografía 2: Entrada principal del Templo Santa Lucia Pomacanchi.



Fotografía 3: Campanario exento de la iglesia Santa Lucía.



1.5. ACCESO, CLIMA Y TOPOGRAFÍA

El acceso al centro poblado de Santa Lucía se realiza principalmente mediante una vía carrozable no asfaltada de aproximadamente 40 km, con un tiempo de recorrido de 2.5 horas. La zona presenta un clima frío con vegetación propia del lugar, como eucaliptos, chachacomo, sauce, molle con áreas agrícolas. El centro poblado de Santa Lucía se desarrolla sobre una plataforma natural con pendiente hacia el norte y se encuentra rodeado por cerros con notable relieve, los cuales forman parte del valle del río Apurímac.

Tabla 1: Cuadro General de áreas

Área total	1000.00 m ²
Área total construida del Monumento	485.00 m ²
Área Libre	515.00 m ²
Área techada estado actual	485.00 m ²

Nota. Adaptado de (Instituto Nacional de Cultura Cusco, 2009)



1.6. REFERENCIAS HISTORICAS

1.6.1. Historia Del Templo

El templo Santa Lucia de Pomacanchi fue edificado en la segunda mitad del siglo XVII, es de estilo colonial, teniendo como cimientos y sobrecimientos mampostería de piedra y barro y muro de adobe. Presenta una estructura de techo tipo par y nudillo con cubierta de teja. El templo presenta la tipología de arquitectura renacentista andina con una sola nave alargada a dos aguas y dos espacios diferenciados por desniveles que a partir de un arco marca la jerarquía del presbiterio. También presenta un baptisterio y una sacristía adosadas hacia el lado del muro evangelio. En la parte exterior aproximadamente a 20 metros existe un campanario con cobertura de teja a cuatro aguas.

El Templo Santa Lucia fue declarado como Monumento Patrimonio Cultural de la Nación con resolución viceministerial N°132-2016-VMPCIC-MC debido a su significado, importancia y valor cultural relevante.

1.6.2. Antecedentes de Intervenciones Anteriores

El INC Cusco (hoy en día Dirección Desconcertada de Cultura Cusco) realizó una intervención de emergencia en el templo “Santa Lucia de Pomacanchi”, ya que el templo en mención sufría riesgo de colapso en donde se realizaron trabajos de limpieza de vegetación, apuntalamiento de muros, contrafuertes y cobertura del templo, así como un pequeño canal hecho con pico y pala que cumplía la función de drenaje pluvial (mismo que en la actualidad no existe por el paso del tiempo).

Dentro de dichos trabajos se realizaron:

- Restitución de tejas en coberturas (estado actual “en colapso” se mantienen algunas tejas)

Fotografía 4: Restitución de tejas en coberturas



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

- Protección de contrafuertes con cobertura de calamina (Estado actual “inexistente” ya no se encuentran dichas coberturas)

Fotografía 5: Protección de contrafuertes con calamina.



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

- Zanjas de drenes y limpieza de maleza permanente (estado “inexistente” por el paso del tiempo)

Fotografía 6: Zanjas de drenes y limpieza de maleza



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

- Apuntalamiento del entrepiso de madera del sotocoro (estado “permanece”)

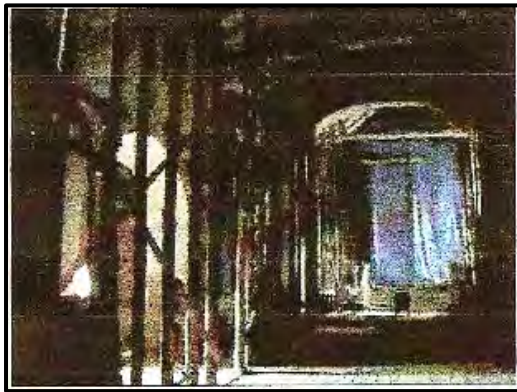
Fotografía 7: Apuntalamiento del entrepiso de madera.



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

- Apuntalamiento de techos, muros del evangelio y muros de la epístola arriostramiento de rollizos con listones de 2x3 (estado “permanece”), protección de obras de arte con plástico (estado “inexistente”) en el altar mayor se utilizan rollizos de $h=10m$

Fotografía 8: Apuntalamiento de techos



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

- Apuntalamientos dobles en muros y contrafuertes de la epístola y drenes en el muro de la sacristía (estado “colapsado” ya no existen puntales en muchos casos)

Fotografía 9: Apuntalamiento en muros



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

Fotografía 10: Apuntalamiento de contrafuertes y zanja de drenes



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).

- Zanjas de drenes paralelos a los muros que desfogan a la calle adyacente con una profundidad promedio de 0.50m (estado “inexistente” por el paso del tiempo).

Fotografía 11: Zanjas de drenes



Fuente: Instituto Nacional de Cultura (2009).



Las imágenes antes presentadas corresponden al informe que elaboró el INC Cusco “intervención de Emergencia Templo Santa Lucia de Pomacanchi Acomayo – Cusco” que son evidencia del trabajo realizado que también se nos fue proporcionado por el arzobispado.

Cabe destacar que dichos trabajos empezaron el 04 de octubre del 2008 y culminaron el 28 de febrero del 2009 y no se realizó una propuesta de reforzamiento estructural como propiamente dicha, solo una “intervención de emergencia”, motivo por el cual también se eligió el templo en mención como objeto de estudio.

1.7. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.7.1. Objetivos Generales

- Realizar el diagnóstico y evaluación del estado actual del templo Santa Lucia de Pomacanchi, con el fin de identificar las zonas estructuralmente más vulnerables y proponer un sistema de reforzamiento estructural adecuado que mejore su comportamiento frente a sollicitaciones externas, como los sismos, preservando su identidad arquitectónica y patrimonial, para su posterior intervención y puesta en valor.

1.7.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento arquitectónico y estructural del templo “Santa Lucia de Pomacanchi”, identificando sus características constructivas, materiales y sistemas estructurales.
- Determinar las propiedades físico-mecánicas de la mampostería del Templo Santa Lucia según los requerimientos del reglamento nacional de edificaciones (E-080), como son: granulometría, resistencia a compresión de pilas de abobe, resistencia a compresión diagonal en muretes, etc.
- Evaluar el estado de conservación y deterioro estructural mediante inspecciones visuales y un análisis técnico con el fin de determinar la capacidad resistente de los elementos estructurales existentes e identificar posibles mecanismos de falla potenciales.



- Analizar el comportamiento estructural del templo ante cargas sísmicas mediante el uso de modelos estructurales computacionales y el análisis límite cinemático, con el propósito de verificar su desempeño sísmico en el estado actual.
- Proponer un sistema de refuerzo estructural compatible con las características históricas y arquitectónicas, basado en los resultados del diagnóstico estructural, que permita mejorar su estabilidad frente a eventos sísmicos.
- Describir el procedimiento constructivo y elaborar planos con los detalles del reforzamiento estructural propuesto, para la correcta ejecución del mismo.

1.8. JUSTIFICACION DEL PROYECTO

1.8.1. Justificación Patrimonial

El templo constituye un bien que es patrimonio cultural de la nación, por lo que cualquier intervención debe respetar su autenticidad material y constructiva, aplicando criterios de mínima intervención y reversibilidad.

1.8.2. Justificación Estructural

El templo presenta un sistema estructural vulnerable ante solicitaciones sísmicas, propio de edificaciones históricas construidas con ausencia de criterios de diseño sismorresistente. La ausencia de elementos de confinamiento y la baja ductilidad del material justifican la necesidad de una evaluación estructural detallada.

CAPÍTULO II

2. DESCRIPCCION ARQUITECTONICA

El templo de Santa Lucia se emplaza en la plaza principal del centro poblado homónimo, constituyéndose como el elemento de mayor jerarquía dentro de su entorno inmediato, que responde a las características de la arquitectura renacentista andina. Destaca la presencia de una nave principal con desarrollo longitudinal, cubierta a dos aguas, así como la diferenciación



del presbiterio respecto al cuerpo de la nave mediante un cambio de nivel, este último se encuentra delimitado por un arco el cual enfatiza la importancia del mismo.

En el costado correspondiente al lado del evangelio se disponen ambientes anexos, tales como el baptisterio y la sacristía, los cuales se encuentran adosados al volumen principal del templo.

En cuanto al sistema constructivo, la edificación presenta muros de adobe, asentados en cimientos y sobrecimientos de piedra. Asimismo, se identifica una torre de planta cuadrada, con características similares a las del templo, que se emplaza de manera independiente a una distancia aproximada de 20m respecto al cuerpo principal. En la parte superior, esta torre presenta un campanario conformado por vanos en las cuatro caras, que tienen arcos de medio punto y una cubierta inclinada a cuatro aguas.

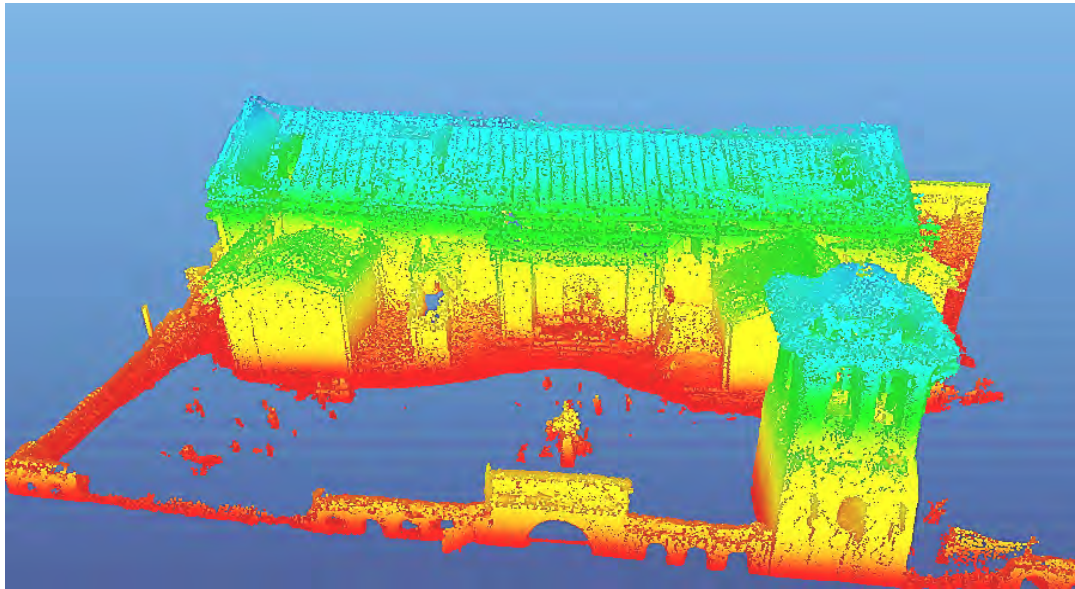
La fachada principal se caracteriza por la presencia de una portada definida por un arco de medio punto, elemento representativo de la arquitectura de la época. Tanto en la fachada como en los laterales, la estructura se encuentra reforzada mediante contrafuertes, los cuales cumplen función estructural al absorber empujes generados por la cubierta y los muros.

2.1. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO Y GEOMÉTRICO

Se efectuó el levantamiento arquitectónico del templo “Santa Lucia de Pomacanchi” ubicado en el centro poblado de Santa Lucia utilizando tecnología SLAM (Simultaneous Localization and Mapping) que, a diferencia de los métodos tradicionales de estación fija, la tecnología SLAM ofrece una captura más rápida y eficiente en espacios complejos. El procedimiento consistió en el recorrido sistemático del interior y exterior del templo con un escáner móvil equipado con sensores laser y unidad de medición inercial, permitiendo la generación de una nube de puntos tridimensional georreferenciada en tiempo real.

El modelo obtenido representa con alta precisión la geometría del templo y su entorno inmediato, sirviendo como base para la elaboración de planos, modelado BIM, registro del estado de conservación y su posterior análisis estructural.

Figura 2: Nube de puntos del levantamiento del Templo de Santa Lucia



2.1. PLANOS Y DETALLES DE LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO

El levantamiento arquitectónico se realizó con el fin de obtener la geometría del templo para el modelado.

Figura 3: Modelo 3D en Revit del Templo de Santa Lucia





2.2. MATERIALES ESTRUCTURALES

2.2.1. Adobe

El material predominante en los muros del Templo Santa Lucia de Pomacanchi es el adobe, conformados por bloques de tierra cruda cuyas dimensiones aproximadamente son de: 60 cm de largo, 30 de ancho y 15 cm de espesor, con poca presencia de paja.

2.2.2. Piedra

La piedra usada en el Templo Santa Lucia se trata de un material de diverso origen, proviene de canteras cercanas. Las dimensiones varían desde 6” a 8” de diámetro y son del tipo arenisca, caliza.

2.2.3. Mortero

El mortero empleado corresponde a un mortero de barro, con características similares al adobe, las juntas presentan un espesor variable entre 2 y 2.5cm.

2.2.4. Teja

La cobertura está compuesta por tejas de arcilla cocida de dimensiones aproximadas de 49cm de longitud y con anchos variables entre 16 y 20cm. Esta se encuentra asentadas sobre una torta de barro, configurando una carga permanente distribuida.

2.2.5. Madera

La madera constituye el material estructural del sistema de cobertura, participando en la transmisión de cargas verticales hacia los muros. En el templo los elementos como pares y sobrepares presentan diámetros de 6 y 8” los cuales presentan problemas de flexión y degradación de los mismos por el paso de tiempo y falta de mantenimiento de la cobertura.

2.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.3.1. Cimiento y Sobrecimiento



Los cimientos y sobrecimientos están constituidos por mampostería de piedra con mortero de barro dispuestos de forma irregular bajo los muros portantes. Su función es transmitir cargas al suelo de cimentación y proporcionar estabilidad al sistema estructural. La cimentación varía entre 2 y 3 m de profundidad de acuerdo al nivel del terreno y el sobrecimiento varía entre 0.90 y 1.40 m de altura.

2.3.2. Muros

Los muros portantes de mampostería de adobe constituyen el principal sistema resistente del templo. Presentan espesores variables en planta entre 1.6 y 1.75m, con una altura de 6.8 m en la nave y 7.2m en el presbiterio.

2.3.3. Contrafuertes

Los contrafuertes se disponen adosados a los muros principales con la finalidad de incrementar la estabilidad fuera del plano y mejorar la capacidad resistente frente a empujes horizontales. Los contrafuertes en la estructura son rectangulares de medidas variables entre 1.70 m y 2.00m, siendo la longitud más larga en la dirección perpendicular al muro.

2.3.4. Arco

En el Templo Santa Lucia se identifica un arco que separa el presbiterio de la nave principal, cumpliendo además una función arquitectónica de jerarquización del espacio litúrgico. Los apoyos del arco están constituidos de mampostería de adobe y la estructura de arco está elaborada en quincha.

2.3.5. Columnas y Pilares

Las columnas y pilares son elementos estructurales que transmiten cargas de compresión a la cimentación, es un elemento de soporte o sostén de una edificación, aunque a veces también tiene fines exclusivamente decorativos, de orientación vertical o casi vertical alargada. (Meli, 1998, pág. 45)



La estructura en estudio, se identifican pilares de madera, que junto con arcos sostienen el coro del templo.

2.4. SISTEMA ESTRUCTURAL DEL TEMPLO Y LA TORRE

2.4.1. Sistema Portante Vertical

El sistema portante vertical está conformado por muros de adobe que trabajan predominantemente a compresión. La presencia de aberturas en los mismos y cambios de sección hacen que se generen concentraciones de esfuerzos.

2.4.2. Sistema Portante Horizontal

La estructura de la cubierta está constituida por cerchas y correas de madera, las cuales no garantizan un comportamiento de diafragma eficiente.

CAPÍTULO III

3. METODOLOGIA DE EVALUACION Y ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1. ENFOQUE METODOLOGICO DEL PROYECTO

El presente proyecto adopta un enfoque metodológico aplicado y analítico, orientado a la evaluación del estado estructural actual y al análisis del comportamiento sísmico de una edificación patrimonial construida en mampostería de adobe. El estudio se enmarca en una metodología proyectual, en la cual el diagnóstico estructural constituye la base técnica para la posterior formulación y verificación del proyecto de reforzamiento.

El enfoque metodológico integra actividades de inspección, caracterización de materiales, análisis estructural no lineal y evaluación del desempeño, permitiendo identificar los mecanismos de falla.

3.2. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO

3.2.1. Alcances



El estudio comprende la evaluación estructural integral del templo y la torre, considerando su configuración arquitectónica, sistema estructural y condiciones de conservación. Se incluyen análisis ante cargas gravitacionales y acciones sísmicas mediante procedimientos no lineales estáticos y análisis cinemáticos de mecanismos de colapso.

3.2.2. Limitaciones

Entre las principales limitaciones del estudio se consideran las restricciones propias de una edificación patrimonial, que limitan la ejecución de ensayos destructivos extensivos, así como la variabilidad inherente de los materiales.

3.3. METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN Y DIAGNÓSTICO

Para el diagnóstico estructural del presente trabajo se tomará como metodología “Las Recomendaciones Para El Análisis, Conservación Y Restauración Estructural Del Patrimonio Arquitectónico” elaborado por el International Scientific Committee For Analysis And Restoration Of Structures Of Architectural Heritage (ICOMOS, 2003), dicha asociación fue fundada en 1965, como resultado de la Carta de Venecia 1964.

Según (ICOMOS, 2003), el proceso de diagnóstico estructural en edificaciones históricas se sustenta en la integración de información histórica con evaluaciones de carácter cualitativo y cuantitativo. La evaluación cualitativa comprende la inspección directa de los daños, el reconocimiento del estado de los materiales y el análisis de antecedentes históricos y constructivos. Por su parte, la evaluación cuantitativa se apoya en la ejecución de ensayos, técnicas de monitoreo y en análisis estructural, con el fin de caracterizar el comportamiento de la edificación.

El Comité Científico Internacional Para El Análisis Y Restauración De Estructuras Del Patrimonio Arquitectónico (ICOMOS) establece directrices para realizar un diagnóstico para su posterior intervención de monumentos históricos.



De acuerdo a (ICOMOS, 2003), para conocer acerca de una estructura se precisa información sobre su concepción, sobre las técnicas que se usaron en su construcción, los procesos de daño y deterioro y las alteraciones que le han afectado y, finalmente, sobre su estado actual.

El conocimiento integral de una edificación histórica se construye a partir de un proceso sistemático que articula diversos niveles de análisis. En primer lugar, se considera la valoración histórica y cultural del inmueble, junto con la identificación de sus características constructivas, incluyendo materiales y técnicas originales.

Así mismo, se incorpora una revisión histórica de la evolución de la estructura contemplando las transformaciones geométricas y las intervenciones estructurales realizadas a lo largo del tiempo.

En relación con el estado actual, se realiza la caracterización de la condición estructural, lo que implica la identificación de daños, así como la evaluación de los procesos de deterioro y su posible evolución, apoyándose en ensayos cuando corresponde.

Finalmente, se analiza las acciones actuantes y el comportamiento estructural, considerando la interacción entre los materiales y los mecanismos resistentes del sistema.

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se desarrolla a partir de la información obtenida en las etapas de inspección y caracterización, mediante la idealización del sistema estructural y la aplicación de métodos de análisis adecuados para estructuras de mampostería.

Se emplean procedimientos de análisis no lineal, con el fin de obtener la capacidad global de la estructura y capturar los mecanismos de falla. Así como también análisis cinemático para evaluar mecanismos de falla locales.

3.3.1. Fundamentos de Análisis no Lineal

Es un procedimiento de análisis estructural incremental estático en el que, manteniendo constantes las cargas gravitacionales, se aplican cargas horizontales que se incrementan de



forma monótonica para así evaluar la curva fuerza – desplazamiento de la estructura, identificar los mecanismos plásticos esperados o redistribuciones de esfuerzos y estimar los desplazamientos de colapso o los límites de servicio.

3.3.2. Fundamentos del Análisis Cinemático

El análisis límite cinemático es un método simplificado que analiza mecanismos de colapso más probable de una estructura sometida a cargas sísmicas. Dado el bajo nivel de conectividad entre partes estructurales adyacentes, en envolventes de mampostería de adobe, sin comportamiento de caja, los mecanismos de falla sísmica pueden estudiarse mediante modelos analíticos más simplificados, que pueden correlacionarse adecuadamente, incluso con modelos numéricos complejos. (Karanikoloudis & Lourenco, Structural assessment and seismic vulnerability of earthen historic structures. Application of sophisticated numerical and simple analytical models, 2018)

La clave del análisis límite es la definición de los posibles mecanismos de colapso, lo cual puede ser una tarea relativamente difícil dependiendo de las particularidades de la estructura. (Aguilar, y otros, 2015). Tras la definición del mecanismo de colapso, se utiliza un enfoque cinemático para evaluar el multiplicador de carga que activa el mecanismo mediante la aplicación del principio de trabajo virtual.

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = Int. Work \quad (1)$$

El parámetro α_0 representa la aceleración horizontal que activa el mecanismo de falla, mientras que las variables involucradas describen las fuerzas actuantes y los desplazamientos del sistema. Su determinación permite evaluar la vulnerabilidad estructural al compararlo con la demanda sísmica. (Lagomarcino & Cattari, 2015)

Tras la activación del mecanismo, se produce un movimiento progresivo del cuerpo hasta alcanzar un estado de desplazamiento máximo, correspondiente a un valor cero del multiplicador de carga (el vector de carga de peso está alineado con el punto de articulación).



La relación entre el multiplicador de carga y el desplazamiento d_k de un punto de control k puede asumirse como lineal según la ecuación:

$$\alpha = \alpha_0 \left[1 - \frac{d_k}{d_{k,0}} \right] \quad (2)$$

Donde $d_{k,0}$, es el desplazamiento del punto de control correspondiente a un valor cero del multiplicador de carga. Esta relación puede interpretarse como una curva de capacidad lineal, que es una aproximación a la respuesta carga-desplazamiento del macrobloque y se relaciona con los supuestos de resistencia a la compresión infinita de la mampostería y la imposibilidad de deslizamiento en el mecanismo. (Aguilar, y otros, 2015). Sin embargo, para la aplicación del análisis límite, se consideran las siguientes hipótesis:

- Resistencia a la tracción nula de la mampostería
- Fricción ilimitada entre bloques
- Se considera la resistencia a la compresión para ubicar la línea de articulación giratoria dentro del espesor de los elementos.

Para la verificación del comportamiento sísmico, el procedimiento de análisis límite cinemático requiere la conversión del sistema analizado en un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), para calcular un valor equivalente de la aceleración α_0^* . La masa participante del mecanismo cinemático M^* se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=0}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j} \right)^2}{g^* \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}^2 + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j}^2 \right)} \quad (3)$$

El término $n + m$ representa el total de fuerzas de peso consideradas en el análisis, incluyendo tanto las asociadas a los bloques principales como aquellas masas adicionales que, bajo acción sísmica, generan efectos inerciales en la cadena cinemática

Los parámetros $\delta_{x,i}$, $\delta_{x,j}$ corresponden a los desplazamientos virtuales horizontales en los puntos de aplicación de las respectivas fuerzas, definidas en la dirección de activación del mecanismo.



La aceleración espectral asociada al mecanismo de falla se determina a partir del coeficiente de activación α_0^* , considerando la aceleración de gravedad y la fracción de masa participante.

En este sentido, la expresión se formula como:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 (\sum_{i=0}^n P_i + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j)}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (4)$$

$$e^* = \frac{g^* M^*}{\sum_{i=0}^n P_i + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j} \quad (5)$$

De acuerdo con la normativa italiana para la evaluación sísmica de estructuras existentes, la verificación en el estado límite de daño (DLS) se cumple cuando la aceleración espectral asociada a la activación del mecanismo α_0^* resulta superior a la demanda sísmica obtenida a partir de espectro elástico.

Esta condición implica que la capacidad del sistema frente a la activación del mecanismo excede la sollicitación sísmica esperada. La aceleración de demanda se determina en función de la aceleración máxima del terreno a_g , el factor de amplificación del suelo, el factor de comportamiento q y un termino que considera la posición del centro de masas, expresado mediante la relación entre la altura del centro de gravedad Z y la altura total H del elemento analizado. En consecuencia, la verificación se establece mediante la comparación entre la capacidad y la aceleración espectral de demanda, garantizando la seguridad cuando la primera es mayor. (Lagomarcino & Cattari, 2015)

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g^* S}{q} \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right) \quad (6)$$

En cuanto al máximo desplazamiento espectral del SDOF se calcula con la ecuación (7), donde d_k es desplazamiento real del punto k por un factor de participación modal, así se establece una relación lineal como lo especificado en la Ecuación (2).

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}^2 + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j}^2}{d_{k,0} (\sum_{i=0}^n P_i + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j)} \quad (7)$$



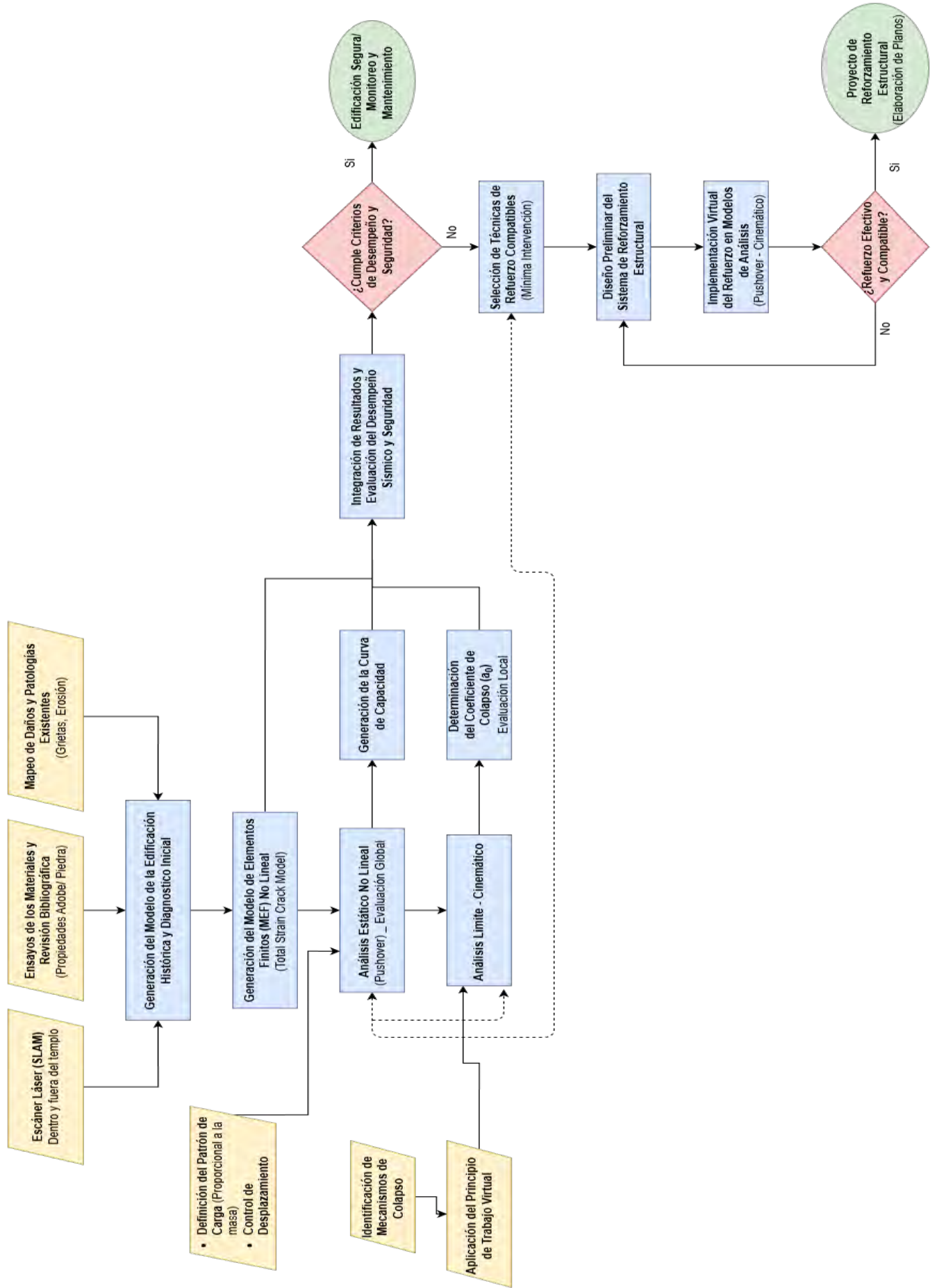
3.4. CRITERIOS NORMATIVOS Y REFERENCIAS TECNICAS

La metodología empleada en el presente estudio se fundamenta en el marco normativo nacional, considerando como referencia principal la norma E-030 Diseño sismorresistente y E-080 Construcciones con tierra.

Sin embargo, la normativa nacional no contempla un apartado específico que establezca procedimientos detallados para la evaluación estructural de edificaciones patrimoniales existentes.

En ese contexto, para el diagnóstico y comportamiento sísmico, se recurrió a guías técnicas, recomendaciones internacionales y estudios especializados en evaluación de estructuras patrimoniales de mampostería de tierra.

3.5. DIAGRAMA DEL PROCESO METODOLOGICO





CAPÍTULO IV

4. INSPECCION, DIAGNOSTICO Y ESTADO DE CONSERVACION

4.1. INSPECCIÓN VISUAL

La inspección visual se basa en la observación directa de la estructura, es una fase esencial del estudio para la comprensión del estado actual. Este procedimiento permite obtener una primera aproximación al desempeño estructural, así como identificar manifestaciones visibles de daño y deterioro.

Según (ICOMOS, 2003), la inspección visual en edificaciones patrimoniales tiene como finalidad reconocer el estado de conservación mediante la identificación de daños y procesos de deterioro, así como evaluar si estos presentan condiciones de estabilidad o evolución. Así mismo permite establecer la existencia de riesgos inmediatos que requieran intervenciones urgentes y analizar la influencia de factores ambientales sobre la estructura.

En el presente estudio la inspección visual se desarrolló mediante recorridos en el interior y exterior de la edificación, complementados con registro fotográfico, lo que permitió documentar y caracterizar las patologías observadas.

4.2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL Y PATOLOGÍAS

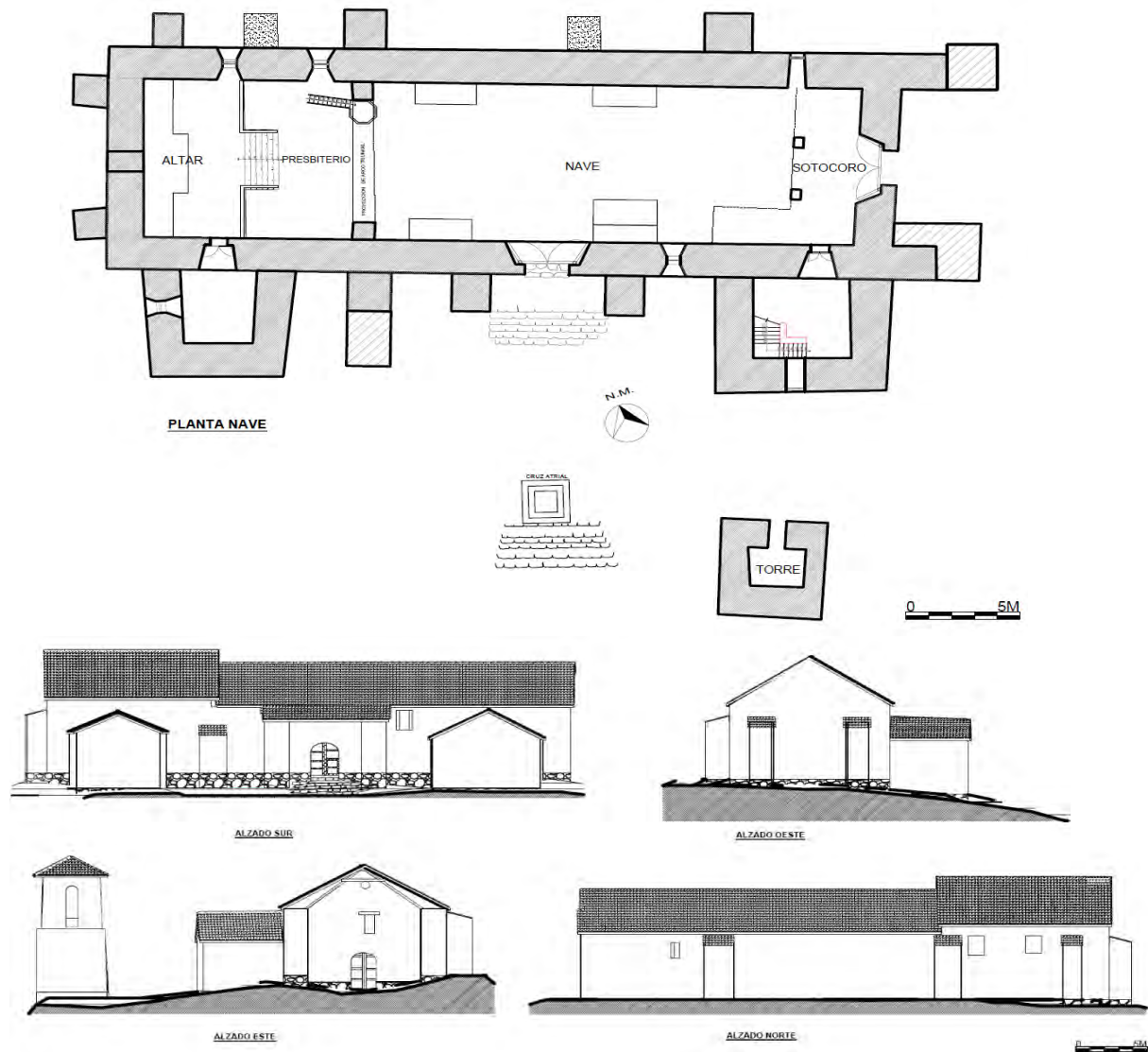
El Templo Santa Lucia de Pomacanchi es una edificación religiosa del siglo XVII, presenta una nave única que lleva al presbiterio y al altar mayor ambos ligeramente elevados respecto al nivel del piso principal, Adyacentes a los mismo se encuentran la sacristía y el baptisterio.

La estructura principal está formada por muros y contrafuertes de adobe sobre los cuales se dispone una cubierta a dos aguas sostenida por una estructura de madera, el edificio se asienta sobre una base de mampostería de piedra irregular con mortero de barro.

El valor histórico y patrimonial del templo radica en que conserva un alto grado de autenticidad, ya que las intervenciones realizadas a lo largo del tiempo han sido mínimas y no invasivas, limitándose a apuntalamientos temporales, retiro de maleza y limpieza de cobertura vegetal.

La iglesia presenta una geometría sencilla, compuesta por dos muros longitudinales y dos muros hastiales alcanzando una altura máxima de 9.6m desde el nivel de piso del templo.

Figura 4: Plantas y elevaciones del templo de Santa Lucia



Los cimientos y sobrecimientos son de mampostería de piedra irregular asentadas con mortero de barro. Tanto el ancho de mortero y piedras son de dimensión variable. El sobrecimiento tiene el mismo ancho que el muro que sostiene y su altura es variable de acuerdo al perfil del terreno, este varía entre 1.10 m a 1.40m, observándose la mayor altura en el muro testero y la menor altura en el muro de la Epístola.



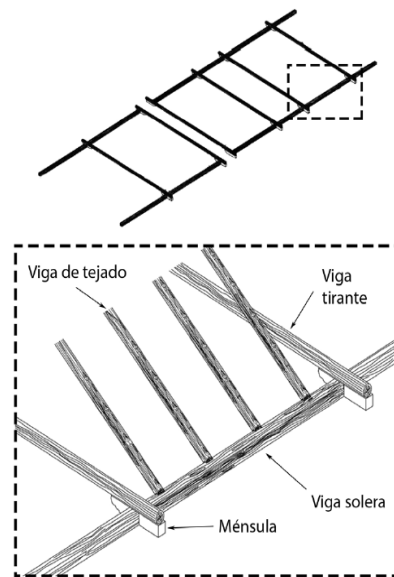
Los muros son portantes de mampostería de adobe con revoque en la parte interior. Siendo la unidad típica de adobe de 600mm de largo, 300mm de ancho y 150 mm de alto. El adobe fue elaborado con barro que tiene similitud con las características del suelo del lugar (Ver Figura 9, Figura 13). Los adobes se unen con mortero de barro que presentan un espesor promedio de 20mm.

El sistema de cobertura corresponde a una configuración a dos aguas, conformado por armaduras de madera tradicionales. Estas están compuestas por pares elaborados a partir de troncos, unidos entre si mediante elementos tipo nudillo, los cuales se disponen los sobrepares, que actualmente evidencian deformaciones asociadas a esfuerzos a flexión, probablemente originadas por el envejecimiento del material y las condiciones de servicio a lo largo del tiempo.

En la zona superior, las cerchas presentan una conexión poco rígida con la viga cumbreira, utilizando uniones simples a base de clavos y sogas, los que limita su capacidad de trabajo conjunto. La cobertura está constituida por un sistema tradicional compuesto por cañas, una capa intermedia de tierra mezclada con paja y un acabado exterior de tejas de arcilla cocida. A nivel de apoyo, se identifican vigas de arrocabe las cuales cumplen la función de recibir las cargas transmitidas por los extremos de los sobrepares. Asimismo, se observan tensores dispuestos sobre ménsulas también embebidas en las vigas soleras, sin embargo, el sistema estructural presenta discontinuidad, ya que no existe una adecuada conexión entre sus componentes, impidiendo que funcione como una caja.

En los ambientes anexos, como el baptisterio y la sacristía, se repite una configuración similar, con vigas de arrocabe de madera embebidas en los muros de adobe.

Figura 5: Sistema del techo del Templo de Santa Lucia (vista interior)



En el muro norte (epístola) se observan cinco contrafuertes de los cuales el segundo se encuentra separado del muro (Ver Fotografía 12) y los demás con pérdida de material y fisuras, en el segundo contrafuerte se observa un contrafuerte añadido (Ver Fotografía 15), ya que las unidades de adobe de este último son distintas a las de la nave, entre los contrafuertes dos y tres hay una pérdida de aproximadamente $1/3$ del espesor del muro (Ver Fotografía 16 y Fotografía 17).

El muro sur (evangelio) presenta una grieta vertical ascendente de 40mm en la sacristía, así como otras de 5mm (Ver Fotografía 18 y Fotografía 19), estas se asumen que son debido a un asentamiento por el lavado de motero en la cimentación, ya que al verificar la sección de la cimentación esta era correcta, así mismo se tiene un contrafuerte añadido con pérdida de material (Ver Fotografía 20). El baptisterio presenta una grieta vertical ascendente con espesor variable desde 5mm hasta 200mm con desplazamiento hacia el exterior (Ver Fotografía 21), en el interior del baptisterio se tiene colapso del muro que tenía adosada la escalera que conectaba con el coro.

El muro oeste (testero) tiene una grieta vertical de 5mm de espesor en la intersección del contrafuerte con el muro (Ver Fotografía 22), esto evidencia la falta de conexión entre elementos, en el muro este (de pies) presenta grietas verticales en ambos extremos visibles desde el exterior



e interior esto indica la falta de unión entre los muros, también se tienen contrafuertes añadidos a ambos lados del muro este uno en forma rectangular (Ver Fotografía 23 y Fotografía 24) y otra en forma de L (Ver Fotografía 28), pero no se observan grietas horizontales con pérdida de material en ambos muros.

El campanario presenta erosión en el cimient y sobrecimiento, así como perdida de material con una grieta vertical en una de sus caras (Ver Fotografía 25 y Fotografía 26), pero sin llegar a la parte interna, esto debido a posibles sismos anteriores.

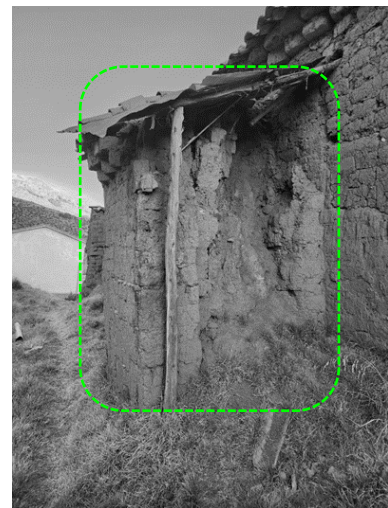
Se observó que el daño estructural se agravo a casusa de la carencia de unión entre los elementos, la erosión, el drenaje y falta de mantenimiento, se confirmó también con el levantamiento y la nube de puntos que los muros norte y sur presentan desplazamiento hacia el exterior.



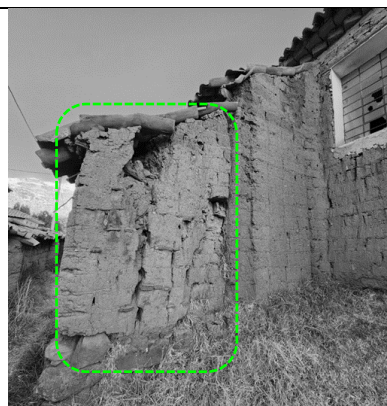
Fotografía 12: Contrafuerte de la epístola.



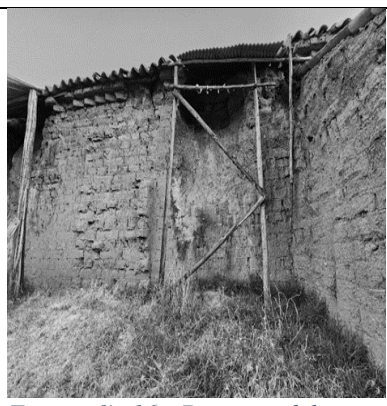
Fotografía 13: Restos del contrafuerte de la epístola



Fotografía 14: Contrafuerte con desgaste



Fotografía 15: Contrafuerte añadido (epístola)



Fotografía 16: Desgaste del muro epístola (a)



Fotografía 17: Desgaste del muro epístola (b)



Fotografía 18: Grietas en la sacristía (a)



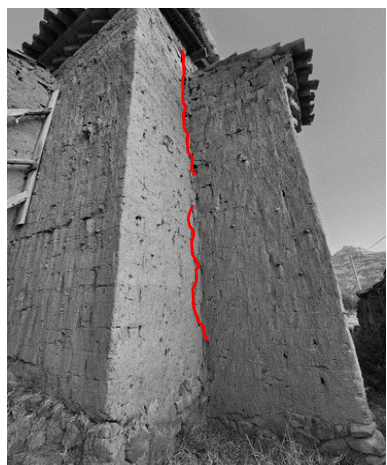
Fotografía 19: Grietas en la sacristía (b)



Fotografía 20: Contrafuerte añadido (evangelio)



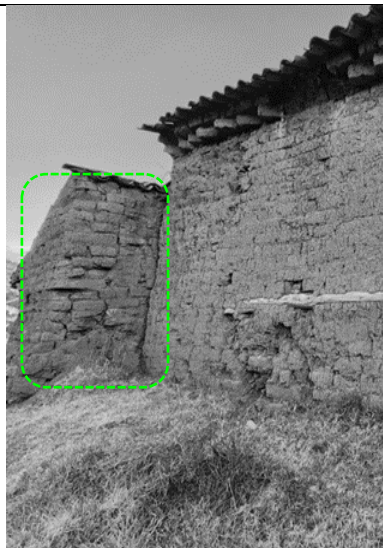
Fotografía 21: Grietas en el baptisterio



Fotografía 22: Grieta longitudinal del muro testero



Fotografía 23: Contrafuerte añadido en el muro de pies (a).



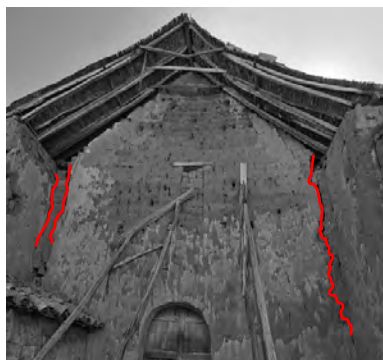
Fotografía 24: Contrafuerte añadido en el muro de pies (b)



Fotografía 25: Perdida de material del sobrecimiento del campanario.



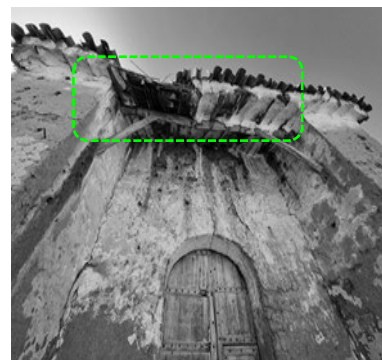
Fotografía 26: Grieta longitudinal



Fotografía 27: Grietas del muro de pies



Fotografía 28: Contrafuerte añadido en el muro de pies

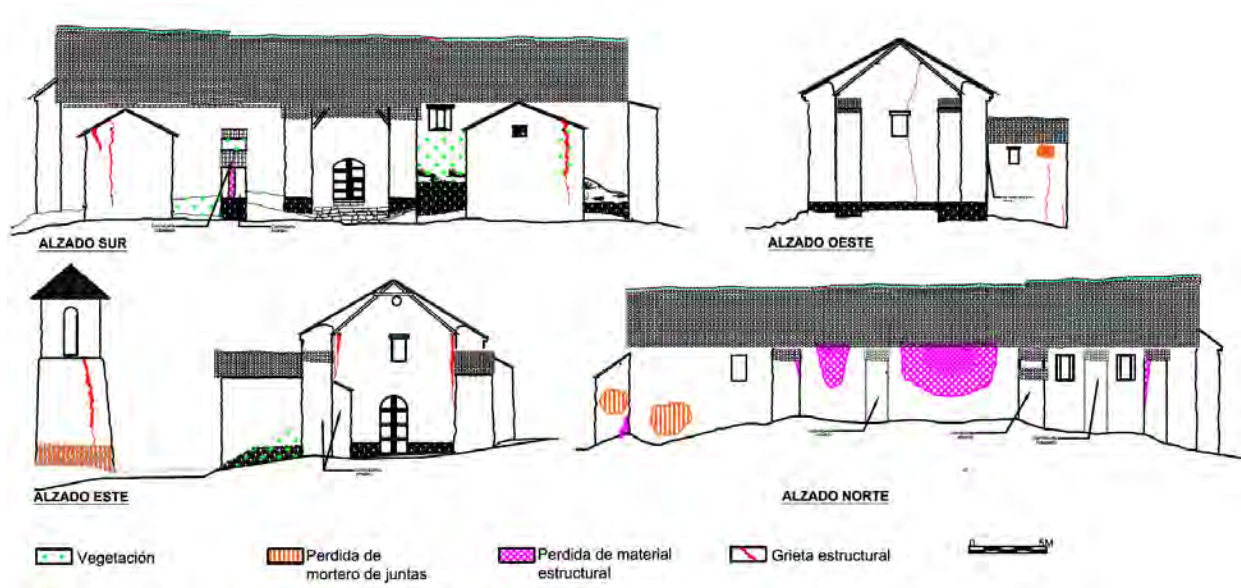


Fotografía 29: Cobertura principal de la nave

4.3. MAPEO DE GRIETAS Y PATOLOGÍAS ASOCIADAS

Con base a las patologías observadas en el templo estas se presentan en:

Figura 6: Elevaciones del templo con los daños observados



4.4. IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE MECANISMOS DE DAÑO

A partir del análisis de patrones de fisuraciones y deformaciones observadas durante la inspección del Templo Santa Lucia de Pomacanchi, se identificaron mecanismos de daño asociados principalmente a fallas fuera del plano de los muros portantes y fallas por corte en el plano en sectores específicos.

En los encuentros con muros se observaron patrones de grieta verticales, acompañada de desplomes de uno de los muros, lo que sugiere un comportamiento independiente de los muros frente a acciones sísmicas. Este patrón de grieta es característico de un mecanismo de falla fuera del plano, debido a la casi nula resistencia a la tracción de la mampostería de adobe y a la ausencia de amarre efectivo entre muros.

Por otro lado, en la torre y muro testero se observan fisuras diagonales que indican mecanismo de falla por corte en el plano. Estos daños se asocian a concentraciones de esfuerzo debido a la geometría irregular y a la presencia de vanos.

Los mecanismos identificados preliminarmente constituyen la base para la posterior verificación mediante el análisis no lineal y análisis cinemático.

CAPÍTULO V

5. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES

5.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

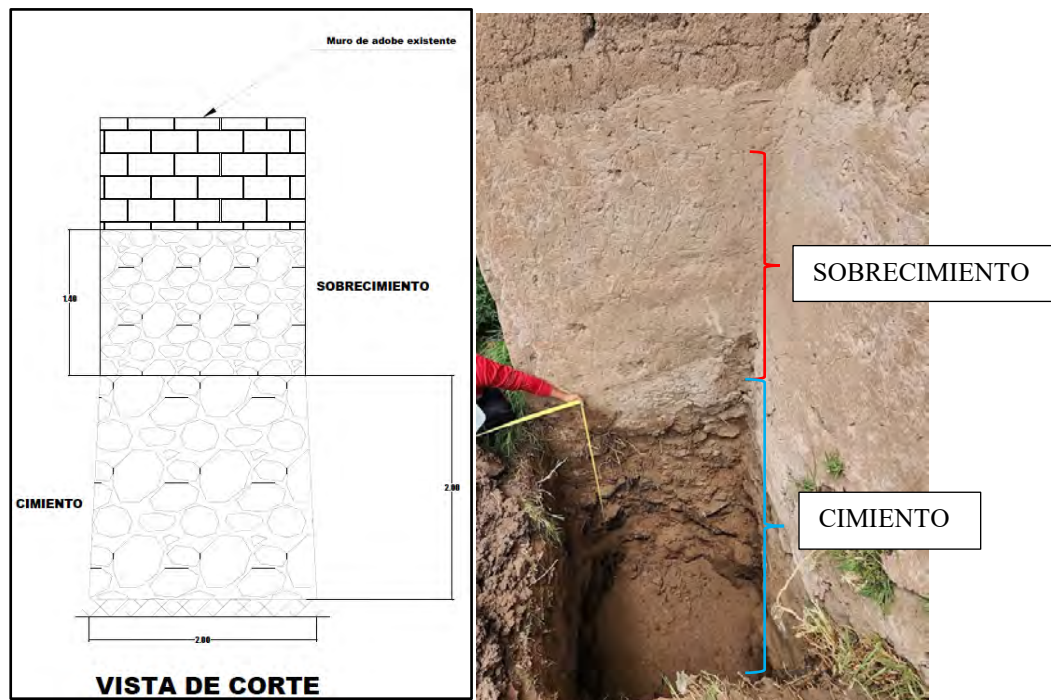
Se realizó una calicata de prospección a cielo abierto con la finalidad de verificar el estado de la cimentación y también para la obtención de muestras representativas para el posterior análisis de sus propiedades resistentes y la evaluación de la capacidad de carga.

Figura 7: Calicata de prospección C-01



La exploración de la calicata C-01 ha alcanzado una profundidad de 2.00 m de profundidad y no se evidenció presencia de nivel freático. Las muestras extraídas del suelo correspondieron a Mib y Mab, extrayéndose materiales en cantidades suficientes para los diferentes ensayos.

Figura 8: Elevación y corte de la cimentación exterior del muro del evangelio.



Haciendo la verificación de la cimentación observamos que esta se encuentra en buen estado. Los cimientos son de mampostería de piedra irregular asentada directamente sobre el suelo y el sobrecimiento también es de mampostería de piedra irregular asentada con mortero de barro, el ancho del cimiento y el sobrecimiento es el mismo que del ancho del muro que sostiene. La altura de la cimentación en toda la nave de la iglesia es de 2.00 m de profundidad con respecto al +/-0.00 que es el piso terminado en la puerta de ingreso en el muro de pies. La altura presenta variaciones entre 2.00 y 3.00 m de acuerdo al perfil natural del terreno, siendo mayor en el muro de la epístola y menor en la sacristía y bapisterio.

5.1.1. Ensayo de Granulometría (ASTM D422)

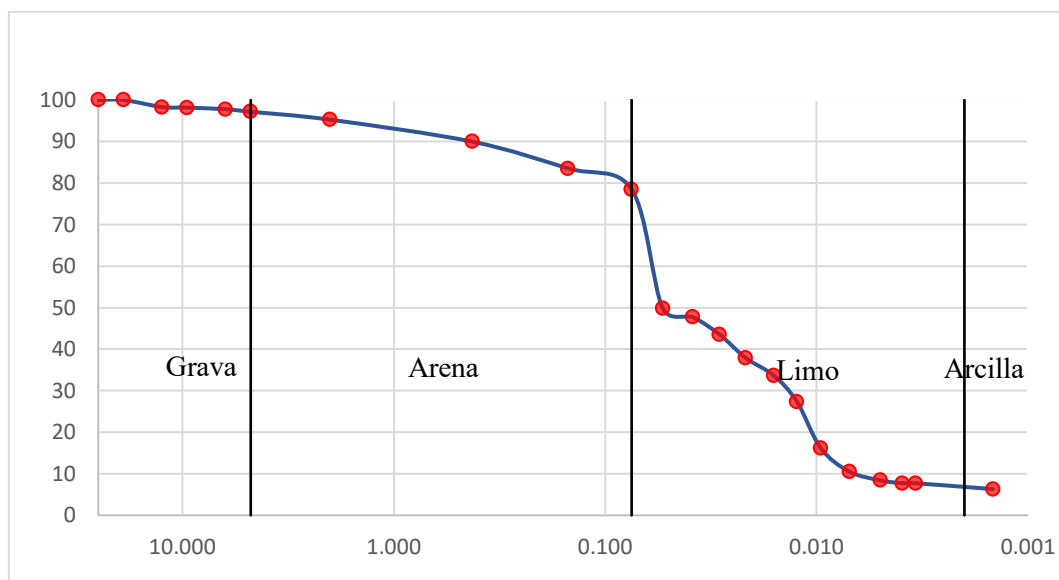
Peso De La Muestra (Tarada)	1027.5	gr
Peso Recipiente (Horno)	304.89	gr
Peso De Muestra Lavada (Horno)+Recipiente	526.99	gr
Peso De Muestra Lavada	222.1	gr
Material Que Pasa Malla N°200	805.40	gr



Tabla 2: Determinación de la granulométrica del suelo

Tamiz	Diámetro (mm)	Peso Retenido (gr)	Peso Retenido Corregido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa Acumulado
1"	25.000	-	-	-	-	100
3/4"	19.000	15.44	15.44	1.50	1.50	100
1/2"	12.500	1.99	1.99	0.19	1.70	98.30
3/8"	9.500	1.5	1.5	0.15	1.84	98.16
1/4"	6.250	4.04	4.04	0.39	2.24	97.76
N°4	4.750	6.25	6.25	0.61	2.84	97.16
N°10	2.000	19.62	19.62	1.91	4.75	95.25
N°40	0.425	54.35	54.35	5.29	10.04	89.96
N°100	0.150	66.06	66.06	6.43	16.47	83.53
N°200	0.075	52.03	52.03	5.06	21.54	78.46
Cazuela	-	1.13	0.82	0.08	21.62	78.38
	Σ	222.41				
	Error	0.14%				

Figura 9: Distribución granulométrica del suelo





5.1.2. Contenido de Humedad (ASTM D-2216)

Tabla 3: Determinación del Porcentaje de contenido de humedad.

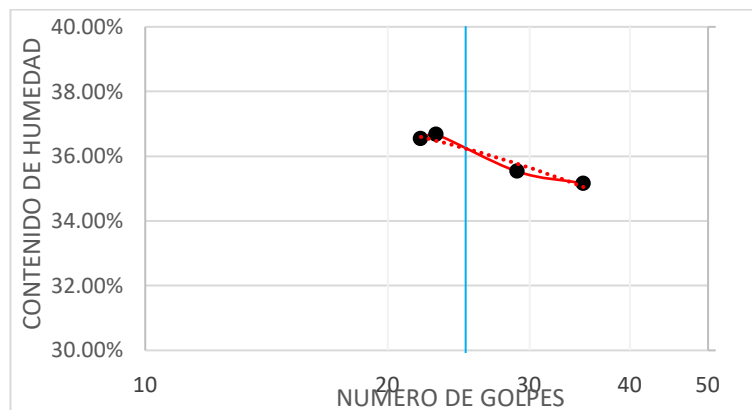
Contenido De Humedad	M-1	M-2	M-3
Peso Capsula	58.72	59.02	57.64
Peso Capsula+ Muestra Húmeda	76.37	79.65	92.13
Peso Capsula +Muestra Seca	72.34	75.09	85.31
Peso Agua	4.03	4.56	6.82
Peso De Muestra Seca	13.62	16.07	27.67
Contenido Humedad (%)	29.6%	28.4%	24.6%
Promedio	27.5%		

5.1.3. Límites de Atterberg (ASTM D4318) (ASTM D427)

5.1.3.1. Limite Liquido

Tabla 4: Determinación del límite liquido del suelo.

Numero De Muestra	1	2	3	4
Numero De Golpes	35	29	23	22
Peso De Capsula (gr)	63.04	56.76	58.14	59.01
Peso De Caps. + Muestra Húmeda (gr)	82.49	76.33	73.72	78.63
Peso De Caps. + Muestra Seca (gr)	77.43	71.20	69.54	73.38
Peso Del Agua (gr)	5.06	5.13	4.18	5.25
Peso Del Suelo Seco (gr)	14.39	14.44	11.40	14.37
Contenido De Humedad	35.16%	35.53%	36.67%	36.53%





5.1.3.2. Limite Plástico

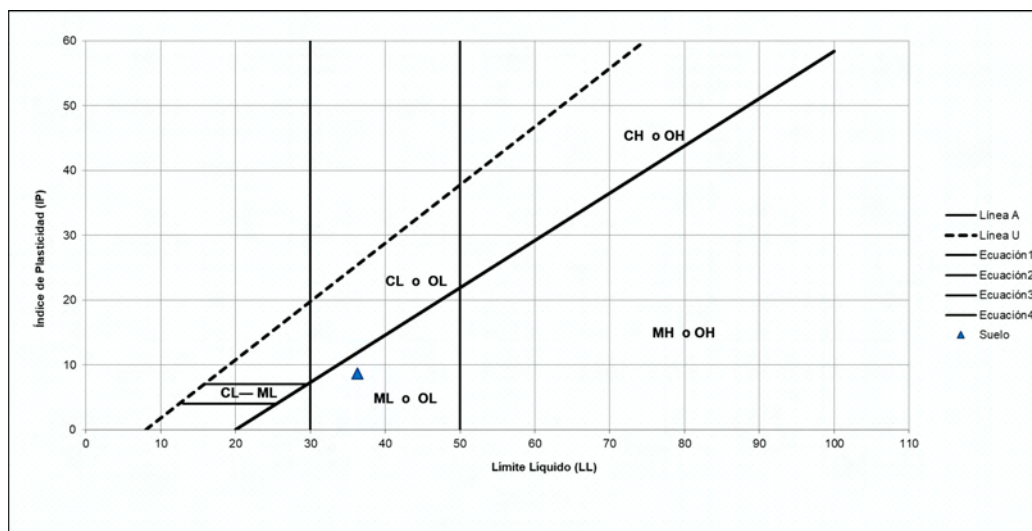
Tabla 5: Determinación del límite plástico del suelo

Numero De Muestra	1	2
PESO DE CAPSULA (gr)	22.26	21.41
Peso De Caps. + Muestra Húmeda (gr)	28.44	28.19
Peso De Caps. + Muestra Seca (gr)	27.05	26.78
Peso Del Agua (gr)	1.39	1.41
Peso Del Suelo Seco (gr)	4.79	5.37
Contenido De Humedad	29.02%	26.26%

Tabla 6 : Limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad

Limite Liquido	36.3%
Limite Plástico	27.64%
Índice De Plasticidad	8.66%

Figura 10: Carta de plasticidad para el suelo


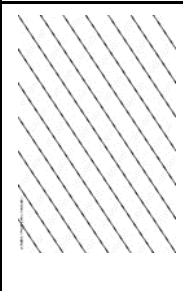

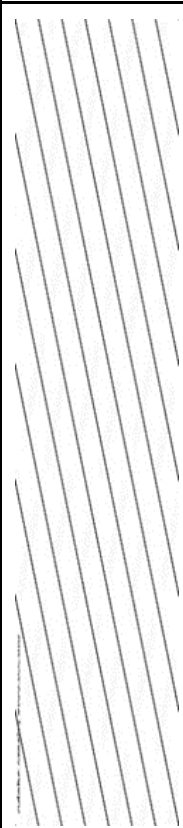



En base a los resultados obtenidos el suelo de fundación para el templo Santa Lucia es Limo de mediana plasticidad, según la clasificación SUCS.



5.1.4. Perfil Estratigráfico y Clasificación De Suelos (SUCS) ASTM D-2487

Tabla 7: Perfil estratigráfico

Proyecto: Diagnóstico y reforzamiento estructural del monumento histórico "Templo Santa Lucia de Pomacanchi"						
Profundidad: 2.20		Nivel Freático: N.P.				C - 01
Profundidad	Descripción	Símbolo	Color	Clasificación SUCS	Estrato	Observación
0.10	Capa vegetal				1	Terreno de color café claro, ligeramente húmedo con pasto y raíces delgadas
0.20						
0.30	Limo de mediana plasticidad			ML	2	Suelo de limo de mediana compresibilidad con arena, de color marrón claro, piedras menores a 3", compacta y ligeramente húmeda
0.40						
0.50						
0.60						
0.70	Limo de mediana plasticidad			ML	3	Suelo de limo arenoso de mediana compresibilidad con grava, de color marrón claro, piedras mayores a 1" y menores a 10", compacta y presencia de rocas en descomposición ligeramente húmeda.
0.80						
0.90						
1.00						
1.10						
1.20						
1.30						
1.40						
1.50						
1.60						
1.70						
1.80						
1.90						
2.00						
2.10						
2.20						

5.1.5. Ensayo de Corte Directo (ASTM D-3080)

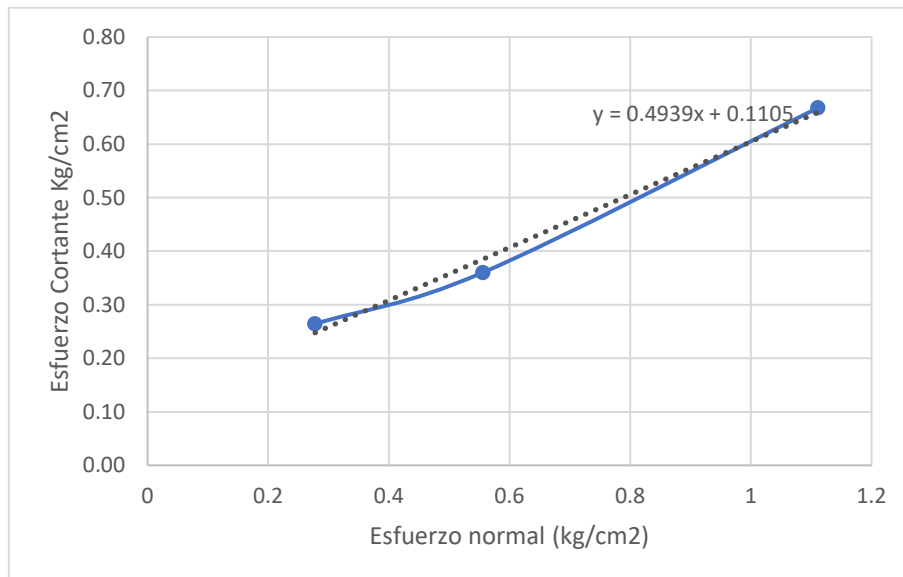
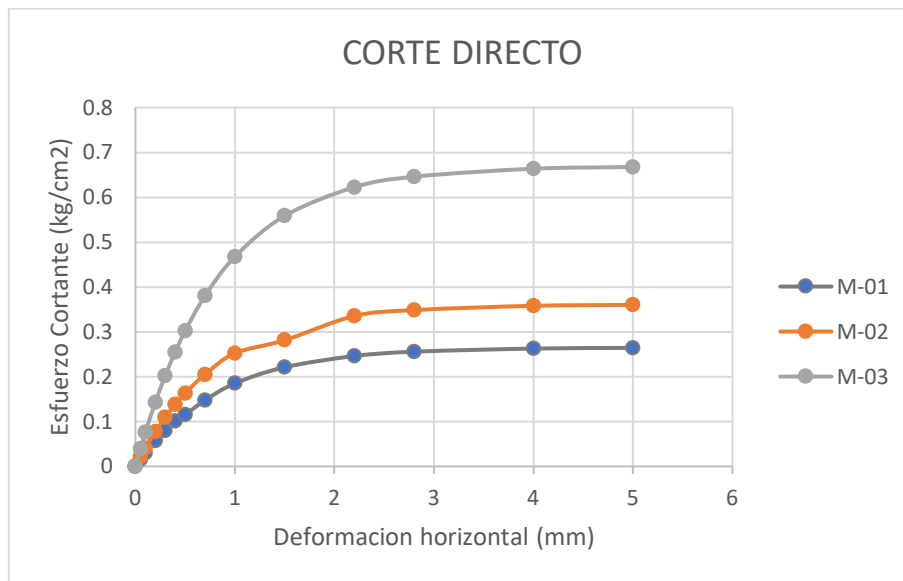


Tabla 8: Corte Directo del suelo

Muestras	M-01	M-02	M-03
Carga vertical (kg)	1	2	4
Área en corte (cm ²)	36	36	36
σ_n (kg/cm ²)	0.28	0.56	1.11
T (kg/cm ²)	0.26	0.36	0.67

Cohesión = 0.1105 kg/cm²

Angulo de fricción interna = 26.28°



5.1.6. Capacidad de Carga Admisible

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE SEGÚN TERZAGHI

$$q_u = cN_c S_c + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

B=1.80 m

$$q' = D_f \times \gamma_{\text{suelo}}$$

F. S=3.0

Tabla 9: Capacidad de carga ultima y admisible según Terzaghi

Df (m)	c(kg/cm ²)	γ(kg/cm ²)	q(kg/cm ²)	N _c	N _q	N _γ	qu(kg/cm ²)	qa(kg/cm ²)
2.20	1.105	1.68	3.696	27.68	14.67	10.38	10.05	3.35

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA Y ADMISIBLE SEGÚN MEYERHOF

$$q_u = cN_c S_c d_c + q' N_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

B=1.80m

L=20.0m

F. S=3

Tabla 10: Capacidad de carga ultima y admisible según Meyerhof

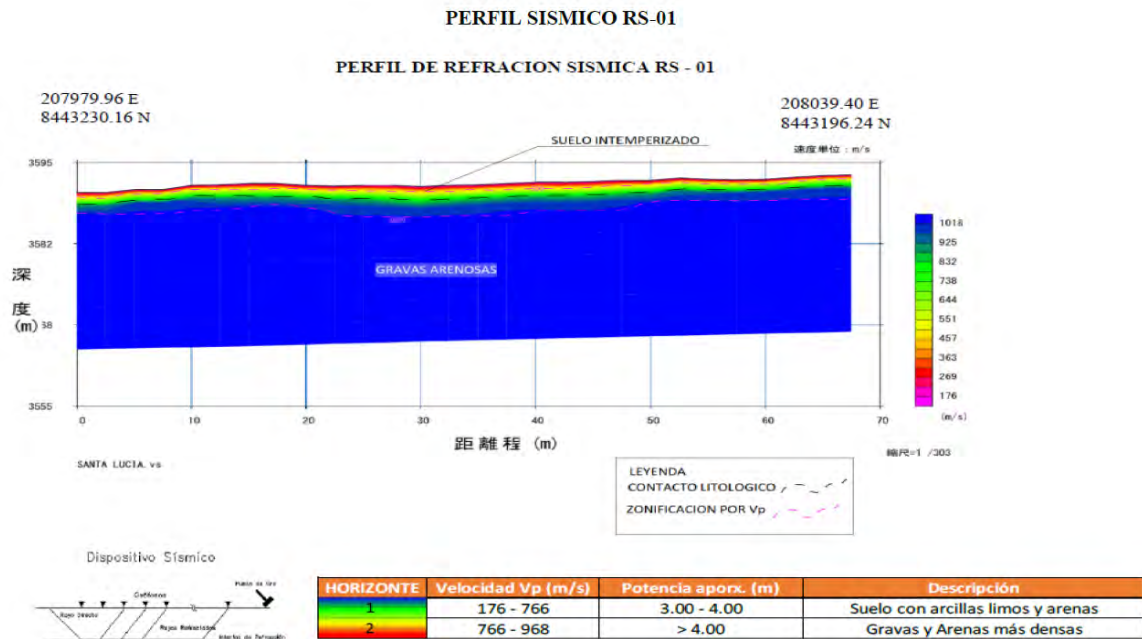
Df (m)	c (kg/cm ²)	γ (gr/cm ³)	q (kg/cm ²)	N _c	N _q	N _γ	S _c	S _q	S _γ	d _c	d _q	d _γ	q _u (kg/cm ²)	q _a (kg/cm ²)
2.20	1.217	1.68	3.696	22.72	12.22	8.394	1.05	1.02	1.02	1.39	1.20	1.20	10.75	3.58

En el presente estudio se utilizará la capacidad de carga ultima por tratarse de una evaluación estructural, dicho valor nos servirá para verificar el ancho base de la cimentación.

5.1.7. Perfil de Refracción Sísmica

Este estudio geofísico nos permitió conocer las propiedades del subsuelo, específicamente la velocidad de propagación de ondas sísmicas, con el objetivo de clasificar sísmicamente el tipo de suelo y establecer la estratigrafía hasta una profundidad de 30m.

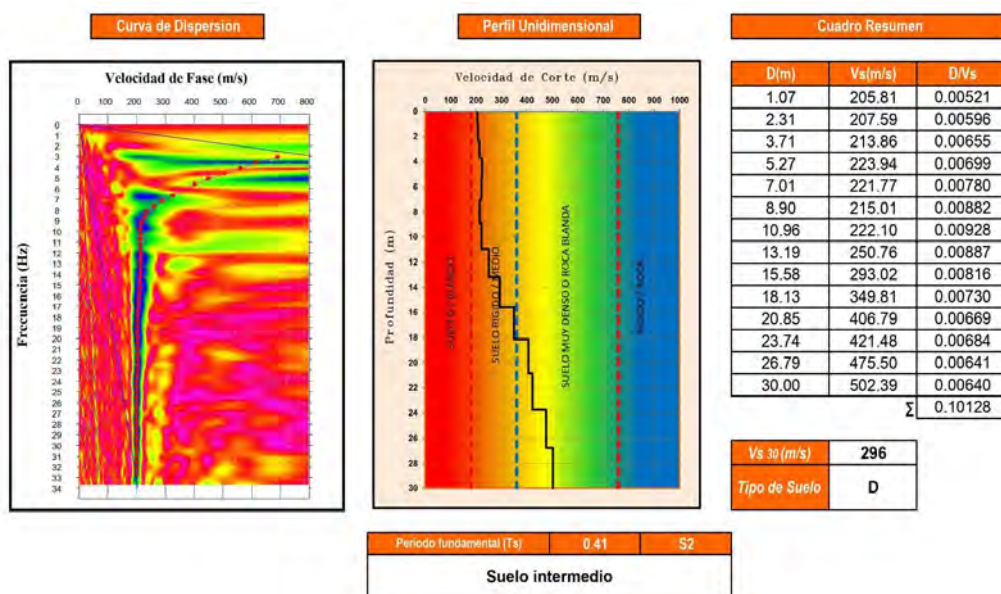
Figura 11: Perfil de refracción sísmica, Templo Santa Lucia de Pomacanchi



5.1.7.1. Parámetro de suelo (S)

Este parámetro amplifica el espectro de aceleraciones. Este se basa en las propiedades mecánicas del suelo, velocidad de propagación de ondas. Según el estudio geofísico MASW 1D realizado en la zona en estudio, corresponde un valor $S=1.2$ “Suelo Intermedio”.

Figura 12: Resultados de ensayo geofísico MASW 1D, Templo Santa Lucia de Pomacanchi





5.2. CARACTERIZACIÓN FÍSICAS DE LOS MATERIALES

Para la caracterización física de los materiales se obtuvo muestras de adobe y mortero del muro colapsado en el baptisterio, esto con previa aprobación de la oficina “Bienes Patrimoniales del Arzobispado del Cusco”

5.2.1. Determinación del Peso Volumétrico del Adobe

Para la determinación del peso volumétrico, se seleccionó muestras secas de forma prismática extraídas del Templo Santa Lucía de Pomacanchi, donde se obtuvo los siguientes resultados en la Tabla 11.

Tabla 11: Determinación del peso volumétrico del adobe del Templo Santa Lucía de Pomacanchi

Muestra	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Vol. (m ³)	Peso (kg)	P.V(kg/m ³)
Adobe 1	0.284	0.587	0.148	0.0247	42.34	1716.1
Adobe 2	0.294	0.592	0.149	0.0259	44.20	1704.4
Adobe 3	0.287	0.594	0.146	0.0249	42.71	1716.0
					Promedio	1712.1

Para el presente estudio se utilizará como valor del peso volumétrico el promedio obtenido, que corresponde a 1712.1 kg/m³

5.2.2. Granulometría del Adobe

Según a la Norma Técnica de Edificación E-80 “Adobe” publicada en el año 2000 proporciona recomendaciones respecto a la gradación del suelo, el cual debe aproximarse en arcilla 10-20%, limo 15-25% y arena 55-70%. Es decir que la norma no recomienda el uso de gravas, partículas que superen 4.75mm de diámetro.

En nuestro caso de estudio realizamos el análisis granulométrico mecánico para partículas que superan la malla número 200 (0.075mm) y para partículas de menor tamaño (finas), se realizó la granulometría por el método del hidrómetro.



De las muestras de adobe extraídas del Templo Santa Lucia obteniendo así un 61.98% de finos que se obtuvo en el proceso de lavado de la muestra, también observamos un 11.91% de partículas que superan un diámetro de 4.75mm (gravas). (Ver Tabla 12)

Asimismo, se observó poca presencia de paja. Por lo que no se cumple con las recomendaciones de la norma

Cabe recordar que la estructura en estudio tiene más de 350 años de antigüedad y que dada las condiciones de la época esta fue elaborada con material (suelo) de la misma zona. Se confirma esta premisa al haber encontrado similitud entre las granulometrías del adobe y suelo de la zona en estudio.

Tabla 12: Determinación de la granulometría del adobe.

Peso De La Muestra (Tarada)	1394.94	gr
Peso Recipiente (Horno)	268.32	gr
Peso De Muestra Lavada (Horno)+Recipiente	798.64	gr
Peso De Muestra Lavada	530.32	gr
Material Que Pasa Malla N°200	864.62	gr

Tamiz	Diámetro (mm)	Peso Retenido (gr)	Peso Retenido Corregido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa Acumulado
1"	25.000	-	-	-	-	100
3/4"	19.000	-	-	-	-	100
1/2"	12.500	11.07	11.07	0.79	0.79	99.21
3/8"	9.500	14.07	14.07	1.01	1.80	98.20
1/4"	6.250	26.91	26.91	1.93	3.73	96.27
N°4	4.750	25.99	25.99	1.86	5.59	94.41
N°10	2.000	77.38	77.38	5.55	11.14	88.86
N°40	0.425	131.09	131.09	9.40	20.54	79.46
N°100	0.150	127.41	127.41	9.13	29.67	70.33
N°200	0.075	106.47	106.47	7.63	37.31	62.69
CAZUELA	-	8.32	9.93	0.71	38.02	61.98
	Σ	528.71				
	Error	0.30%				



5.2.3. Granulometría del Mortero

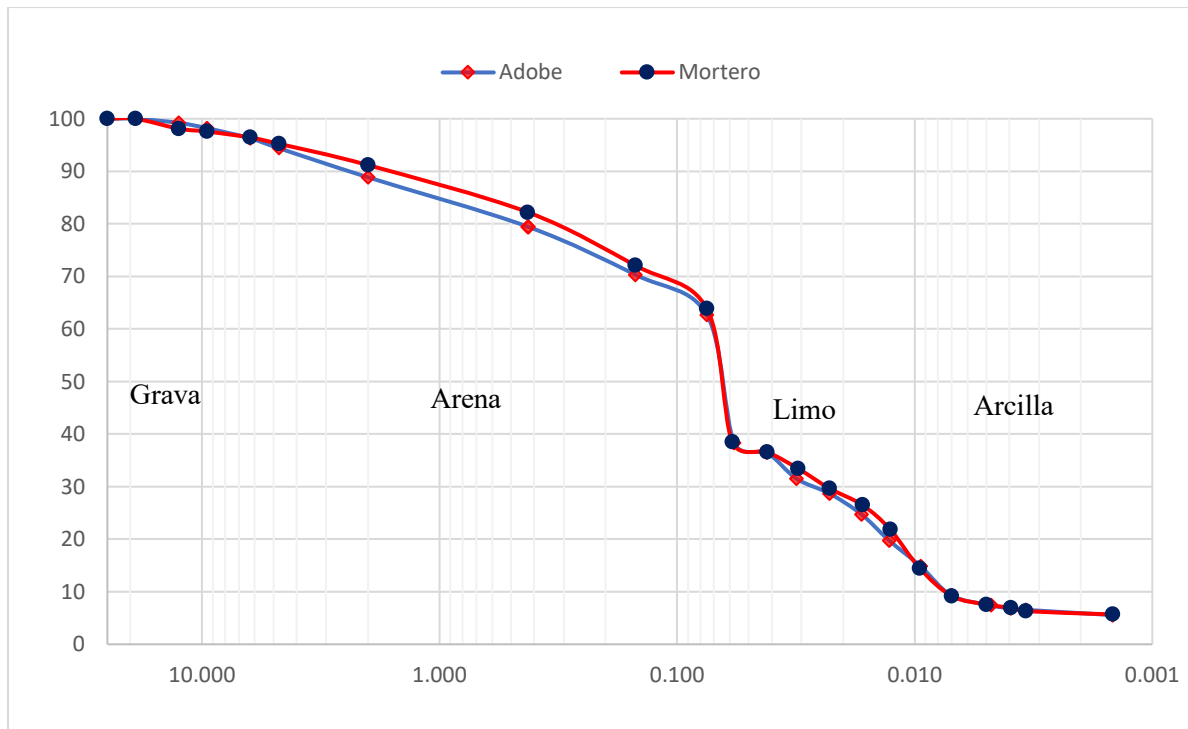
Similar al adobe, en el mortero también no cumplimos con las recomendaciones de la Norma. Según la distribución granulométrica tenemos un 63.27% de finos y además encontramos partículas de hasta 3/4" de diámetro en la muestra (Ver Tabla 13).

Tabla 13: Determinación de la granulometría del mortero.

Peso De La Muestra (Tarada)	1062.97	gr
Peso Recipiente (Horno)	166.05	gr
Peso De Muestra Lavada (Horno)+Recipiente	556.51	gr
Peso De Muestra Lavada	390.46	gr
Material Que Pasa Malla N°200	672.51	gr

Tamiz	Diámetro (mm)	Peso Retenido (gr)	Peso Retenido Corregido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasa Acumulado
1"	25.000	-	-	-	-	100
3/4"	19.000	11.29	11.29	1.06	1.06	100
1/2"	12.500	8.79	8.79	0.83	1.89	98.11
3/8"	9.500	5.83	5.83	0.55	2.44	97.56
1/4"	6.250	12.01	12.01	1.13	3.57	96.43
N°4	4.750	12.66	12.66	1.19	4.76	95.24
N°10	2.000	43.18	43.18	4.06	8.82	91.18
N°40	0.425	95.36	95.36	8.97	17.79	82.21
N°100	0.150	107.74	107.74	10.14	27.93	72.07
N°200	0.075	87.28	87.28	8.21	36.14	63.86
CAZUELA	-	4.98	6.32	0.59	36.73	63.27
	Σ	389.12				
	Error	0.34%				

Figura 13: Curva granulométrica para el templo de Santa Lucia.



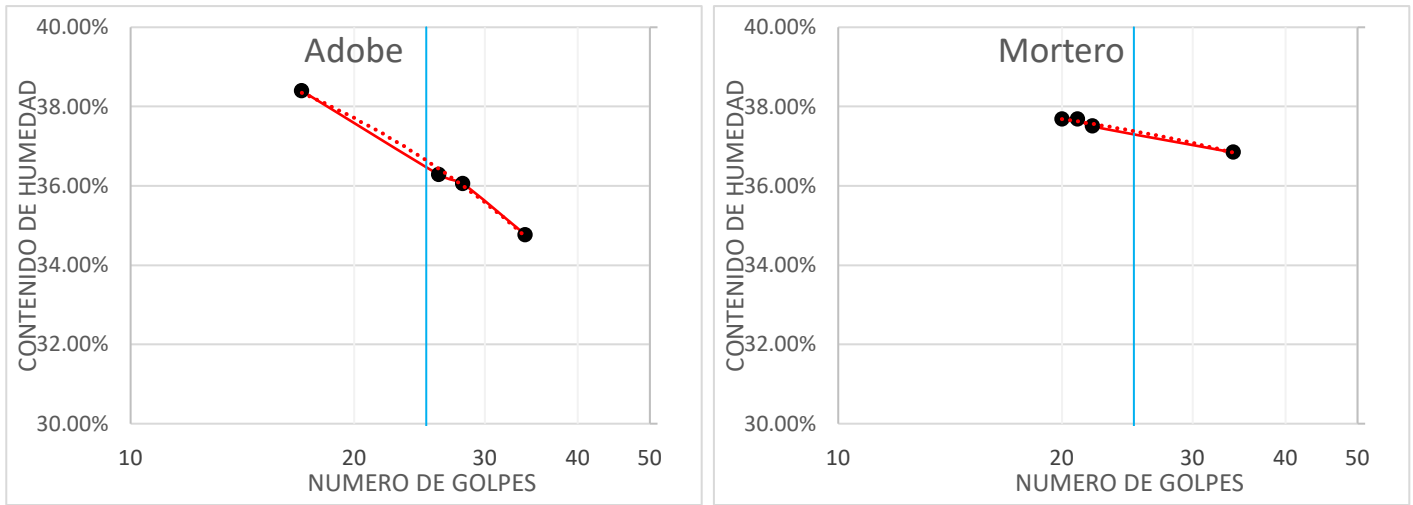
Como se observa en la Figura 13, se encuentra similitud entre las curvas granulométricas para el adobe y el mortero. Así como también en granulometría del suelo (Ver Figura 9). Por lo que se puede asumir que, para la construcción del Templo, el material que se uso fue del mismo lugar, pero aumentando un 15% aproximadamente de arena.

5.2.4. Límites de Atterberg en el Adobe y Mortero

Se determinaron los límites líquido y plástico. Estos límites son una medida del contenido de agua crítico en suelos de grano fino, a medida que pasan de sólido a líquido. Además de ello nos permite una caracterización para suelos finos.



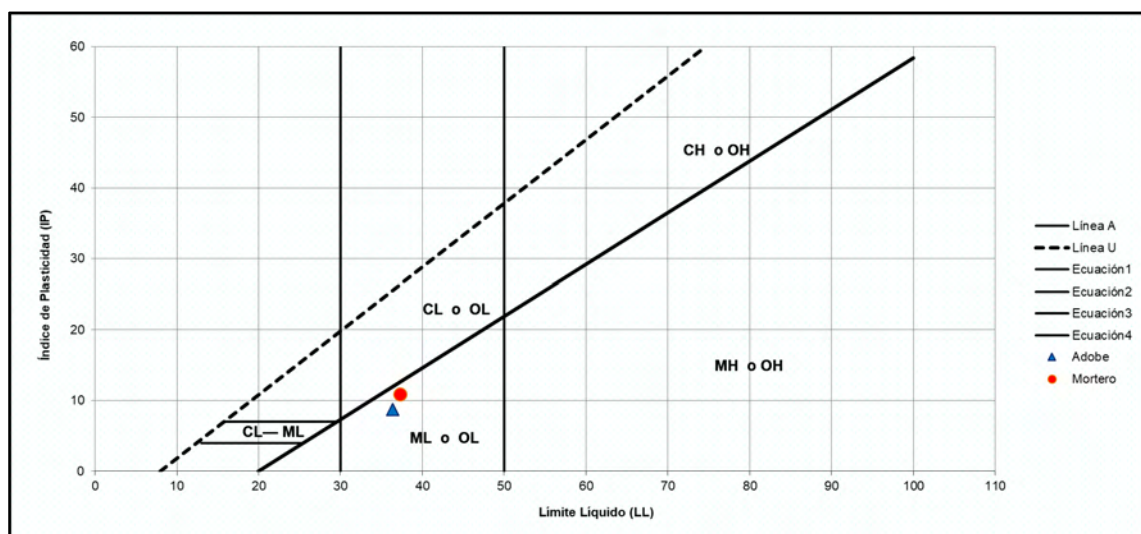
Figura 14: Límites de Atterberg del adobe y mortero



Para la muestra de adobe se tiene que el $LL=36.4\%$ y el $LP=27.68\%$ dando un $IP=8.72\%$ y para la muestra de mortero se tiene que el $LL=37.3\%$ y el $LP=26.42\%$ dando un $IP=10.86\%$.

Según la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande (1932), y ubicando nuestras limites líquidos e índices de plasticidad para el adobe y mortero se encuentran por debajo lo la Línea “A”, por que tendríamos de material predominante a los limos inorgánicos de mediana compresibilidad.

Figura 15: Carta de plasticidad para el adobe y mortero



5.3. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES

Se realizó ensayos de compresión axial en pilas de mampostería de adobes y compresión diagonal de los muretes de adobe para la elaboración de un correcto modelado. Así como también compresión simple en unidades de albañilería.

5.3.1. Compresión Simple en Bloques de Adobe

La resistencia a la compresión uniaxial de los bloques de adobe se realizó en cubos de aproximadamente 10x10x13 cm. Los cubos fueron ensayados mediante la máquina universal bajo desplazamiento controlado (5mm/min). La cara superior e inferior de los cubos fueron cubiertos por una fina capa de yeso para asegurar una superficie nivelada y una correcta transmisión de cargas. Las muestras de adobe fueron extraídas del baptisterio del Templo Santa Lucía de Pomacanchi.

Fotografía 30: Resistencia a la resistencia a la compresión uniaxial de las muestras en la máquina universal bajo desplazamiento controlado





Tabla 14: Resistencia a la compresión de cubos de adobe.

N°	a(cm)	b(cm)	h (cm)	Área (mm ²)	Carga Máxima (N)	Resistencia a la Compresión MPa	Resistencia a la Compresión Media MPa
1	8.95	8.95	12.50	8010.25	5564.45	0.6947	0.703
2	9.35	9.85	13.00	9209.75	6369.536	0.6916	
4	9.45	9.40	13.70	8883.00	6285.024	0.7075	
5	8.05	8.90	12.90	7164.50	5141.888	0.7177	

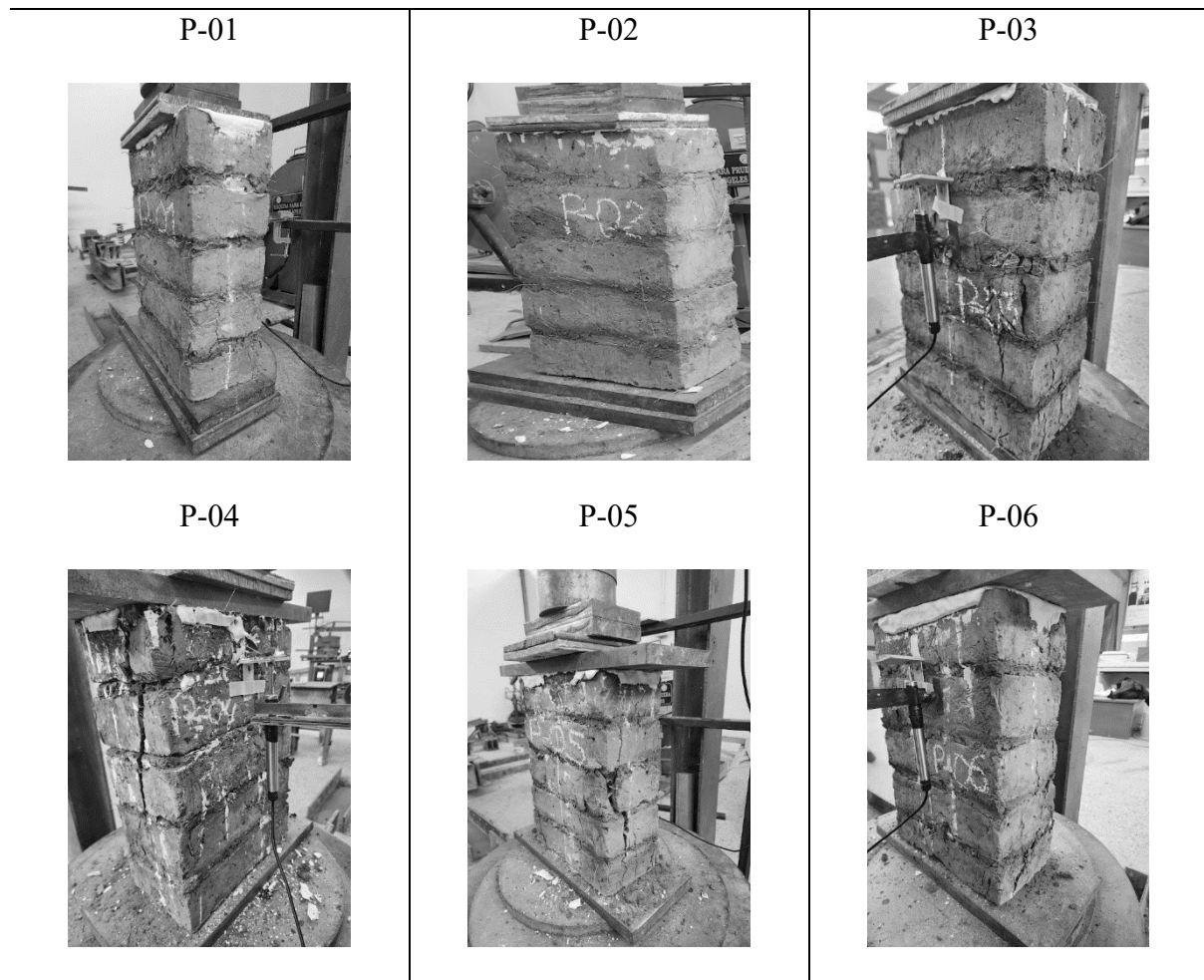
La resistencia a la compresión media de los bloques de adobe de Santa Lucia es de 0.703 MPa, con un coeficiente de variación del 2%. Este resultado bajo puede deberse a la composición del suelo y a las condiciones ambientales a las que fue expuesta.

De acuerdo con lo establecido en la Norma Técnica E.080 “Adobe”, la resistencia mínima a compresión que deben alcanzar los bloques de adobe destinados a edificaciones nuevas es de 1,20 MPa.

5.3.2. Compresión Simple en Pilas de Adobe

Se realizó este ensayo para determinar la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de las pilas de adobe. Según la norma E-080 vigente se ensayan 06 muestras de las cuales se escogen las 4 mejores muestras. Los ensayos se llevaron a cabo en el Laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la escuela profesional de Ingeniería Civil UNSAAC; donde se midió la fuerza actuante y las deformaciones a través de un transformador diferencial de variación lineal mediante un registrador de datos analógico -HM-5320.3F.

Figura 16 Falla a compresión simple de las pilas de adobe.



De las 06 muestras ensayadas escogimos las muestras P-01, P-02, P-04, P-05 las cuales fueron las mejores, los resultados de la carga máxima se muestran en la Tabla 15. Las muestras P-3 y P-06 no llegaron a desarrollar toda su capacidad debido a que sufrieron un pre esfuerzo inicial en el transporte del lugar de trabajo al laboratorio.

Tabla 15: Resistencia a la compresión simple en albañilería de adobe.

Compresión Simple							
Espécimen	Dimensiones(mm)			Área(mm ²)	Resistencia Ultima (N)	Resistencia Ultima (kg)	Promedio De Esfuerzo Ultimo (MPa)
	Longitud	Ancho	Altura				
P-01	315.0	155.0	458.0	48825.0	19385.6	1976.8	0.40



P-02	315.0	155.0	460.0	48825.0	21485.6	2190.9	0.44	
P-04	315.0	155.0	465.0	48825.0	20108.0	2050.5	0.41	
P-05	315.0	155.0	460.0	48825.0	22449.6	2289.2	0.46	
							PROMEDIO	0.43
							CV	7%

En nuestro estudio, se obtuvo un valor promedio de resistencia a la compresión para la mampostería de adobe de 0.43 MPa (4.36 kg/cm²), con un coeficiente de variación (CV) del 7%, lo que indica una buena uniformidad en los resultados.

De acuerdo con la Norma Técnica Peruana E.080, el esfuerzo de rotura mínimo exigido para la compresión es de 6.12 kg/cm² (0.60 MPa). Comparativamente, nuestros resultados están por debajo de lo que indica la norma.

Además, según diversos estudios sobre edificaciones históricas de adobe en el Perú, la resistencia a compresión varía entre 0.35 y 0.8 MPa, por lo que nuestros valores se encuentran dentro de este rango característico de construcciones patrimoniales.

De acuerdo a la revisión de la bibliografía se tienen las siguientes relaciones para el cálculo de la resistencia a la compresión de la albañilería en función de la resistencia a la compresión de los bloques de adobe, cabe resaltar que el valor de f_{mc} para la relación que propone el Eurocódigo 6 se asume conservadoramente un valor del 60% del valor de la resistencia de los bloques de adobe y para la relación de Tassios el valor de 20mm de mortero que es el valor correspondiente para las muestras ensayadas, el promedio de dichas relaciones nos da un valor de 0,42MPa, siendo este valor muy cercano al obtenido en el ensayo.

Tabla 16: Formulas empíricas para hallar la resistencia a la compresión de la albañilería

AUTORES	Relaciones empíricas	Resist. a la compresión (MPa)
Tuohuti (2011)	$f_w = k_1 \sqrt{f_{bc}} (1 + 0.07 f_{bc})$	$f_w = 0.36$
Euro código 6 (2005)	$f_w = 0.83 f_{bc}^{0.67} f_{mc}^{0.33}$	$f_w = 0.49$
Tassios (1987)	$f_w = (1 - 0.8 \sqrt[3]{\alpha}) f_{bc}$	$f_w = 0.40$



5.3.3. Módulo de Elasticidad

Existen diferentes propuestas para la estimación de Modulo de Elasticidad a partir de la resistencia la compresión. Según (Giles, Sacrponi, & Galindez) el módulo de elasticidad secante se calcula entre el 15% y 50% de la carga máxima, en otros se utiliza el método de secante en la cual se toma a un tercio de la carga máxima.

Figura 17: Gráfico de esfuerzo-deformación en pilas de adobe

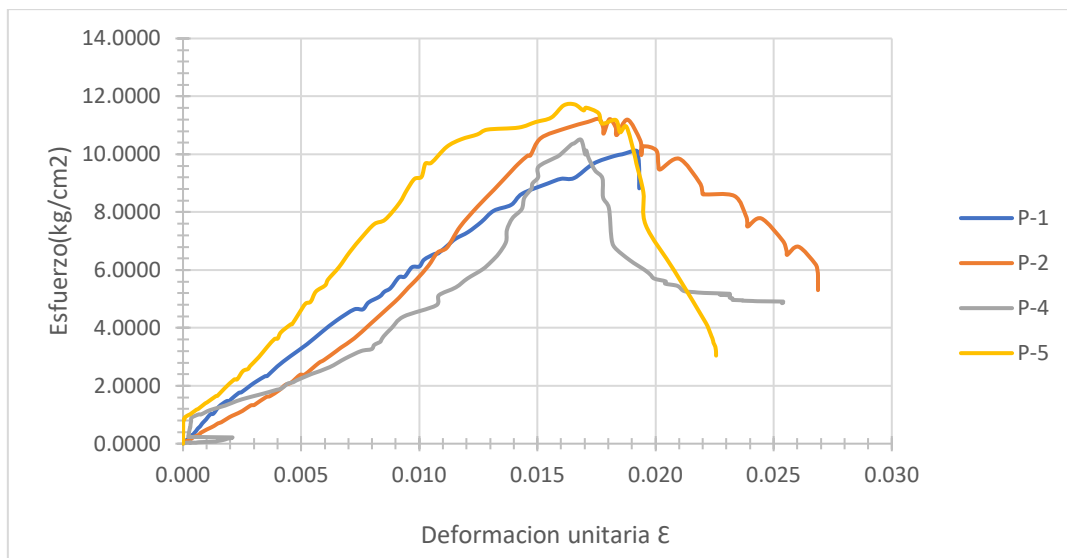


Tabla 17: Modulo de elasticidad de albañilería de adobe.

Espécimen	σ (MPa)	ϵ	15% σ (MPa)	50% σ (MPa)	ϵ 15%	ϵ 50%	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta\epsilon$	E_m (MPa)	M. Young E Promedio
P-01	0.40	0.003	0.0596	0.1985	0.0004	0.0015	0.139	0.0011	123.72	150.37
P-02	0.44	0.003	0.0660	0.2200	0.0006	0.0016	0.154	0.0010	160.57	
P-04	0.41	0.002	0.0618	0.2059	0.0003	0.0014	0.144	0.0011	133.60	
P-05	0.46	0.003	0.0690	0.2299	0.0003	0.0012	0.161	0.0009	183.60	

Para el modelado del Templo Santa Lucia se usará el módulo de elasticidad obtenido experimentalmente mediante la secante entre el 15% y 50% de la carga máxima.

Los valores de módulo de elasticidad se encuentran dispersos con un coeficiente de variación (CV) del 18%, obteniendo el valor más bajo 123.72 MPa (1261.59) kg/cm² y el más alto 183.60 MPa (1872.20 kg/cm²), para el presente tomamos un promedio 150.37 MPa (1533.35kg/cm²).



Según algunas relaciones empíricas dadas por algunos autores tenemos los siguientes módulos de elasticidad a partir de la resistencia a la compresión.

Tabla 18: Formulas empíricas a partir de la resistencia a compresión en mampostería de adobe

AUTORES	Relaciones empíricas	
Delgado, Erika 2006 (PUCP)	$E=150*f'_{bc}$	Aplicada en evaluaciones de iglesias coloniales en Cusco y otras regiones del Perú
Caporale (2014)	$E=160*f'_{bc}$	Basado en estudios experimentales de mampostería de adobe y ladrillo
Varum et. Al (2013)	$E=173*f'_{bc}$	Basada en estudios de construcciones antiguas en Portugal y Perú
Tomazevic M (1999)	$E=200*f'_m$	Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings. London: Imperial College Press.
NZS 4298 (1998)	$E=300*f'_m$	Norma técnica para materiales y construcción en edificaciones de tierra
Briceño & Aguilar (2018)	$E=400*f'_m$	Evaluación de vulnerabilidad sísmica en iglesias de adobe en el Perú

Nota. Elaboración propia a partir de (Delgado, 2006), (Briceño & Aguilar, 2018), otros.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de compresión realizados sobre las pilas de adobe, el módulo de elasticidad experimental se encuentra dentro del rango de valores estimados por relaciones empíricas previamente mencionados en la literatura por la norma de la norma neozelandesa NZS 4297:1998 (129MPa) y el derivado de la relación empírica de Briceño & Aguilar (172MPa) para albañilería de adobe con características similares. Según estudios realizados se muestran algunos módulos de elasticidad en construcciones de tierra.

Tabla 19; Valores de módulos de elasticidad de mampostería de adobe obtenidos a partir de ensayos en pilas

Edificación	Módulo de Elasticidad E(MPa)	Método de evaluación
Catedral de Ica	97.8	Ensayos realizados en pilas
Casa Welsch	48.7	Ensayos realizados en pilas
Hotel Comercio	67.6	Ensayos realizados en pilas

Nota. (Vargas Diaz, 2016)

5.3.4. Determinación del Módulo de Poisson

Según revisión de bibliografía nacional e internacional los valores recomendados para el módulo de Poisson en mampostería de adobe son:

Tabla 20: Valores de módulo de Poisson. Fuente: Otros

AUTORES	μ
Delgado, Erika 2006 (PUCP)	0.25
Blondet, Marcial 2006 (PUCP)	0.20
Illampas, Rojiro 2011 (Cyprus)	0.35
Varum, Humberto 2015 (Porto)	0.20

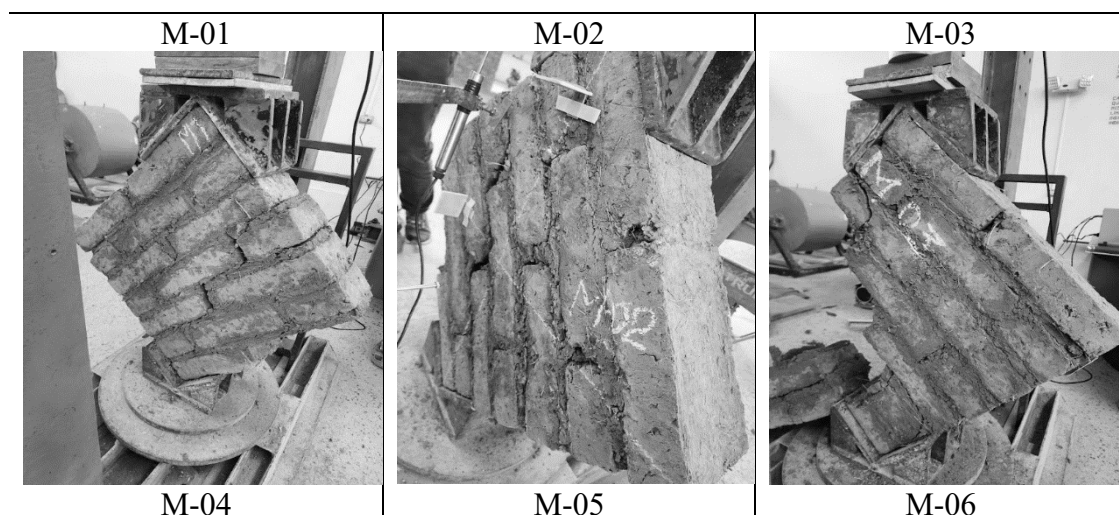
Nota. Fuente: Otros

Para el modelo matemático del Templo se usará $\mu=0.20$.

5.3.5. Compresión Diagonal

Los ensayos de compresión diagonal se realizaron de acuerdo a las recomendaciones de la norma E-080 vigente. Se ensayo 06 muestras de las cuales escogimos los 4 mejores resultados.

Figura 18: Modos de falla a compresión diagonal en albañilería de adobe.



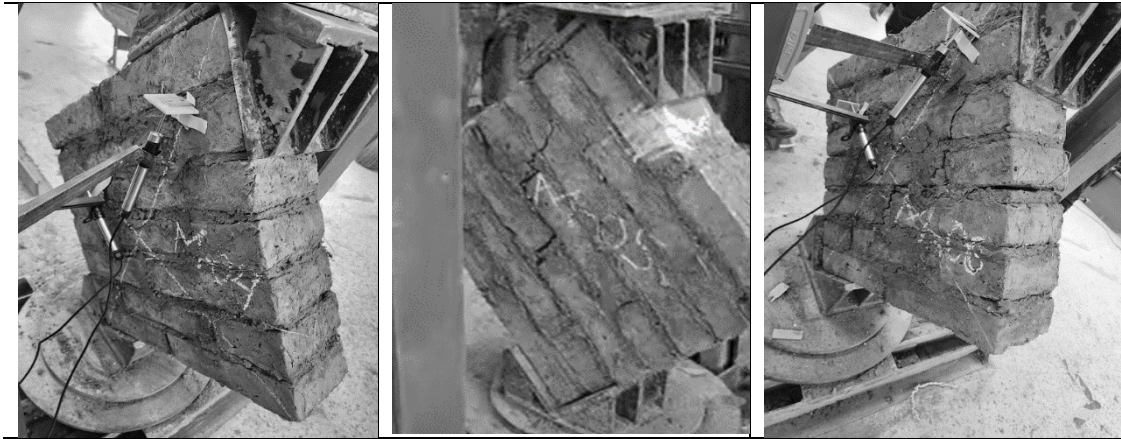


Figura 19: Diagramas de carga vs deformación vertical en muretes adobe.

Diagramas de carga vs deformación vertical

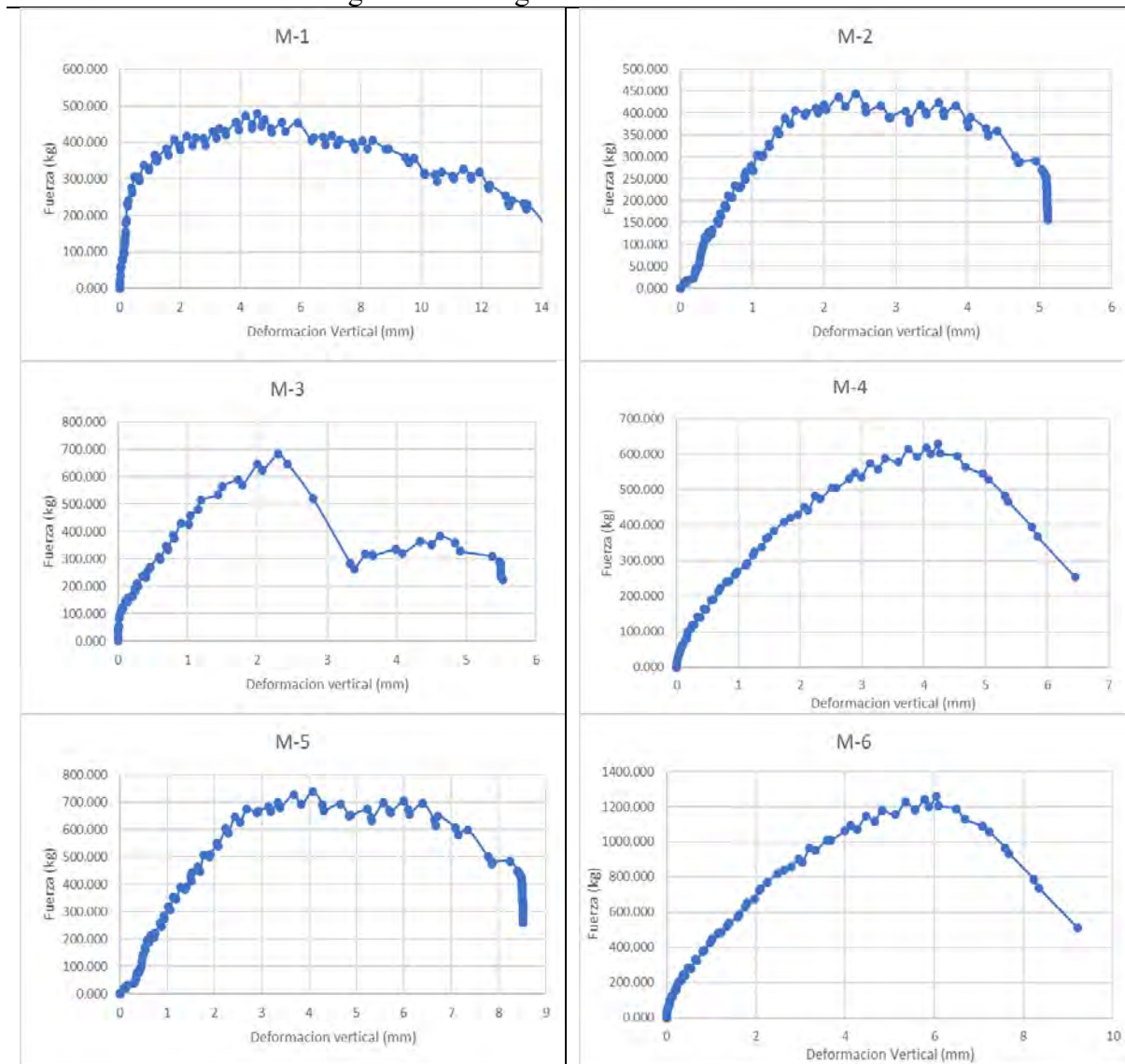


Figura 20: Diagramas de carga vs deformación horizontal en muretes adobe.

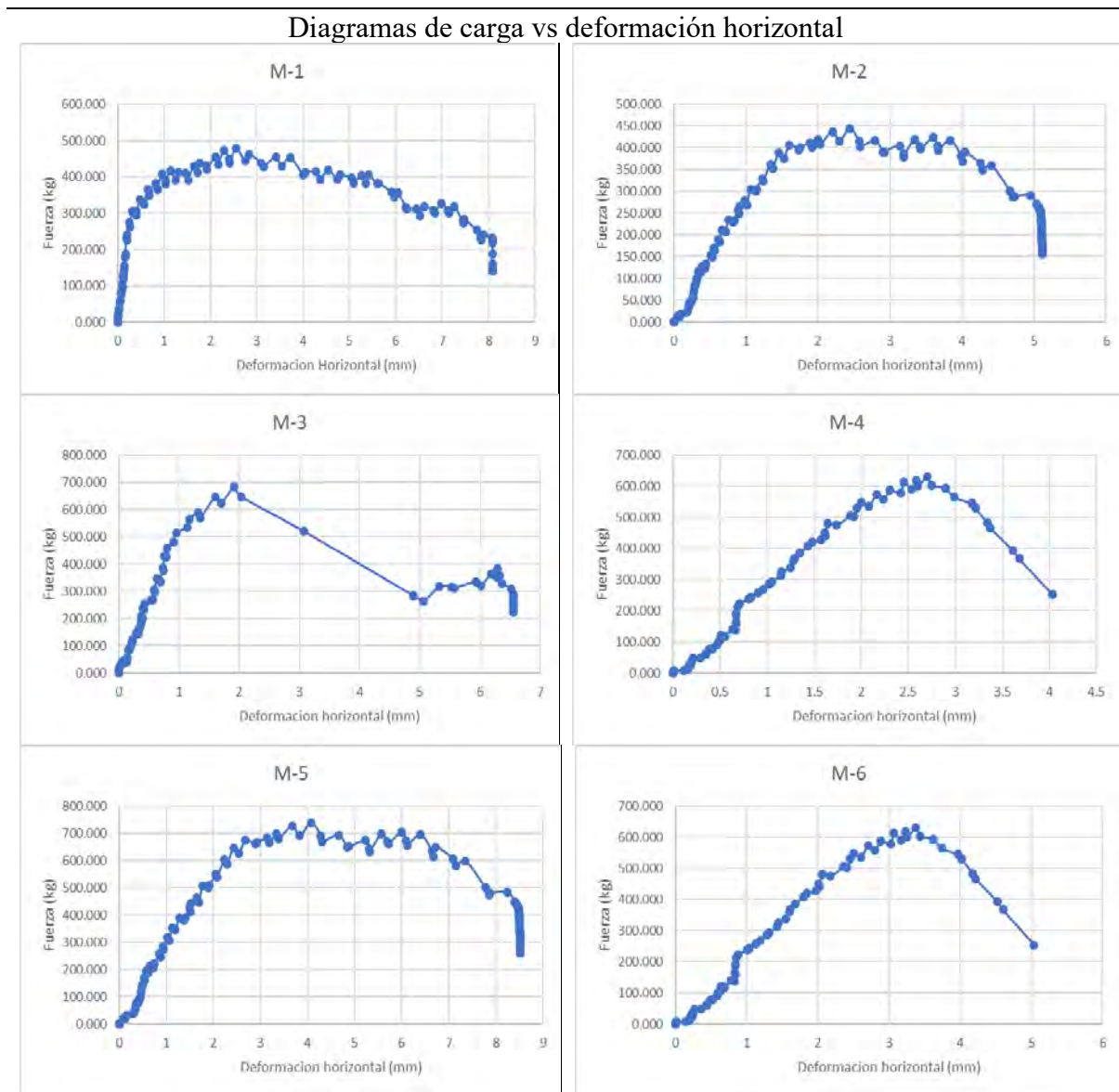




Figura 21: Diagrama de fuerza deformación vertical en ensayo a compresión diagonal.

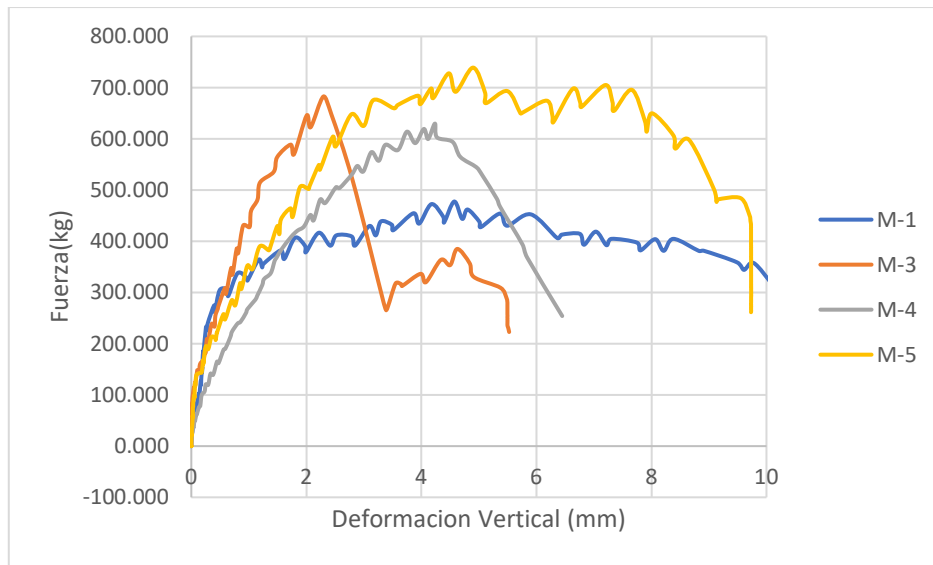


Figura 22: Diagrama de fuerza deformación horizontal en ensayo a compresión diagonal.

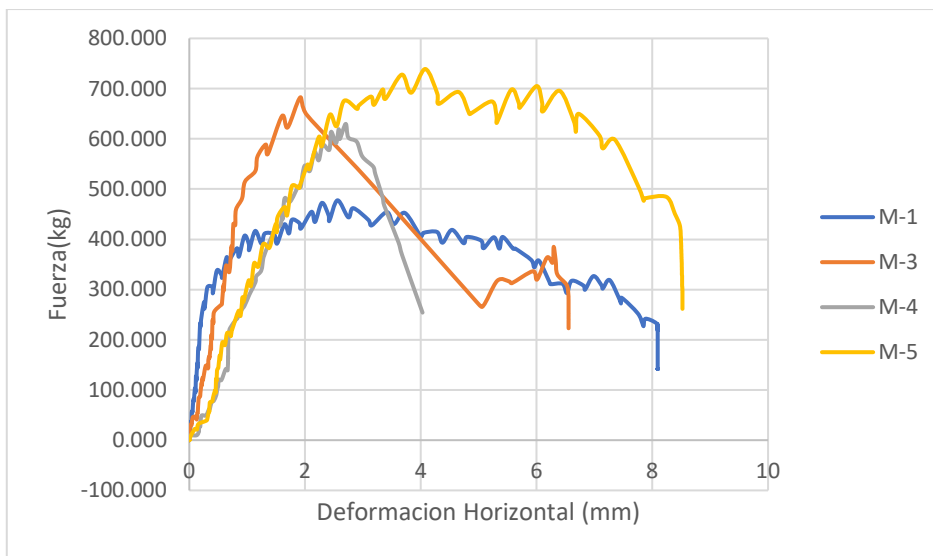


Tabla 21: Esfuerzo ultimo de corte en mampostería de adobe.

COMPRESION DIAGONAL								
Esp.	Dimensiones (cm)				Área (cm)	Resistencia Ultima (N)	Resistencia Ultima (Kg)	Promedio De Esfuerzo Ultimo (Kg/cm ²)
	LONG.	ANCHO	ALT.	DIAG.				
M-01	65.0	15.5	65.5	92.28	1430.3	4684.0	477.6	0.33
M-03	65.2	15.5	64.8	91.92	1424.8	6695.0	682.7	0.48
M-04	64.9	15.5	65.0	91.85	1423.7	6176.0	629.8	0.44
M-05	65.0	15.5	65.0	91.92	1424.8	7248.0	739.1	0.52
							PROMEDIO	0.44



Para el ensayo de compresión diagonal obtuvimos un promedio de resistencia a la compresión diagonal de 0.44 kg/cm^2 (0.04 MPa) con un coeficiente de variación (CV) de 18%.

Nuestra resistencia a la compresión diagonal supera aproximadamente un 76% más que el exigido en la norma E-080 y según diversos estudios sobre edificaciones históricas de adobe en el Perú, la resistencia en este tipo de ensayos presenta una amplia variabilidad, con rangos que oscilan entre 0.04 MPa y 0.55 MPa .

Cabe señalar que este método de ensayo no es el más adecuado para evaluar mampostería de adobe, ya que en múltiples casos los muretes colapsan prematuramente debido al peso propio, lo cual afecta la fiabilidad de los resultados.

5.4. PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LA ALBAÑILERÍA DE ADOBE

Según la revisión de la bibliografía, se tienen los siguientes valores:

Tabla 22: *Propiedades de la Mampostería de Adobe "Diagnóstico Estructural y Análisis Sísmico de la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas"*

Material	Módulo de elasticidad (E MPa)	Resistencia a la compresión (f_c MPa)	Resistencia a la tracción (f_t MPa)	Módulo de Poisson (μ)	Energía de fractura en compresión (G_c N/m)	Energía de fractura en tracción (G_f N/m)	Peso unitario (Kg/m^3)
Albañilería de adobe	350	0.875	0.0875	0.25	140 N/m	4 N/m	1539.77

Nota. Adaptado de (Briceño & Aguilar, 2016)

Tabla 23: (Karanioloudis & Lourenço, *Structural assessment and seismic vulnerability of earthen history*, 2017)

Material	Módulo de elasticidad (E MPa)	Resistencia a la compresión (f_c MPa)	Resistencia a la tracción (f_t MPa)	Módulo de Poisson (μ)	Energía de fractura en compresión (G_c N/m)	Energía de fractura en tracción (G_f N/m)	Peso unitario (Kg/m^3)
Albañilería de adobe	100-270	0.45	0.05	0.20	1000 N/m	10 N/m	1937.46

Nota. Adaptado de (Karanioloudis & Lourenço, *Structural assessment and seismic vulnerability of earthen history*, 2017)



Tabla 24: Propiedades lineales y no lineales para el adobe según Tarque

Material	Módulo de elasticidad (E MPa)	Resistencia a la compresión (f_c MPa)	Resistencia a la tracción (f_t MPa)	Módulo de Poisson (μ)	Energía de fractura en compresión (G_c N/m)	Energía de fractura en tracción (G_t N/m)	Peso unitario (Kg/m^3)
Albañilería de adobe	200	0.45	0.04	0.20	155 N/m	10 N/m	2039.43

Nota. Adaptado de (Tarque, Material properties for the adobe masonry modelled using the concrete damage plasticity, 2011)

5.5. PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE LA ALBAÑILERÍA DE PIEDRA Y MORTERO

Según la revisión de la bibliografía, para el caso de la piedra se tomarán dos fuentes, una para las propiedades lineales y otra para las propiedades no lineales.

Tabla 25: Propiedades lineales y no lineales de la piedra

Material	Módulo de elasticidad (E MPa)	Resistencia a la compresión (f_c MPa)	Resistencia a la tracción (f_t MPa)	Módulo de Poisson (μ)	Energía de fractura en compresión (G_c N/m)	Energía de fractura en tracción (G_t N/m)	Peso unitario (Kg/m^3)
Albañilería de piedra	800	0.6	0.06	0.20	1500 N/m	10 N/m	1937.46

Nota. Adaptado de (Aguilar & Briseño, 2016), (Karanikoloudis & Lourenco, 2018)

5.6. PARÁMETROS MECÁNICOS ADOPTADOS PARA EL ANÁLISIS

Las propiedades mecánicas que empleamos para el modelado de la estructura son los siguientes:

Tabla 26: Propiedades mecánicas adoptadas en el modelo del Templo de Santa Lucia

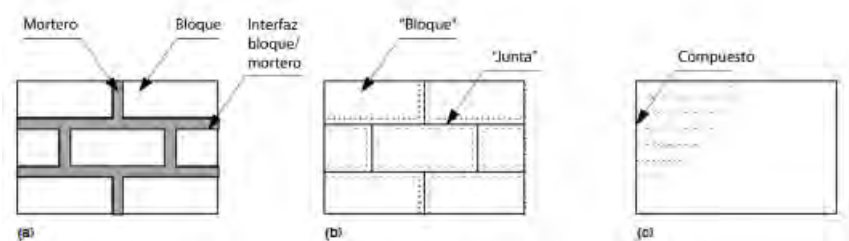
Propiedad mecánica	Mampostería de adobe	Mampostería de piedra irregular	Madera
ρ (densidad) [kg/m^3]	1712	2000	560
E (módulo de elasticidad) [MPa]	150.37	800	9806
f_c (resistencia a compresión) [MPa]	0.43	0.60	-
G_c (energía de fractura) [N/m]	1000	1500	-
f_t (resistencia a tracción) [MPa]	0.043	0.06	-
G_t (energía de fractura modo-I) [N/m]	10	10	-

5.7. CRITERIOS DE IDEALIZACIÓN Y MODELACIÓN DEL MATERIAL

Existen varias alternativas para poder realizar el modelado de la mampostería y están dependientes de que tan detallado son los modelos y si el modelo es capaz de describir con precisión diferentes tipos de falla (Lourenco; Lopez, Oller y Oñate, 1998). Estas alternativas se clasifican en micromodelado detallado, micromodelado simplificado y macromodelado.

Se escogió el macromodelado en vista que queremos representar el comportamiento global de la estructura.

Figura 23: Diagrama de alternativas de modelado en estructuras de mampostería.



CAPÍTULO VI

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL ESTADO ACTUAL

6.1. CONSIDERACIONES DEL MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural fue desarrollado en 3 dimensiones; debido a la presencia de irregularidades en el espesor de los muros en planta, los cuales presentan variación de espesor a lo largo de su trazado, manteniéndose constante en altura. Asimismo, los vanos fueron modelados conforme la geometría real del templo, con el fin de representar adecuadamente las discontinuidades del sistema resistente.

La estructura fue analizada mediante un modelo de elementos finitos sólidos, empleando una idealización continua equivalente para los muros portantes (macromodelado). El sistema de la cubierta se consideró como carga aplicada sobre los muros, es decir que no se modeló como parte del sistema resistente. Los apoyos se idealizaron como empotrados en la base del sobrecimiento.



6.2. CRITERIOS DE MODELACIÓN

Para la simulación del comportamiento no lineal de la albañilería se usó el modelo constitutivo Total Strain – based Crack (TSC) disponible en DIANA y se adoptaron el comportamiento exponencial en tracción y el comportamiento parabólico a compresión.

Para modelar la débil conexión ortogonal entre los muros, se utilizaron elementos de interfaz ente los muros longitudinales y los contrafuertes, así como en las uniones con la sacristía y baptisterio. Estas interfaces se modelaron como elementos de superficies de elementos planos. Estos planos de interfaz se caracterizan por una rigidez muy baja, con parámetros en el rango de 10^{-4} a 10^{-3} N/mm³. El comportamiento mecánico de dichas superficies se definió según el criterio de Coulomb Friction, que permite reproducir de forma realista la interacción entre los muros parcialmente adheridos. Este enfoque permitió representar de manera más realista la interacción de muros evitando una unión rígida y reflejando el comportamiento frágil y discontinuo de estructuras de adobe.

6.3. REPRESENTACIÓN Y VERIFICACIÓN DEL TIPO DE COBERTURA DEL TEMPLO

La iglesia principal tiene una cubierta a dos aguas de una pendiente aproximada de 30.5°. el baptisterio y la sacristía también tienen cubiertas a dos aguas con una pendiente de 27° aproximadamente, estas son independientes y están alineadas perpendicularmente a la cubierta de la nave principal. La cubierta de la nave principal está compuesta por cerchas de sobre par, par y nudillo. El baptisterio y la sacristía está compuesta por cerchas de par y nudillo.

La cubierta de la nave principal consta de 32 cerchas de sobre par, par y nudillo separados a 68cm con 04 vigas tirantes; y la cubierta del altar y presbiterio consta de 11 cerchas de sobre par, par y nudillo separados a 85cm con una viga tirante. Las vigas tirantes están embebidas en el muro y apoyadas sobre una ménsula de madera. Estas están ubicadas cada cierta distancia



debajo de las cerchas. Cada viga tirante está conformada por dos rollizos de madera eucalipto de 8" (200mm) de diámetro.

Las cubiertas de la sacristía y el baptisterio este compuesto por cerchas de par y nudillo. En la sacristía consta de 04 cerchas de par y nudillo y en el baptisterio de 06 cerchas de par y nudillo.

La cubierta sobre las cerchas está conformado carrizo entretejido con una capa de torta de barro y paja, y tejas de arcilla cocida.

6.3.1. Techo Par y Nudillo

El techo con par y nudillo que se encuentra en la sacristía y baptisterio están constituidos por rollizos de eucalipto de 6" (150mm) de diámetro. En la intersección de los pares la conexión está hecha a media madera conectada a una viga cumbrera mediante soguillas de cuero y clavos de hierro forjado. Los nudillos están conectados sencillamente solo con clavos y sin ningún rebaje de madera.

Estas cerchas están asentadas en la cabecera de los muros sobre una viga que esta arriostrada al muro con unos topes verticales de madera embebidos en el muro.

Fotografía 31: Conexiones y apoyo del techo par y nudillo del templo Santa Lucia



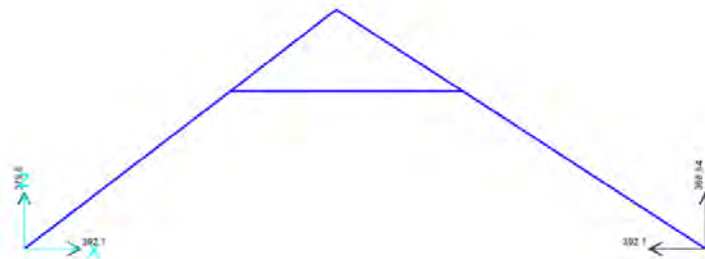
6.3.1.1. Análisis y Determinación de Cargas

Tabla 27: Medrado de cargas para el techo de la sacristía.



SACRISTIA

Cargas Muertas (kg/m ³)	Unidad	Carga	Espesor	Ancho Tributario	CM (kg/m)	
Peso unitario de Teja Artesanal	kg/m ³	1600	0.02	0.9	43.2	
Peso de Torta de Barro	kg/m ³	1600	0.025	0.9	36	
Peso Enchaclado de Carrizo	kg/m ³	500	0.02	0.9	9	
Peso Estucado de Yeso	kg/m ³	1000	0.02	0.9	18	
					CM=	106.2
					CV=	45



Rx=-392.1kg	Rx=392.1kg
Rz=-379.6kg	Rz=-368.64kg

6.3.1.1.1. Verificación de Sección

Hacemos la verificación de sección del techo par y nudillo para la cercha más cargada, es decir la de ancho tributario mayor.

Datos del par de madera: d = 6 pulg, r = 7,5 cm, E = 90000 kg/cm², L = 279,03 cm

$$A = \pi r^2 \Rightarrow A = 176.71 \text{cm}^2; \quad I = \frac{\pi}{4} r^4 \Rightarrow I = 2485.05 \text{cm}^4$$

Según la norma E-010, debemos verificar deflexiones y sección (la deflexión admisible para cargas permanentes es L/200)

$$\delta = 0.0599 \text{cm} \Rightarrow \frac{L}{200} = 1.395 \text{cm} \therefore \text{la sección cumple}$$

La deflexión admisible máxima para cargas de servicio es L/350 o 13mm.

$$\delta = 0.016 \text{cm} \Rightarrow \frac{L}{350} = 0.797 \text{cm} \therefore \text{la sección cumple}$$



Requisitos de resistencia

Momento flector ($M = 2553.43 \text{ kg}\cdot\text{m}$); Axial ($N = 625.65 \text{ kg}$)

Comprobación de la resistencia a flexocompresión

$\lambda = 18.602$; $C_k = 15.95$; $N_{adm} = 11338.74 \text{ kg}$; $N_{cr} = 28351.46 \text{ kg}$; $k_m = 1.034$; $Z = 331.34 \text{ cm}^3$; $f_m = 100 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \cdot |M|}{Z \cdot f_m} < 1 \Rightarrow 0,1349 < 1 \therefore \text{ok}$$

Como analizamos la sección de nuestro par y nudillo cumple para las solicitaciones de carga, es por ello que también no se observó patologías en los techos de sacristía y baptisterio.

6.3.2. Techo Sobre Par, Par y Nudillo

El techo sobre par, par y nudillo que se encuentra la nave principal y altar de la iglesia están constituidos por rollizos de eucalipto de 8” (200mm) de diámetro. En la intersección de los pares la conexión está hecha a media madera conectada a una viga cumbreira mediante soguillas de cuero y clavos de hierro forjado. Los nudillos están conectados con sogas de cuero y clavos de hierro forjado, cabe resaltar que no existe ningún rebaje de madera.

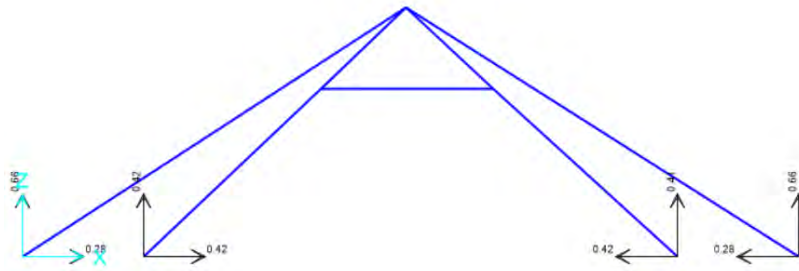
Estas cerchas están asentadas en la cabecera de los muros sobre una viga que esta arriostrada al muro con unos topes verticales de madera embebidos en el muro.

6.3.2.1. Análisis y Determinación de Cargas

Tabla 28: *Metrado de cargas para e techo del altar*

ALTAR

Cargas Muertas (kg/m3)	Unidad	Carga	Espesor	Ancho Tributario	CM (kg/m)
Peso unitario de Teja Artesanal	kg/m3	1600	0.02	0.85	40.8
Peso de Torta de Barro	kg/m3	1600	0.025	0.85	34
Peso Enchaclado de Carrizo	kg/m3	500	0.02	0.85	8.5
Peso Estucado de Yeso	kg/m3	1000	0.02	0.85	17
				CM=	100.3
				CV=	42.5

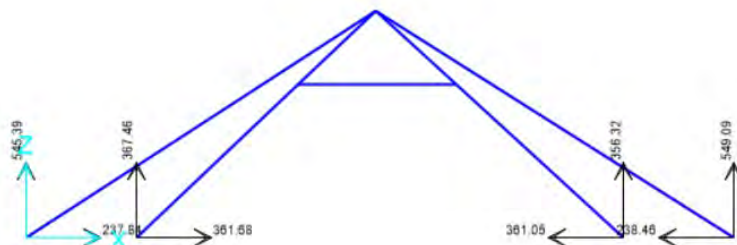


$R_x = -702.48 \text{ kg}$	$R_x = 702.49$
$R_y = -1080.25 \text{ kg}$	$R_y = -1.71.49 \text{ kg}$

Tabla 29: Medrado de cargas del techo de la nave principal

NAVE

Cargas Muertas (kg/m ³)	Unidad	Carga	Espesor	Ancho Tributario	Cargas muertas (kg/m)	
Peso unitario de Teja Artesanal	kg/m ³	1600	0.02	0.68	32.64	
Peso de Torta de Barro	kg/m ³	1600	0.025	0.68	27.2	
Peso Enchaclado de Carrizo	kg/m ³	500	0.02	0.68	6.8	
Peso Estucado de Yeso	kg/m ³	1000	0.02	0.68	13.6	
					CM	80.24
					CV	34



$R_x = -599.61 \text{ kg}$	$R_x = 599.61 \text{ kg}$
$R_y = -912.85 \text{ kg}$	$R_y = -905.41 \text{ kg}$



6.3.2.1.1. Verificación de Sección

Hacemos la verificación de sección del techo sobre par, par y nudillo para la cercha más cargada, es decir la de acho tributario mayor que se encuentra en la parte del altar de la iglesia. En este tipo de cercha el elemento más cargado es el sobre par, para el cual hicimos la verificación.

Datos del par de madera: $d = 8$ pulg, $r = 10$ cm, $E = 90000$ kg/cm², $L = 692,19$ cm

$$A = \pi r^2 \Rightarrow A = 314.16 \text{ cm}^2; \quad I = \frac{\pi}{4} r^4 \Rightarrow I = 7853,98 \text{ cm}^4$$

Según la norma E-010, debemos verificar deflexiones y sección (la deflexión admisible para cargas permanentes es $L/200$)

$$\delta = 3.54 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{200} = 3.46 \text{ cm} \therefore \text{la sección no cumple}$$

La deflexión admisible máxima para cargas de servicio es $L/350$ o 13mm.

$$\delta = 0.91 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{350} = 1,978 \text{ cm} \therefore \text{la sección cumple}$$

Requisitos de resistencia

Momento flector ($M = 66852$ kg-cm); Axial ($N = 563$ kg)

Comprobación de la resistencia a flexocompresión

$\lambda = 34,6$; $C_k = 15.95$; $N_{adm} = 5823.323$ kg; $N_{cr} = 14560.67$ kg; $k_m = 1.062$; $Z = 785.398$ cm³; $f_m = 100$ kg / cm²

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \cdot |M|}{Z \cdot f_m} < 1 \Rightarrow 1.0002 < 1 \therefore \text{mal}$$

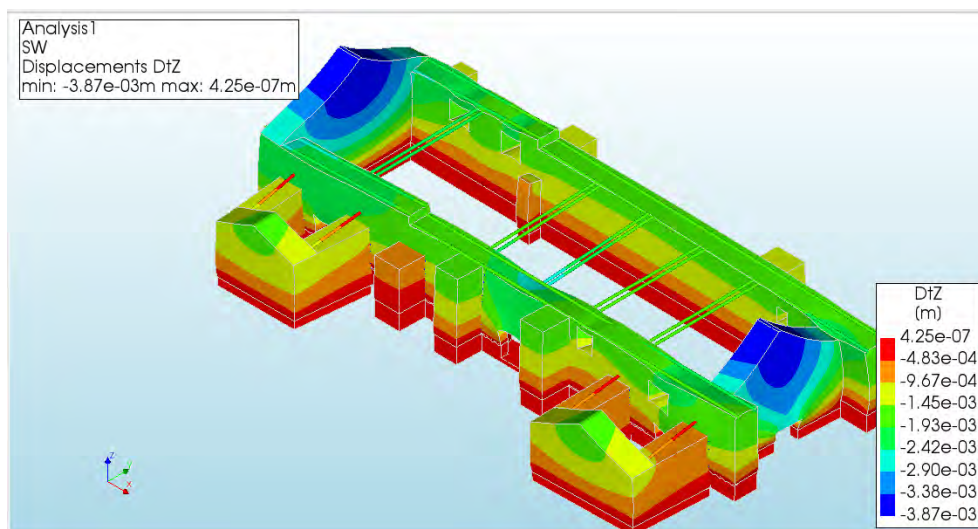
Según el análisis realizado a la cercha con ancho tributario mayor, el elemento más exigido es el sobre par y este no cumple en cuanto a sección y deflexiones máximas producidas, lo cual concuerda con las patologías observadas en el techo de la nave y altar del templo.

6.4. ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES DEL TEMPLO

El análisis numérico del templo de “Santa Lucía”, realizado mediante el modelo de elementos finitos evidencia que la estructura presenta un comportamiento predominante a compresión frente a cargas gravitacionales. Estas cargas generadas por el peso propio de los muros y el techo de la estructura se transmiten progresivamente hacia la base de la estructura, evidenciando un comportamiento estable dentro del rango elástico del material. Sin embargo, debido a la naturaleza frágil y heterogénea del adobe, la capacidad de la mampostería para resistir a esfuerzos de tracción o deformaciones diferenciales es limitada, lo que hace sensible a concentraciones locales de esfuerzo o a irregularidades geométricas. Esto confirma que, aunque el sistema estructural trabaja eficientemente a compresión, su desempeño depende de la continuidad del material y la de adecuada conservación de juntas.

En la imagen observamos desplazamientos verticales que comprenden valores entre -3.87 mm y 0.000425mm. las mayores deformaciones se localizan en los tímpanos de la nave.

Figura 24: Desplazamiento por cargas de gravedad en la dirección Z



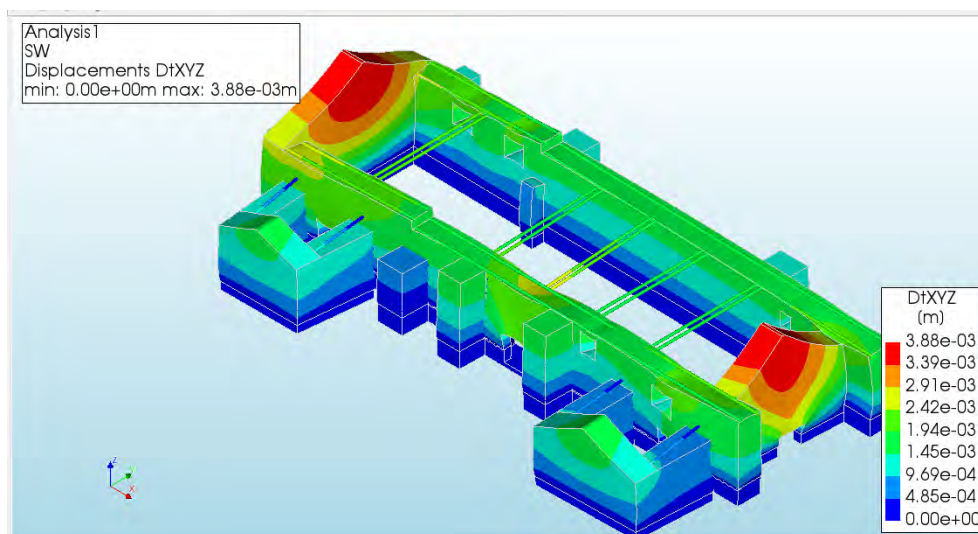
En muro longitudinal norte se flexiona hacia afuera debido al empuje lateral del techo y a la ausencia de contrafuertes en un tramo largo. Mientras que en el muro lateral sur la deformación es pequeña debido a presencia de contrafuertes y muros ortogonales, sin embargo, existe una

pequeña deformación del muro hacia adentro en la parte opuesta del muro lateral norte donde existe la deformación. Esto debido a que consideramos los tirantes correctamente unidos.

Los muros transversales de la nave presentan una ligera flexión hacia dentro de la estructura, siendo más pronunciada en el muro transversal este (muro de pies), donde se registra un desplazamiento de 0.0534mm, este comportamiento puede estar relacionado con a la simplificación adoptada en el modelo estructural, en el cual el techo no fue representado de manera detallada, omitiéndose la presencia de la hilera.

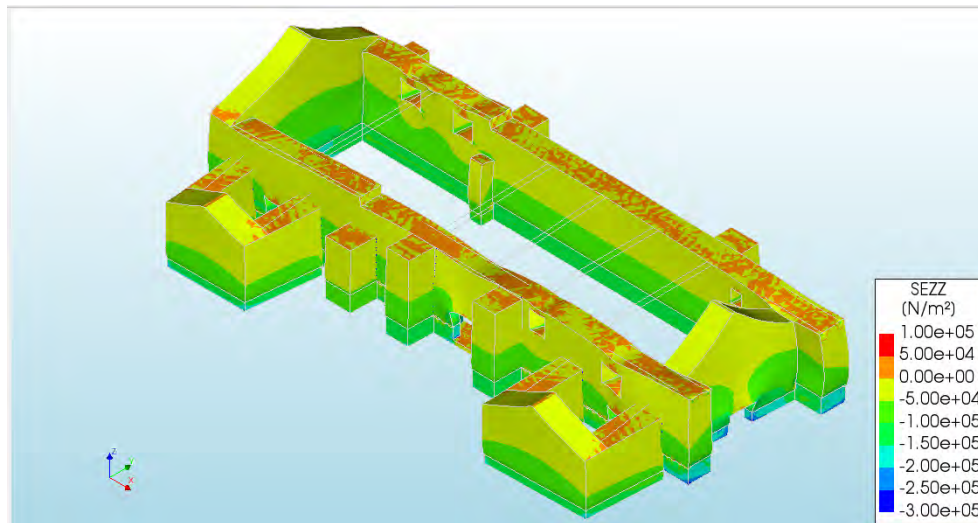
En su lugar, la cubierta fue considerada como una carga distribuida, con el fin de no alterar la rigidez global del sistema y centrarse en el análisis del comportamiento de muros.

Figura 25: Desplazamientos por carga de gravedad en el Templo Santa Lucia



Asimismo, los esfuerzos verticales a compresión en la base de la cimentación se encuentran en el rango de 0.1 MPa a 0.25 MPa, presentando mayor concentración de esfuerzos en las esquinas de la cimentación de los muros longitudinales. También se observa una concentración de esfuerzos a compresión en las esquinas del vano de la puerta alcanzando hasta 0.3 MPa a compresión. Respecto a los esfuerzos a tracción estos son mínimos y se encuentran en los dinteles de los vanos y en la parte superior de los muros.

Figura 26: Mapa de esfuerzos a compresión y tracción por cargas de gravedad en el Templo Santa Lucia



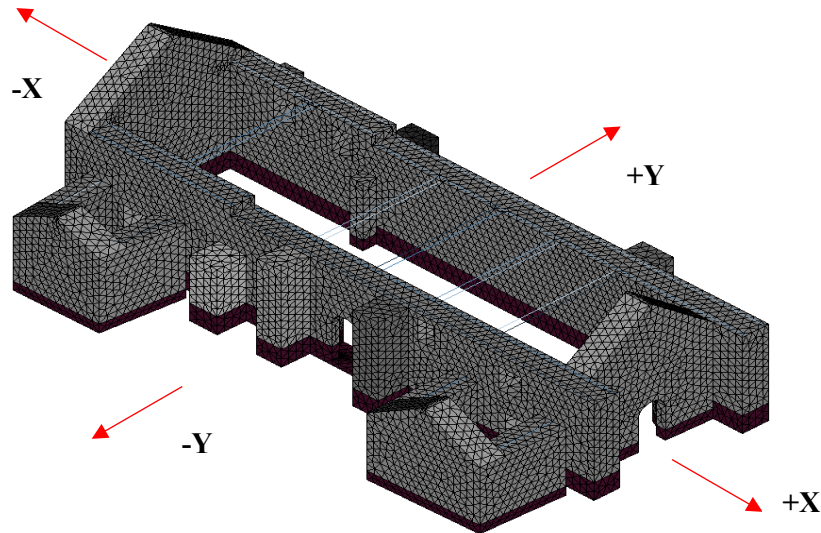
En conjunto los resultados muestran que la estructura mantiene una respuesta estable bajo cargas gravitacionales, aunque su elevada masa constituye un factor crítico que incrementa las fuerzas inerciales durante la acción sísmica.

6.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL TEMPLO

Para el análisis sísmico se realizó un análisis estático no lineal (Pushover), el cual consiste en aplicar una carga lateral mediante un enfoque proporcional a la masa en todas las direcciones principales.

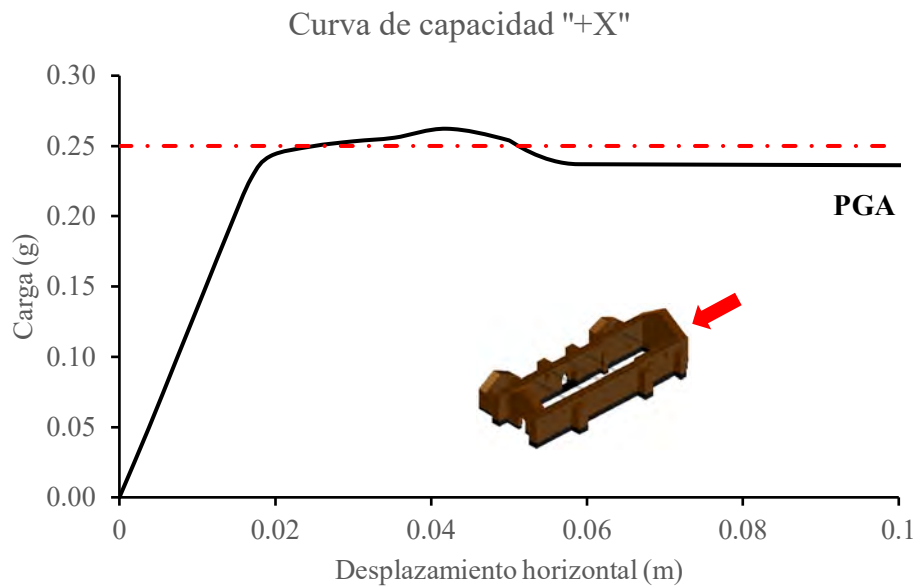
El modelo incluye la nave con los contrafuertes existentes; la sacristía y el baptisterio; el sobrecimiento correspondiente y los tirantes de madera. La malla de elementos finitos está compuesta por 85170 elementos tetraédricos con un tamaño máximo de 30cm, con excepción en los vanos donde la malla es más refinada.

Figura 27: Grafico de la malla de elementos finitos, donde la base es de color negro.



Dirección “+X”

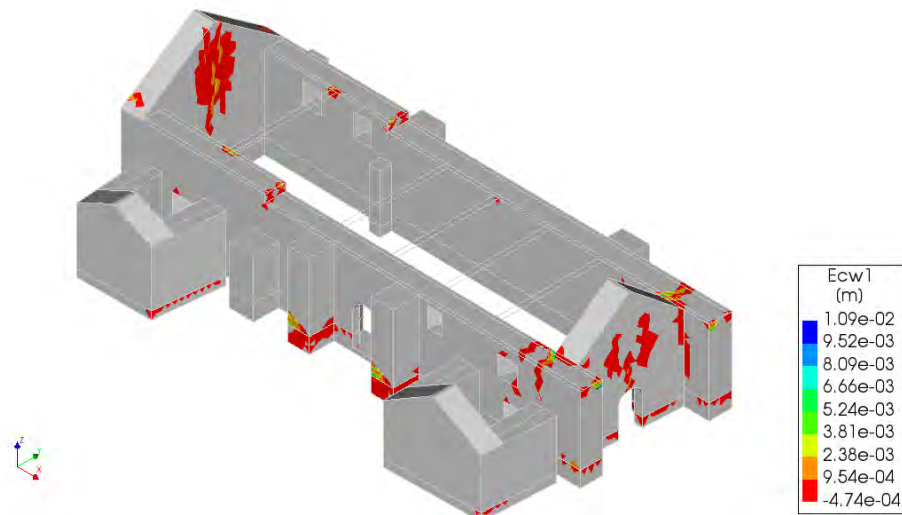
Figura 28: Curva de capacidad para el Templo Santa Lucia no reforzado en la dirección positiva X.



El análisis Pushover en la dirección positiva X, muestra un comportamiento característico de estructuras de mampostería de adobe, donde la respuesta inicial es elástica hasta alcanzar el pico, es decir la máxima carga lateral aplicada de 0.26g. posterior a eso se observa una leve pérdida de rigidez y resistencia, asociada a la fisuración mostrada en la *Figura 29*. El mecanismo de falla consiste en el volteo de muro de pies y muro del altar, observando patrones de grietas

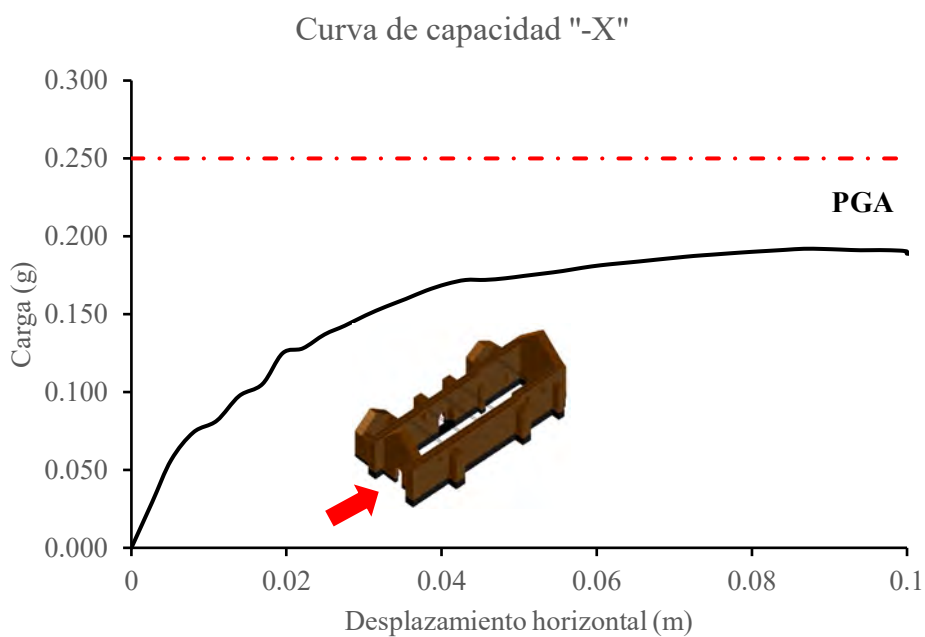
verticales en la unión de los muros longitudinales y transversales. Las grietas más pronunciadas se observan en la unión del muro de pies y el muro del evangelio, alcanzando hasta 1.09 cm de apertura. Dicho patrón de grietas verticales se pudo observar en el estado actual de la estructura (Ver *Figura 29*).

Figura 29: Patrones de grieta para el pico del análisis en la dirección positiva X del Templo de Santa Lucia



Dirección “-X”

Figura 30: Curva de capacidad para el Templo Santa Lucia no reforzado en la dirección negativa X.



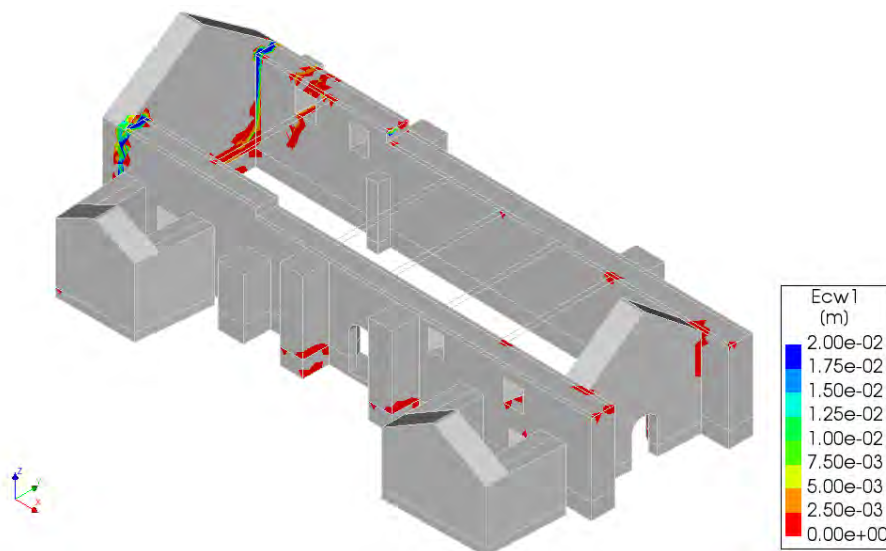
En la dirección negativa X, observamos en la curva de capacidad que la estructura alcanza una resistencia lateral de 0.19g, el cual es inferior al valor de la aceleración pico del terreno (PGA).

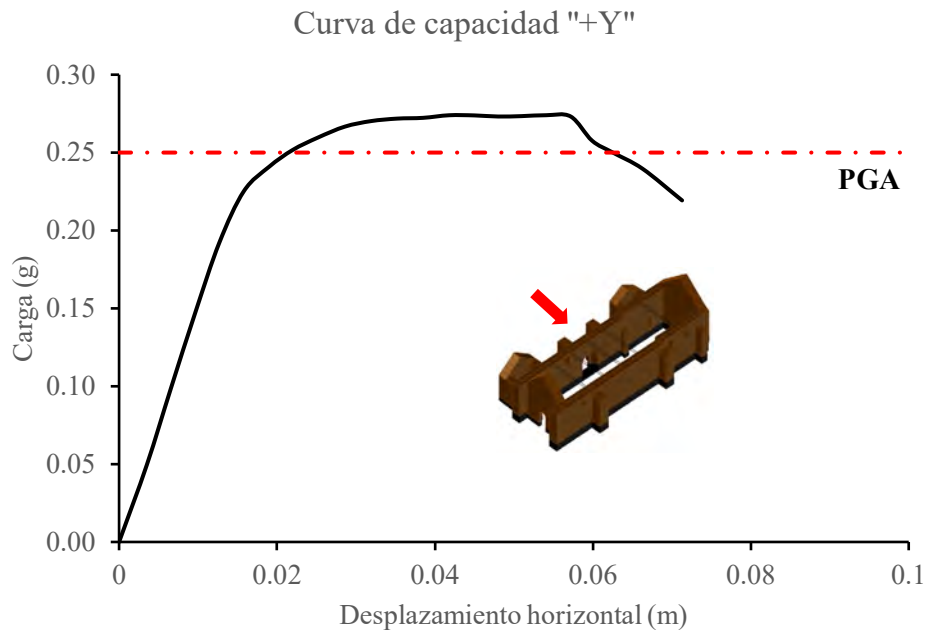
En la curva observamos un incremento gradual de la carga sin una zona claramente definida de fluencia hasta un desplazamiento de 5cm.

Este comportamiento puede deberse a una menor rigidez en ese muro, cabe resaltar que ese muro tiene 02 contrafuertes pequeños comparados al muro opuesto. El inicio de la degradación de rigidez ocurre de forma progresiva. El modo de falla predominante es el vuelco fuera del plano de la fachada del muro testero.

En la *Figura 31* observamos patrones de grietas verticales para la carga lateral máxima que resiste la estructura, es notorio que la estructura sufrió importantes daños estructurales en las esquinas del muro testero debido a los esfuerzos de tracción ocasionada por el vuelco del muro fuera del plano.

Figura 31: Patrones de grieta para la máxima carga lateral en la dirección negativa del templo Santa Lucia

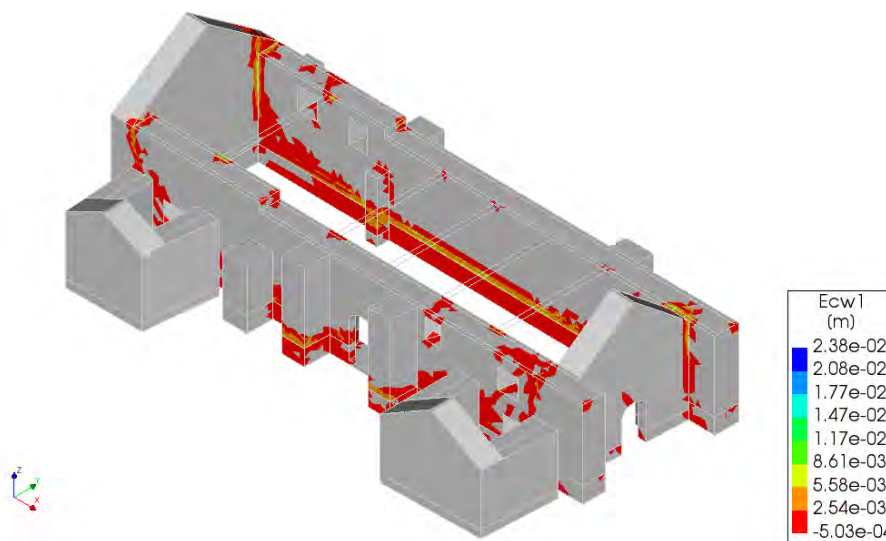


Dirección “+Y”*Figura 32: Curva de capacidad del templo no reforzado en la dirección positiva Y.*

Para el análisis Pushover en la dirección positiva Y, la máxima capacidad lateral de la estructura alcanza los 0.27g, el cual es mayor que el PGA del terreno; los desplazamientos máximos registrados se encuentran hacia el exterior del muro longitudinal norte. En la curva se identifica un comportamiento lineal en la parte inicial. A medida que la carga aumenta se observa un cambio de rigidez que marca el inicio del punto de fluencia. Posteriormente, la estructura experimenta una degradación de la rigidez más pronunciada llamada también softening.

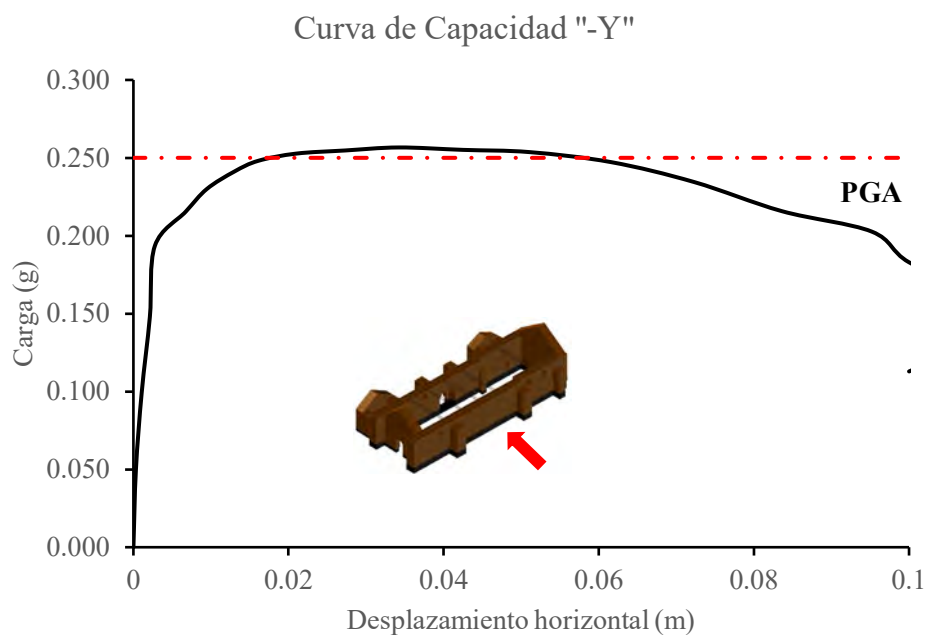
En *Figura 33* se muestra la aparición de grietas concentradas principalmente en las zonas de unión entre muros longitudinales y transversales, así como en la base de los contrafuertes. Estas fisuras se desarrollan donde los esfuerzos a tracción superan la capacidad del adobe. Las grietas comienzan a formarse en el muro longitudinal norte (épistola) y se propagan hacia la base de dicho muro. Posteriormente aparecen grietas en las esquinas del muro longitudinal sur que se propaga en forma diagonal hacia las aperturas de los vanos existentes. Estas grietas sugieren la presencia de mecanismos combinados de flexión y corte.

Figura 33: Patrones de grieta para el análisis Pushover en la dirección positiva Y del Templo Santa Lucia



Dirección “-Y”

Figura 34 Curva de capacidad del templo no reforzado en la dirección negativa Y.

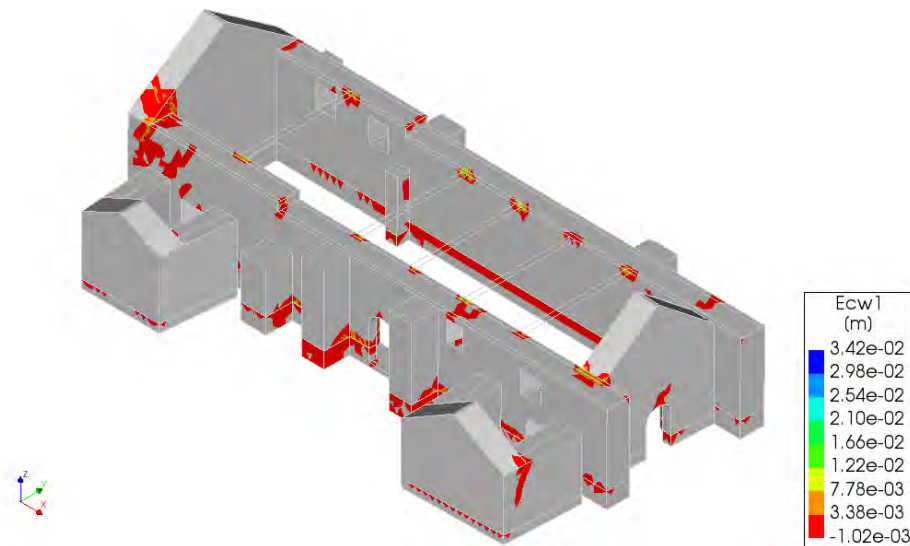


Los resultados del análisis Pushover en la dirección negativa Y presenta una capacidad lateral máxima de la estructura de 0.26g, el cual supera la aceleración máxima del terreno. En la curva de capacidad observamos una pendiente inicial muy pronunciada, este comportamiento se debe a una mayor rigidez con respecto al muro opuesto, es decir la ductilidad del muro longitudinal

sur es limitada. Posteriormente hay un cambio de rigidez, sin embargo, la capacidad de la estructura sigue aumentando hasta llegar al pico y después a la zona de fluencia hasta la zona del softening.

En la *Figura 35* se muestra los patrones de grietas en el muro longitudinal sur, en el muro del baptisterio y en la base de los contrafuertes. La aparición de fisuras empieza en la esquina sur oeste del muro longitudinal sur y posteriormente en la esquina sur este del mismo muro. En la esquina sur oeste vemos una fisuración en todo el espesor de muro lo cual no es así en la esquina sur este. Paralelamente a la aparición de la fisuración de la esquina sur este aparece la fisuración en el ala del muro del baptisterio, dicha fisuración también se da en todo el espesor del muro pero no en toda la altura. Estos mecanismos de falla son debido a la concentración de esfuerzos de tracción debido al volteo fuera del plano de muros.

Figura 35: Patrones de grietas para la máxima capacidad lateral de la dirección Y negativa del Templo Santa Lucia



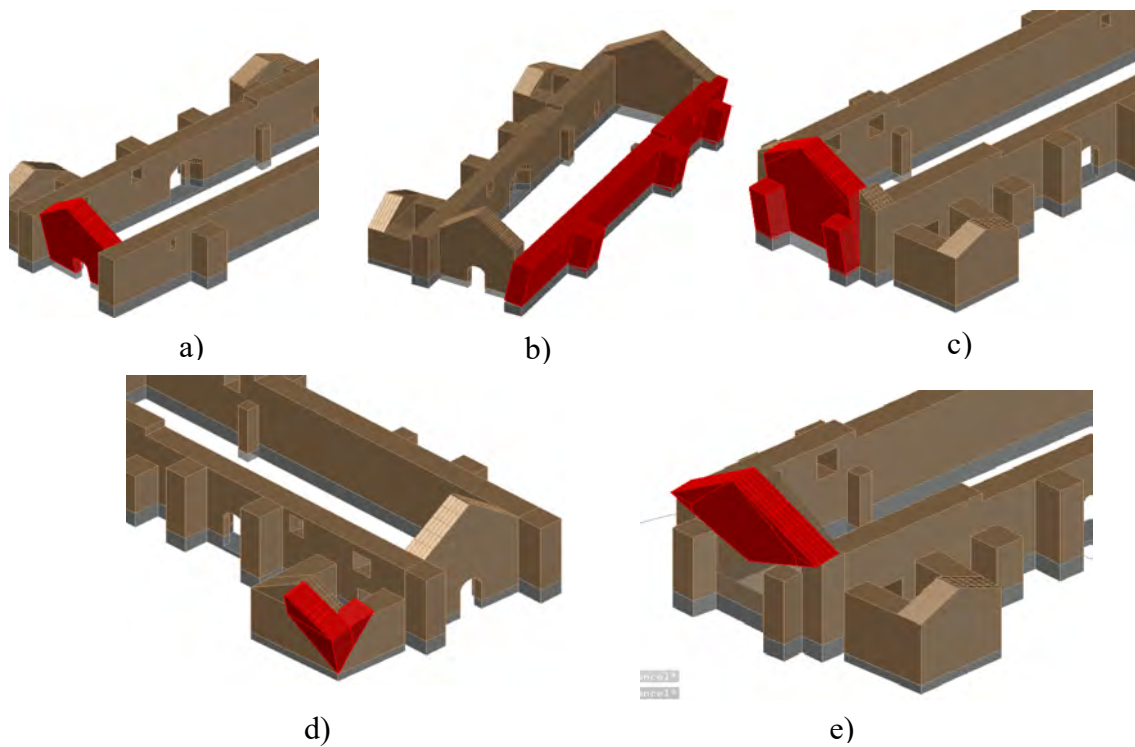
6.6. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DEL TEMPLO

Se realizó una evaluación sísmica mediante el análisis límite cinemático para edificaciones de mampostería de tierra, caso del Templo Santa Lucia de Pomacanchi. Para la aplicación de este método se identificó posibles mecanismos de colapso, a partir de la inspección visual

identificado grietas existentes en la estructura, así como también zonas críticas de la estructura.

El primer y tercer mecanismo propuesto corresponde al volteo simple de muro de fachada (muro de pies y muro testero), el segundo mecanismo corresponde al vuelco del muro de la epístola, el cuarto pertenece al mecanismo de inclinación en esquina y el quinto mecanismos corresponde al vuelco del tímpano.

Figura 36: Mecanismos posibles de colapso a) mecanismo 1: Volteo de fachada - muro de pies, b) mecanismo 2: Colapso fuera del plano del muro de la epístola, c) mecanismo 3: Vuelco de fachada - muro testero, d) mecanismo 4: inclinación de esquina, mecanismo 5: Volteo de tímpano.



Luego de haber definidos los posibles mecanismos de colapso, se continuo con el análisis utilizando la metodología del análisis limite cinemático. La verificación de la seguridad sísmica se realizó considerando 4 escenarios sísmicos, los cuales son: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y el sismo muy raro con periodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años respectivamente. Para la aceleración de suelo (PGA) fueron obtenidos del estudio de peligro sísmico probabilístico mediante el aplicativo web realizado por (SENCICO, 2016), considerando que tenemos un suelo intermedio para el caso en estudio.



Tabla 30: Aceleración máxima de suelo para diferentes periodos de retorno.

Escenario sísmico	Aceleración máxima del suelo (g)
Frecuente	0.120
Ocasional	0.145
Raro	0.262
Muy raro	0.324

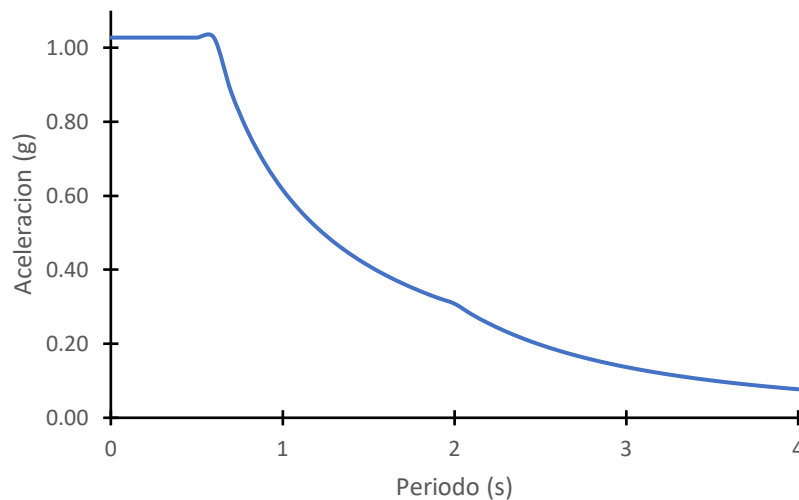
Nota. Elaboración propia a partir de (SENCICO, 2016).

Para el espectro de respuesta empleado para el análisis cinemático del Templo Santa Lucía, se elaboró usando los lineamientos de la norma E-030, la zonificación considerada fue de tipo 2, la que corresponde a una aceleración máxima del suelo PGA de 0.25g, asociada a una probabilidad de superación del 10% en 50 años. No obstante, para efectos del estudio se optó por un valor más representativo de la amenaza sísmica local $PGA=0.262g$, obtenido a partir del análisis del peligro sísmico para la zona. Se utilizó un factor de importancia $U=1.3$, debido a que la estructura reúne una gran cantidad de personas. Asimismo, según el estudio geofísico MASW 1D realizado en la zona tenemos un “suelo intermedio” que corresponde a $S=1.2$. a partir de ese dato determinamos el $T_p=0.6s$ y $T_1=2.0s$. Finalmente, el factor R que depende del sistema estructural en la norma E-030 no contempla valor para edificaciones de adobe, sin embargo, al tener una estructura muy vulnerable se optó por usar un $R=1$ como medida conservadora, es decir sin asumir capacidad de disipación de energía.

Tabla 31: Parámetros para la construcción del espectro para un sismo raro

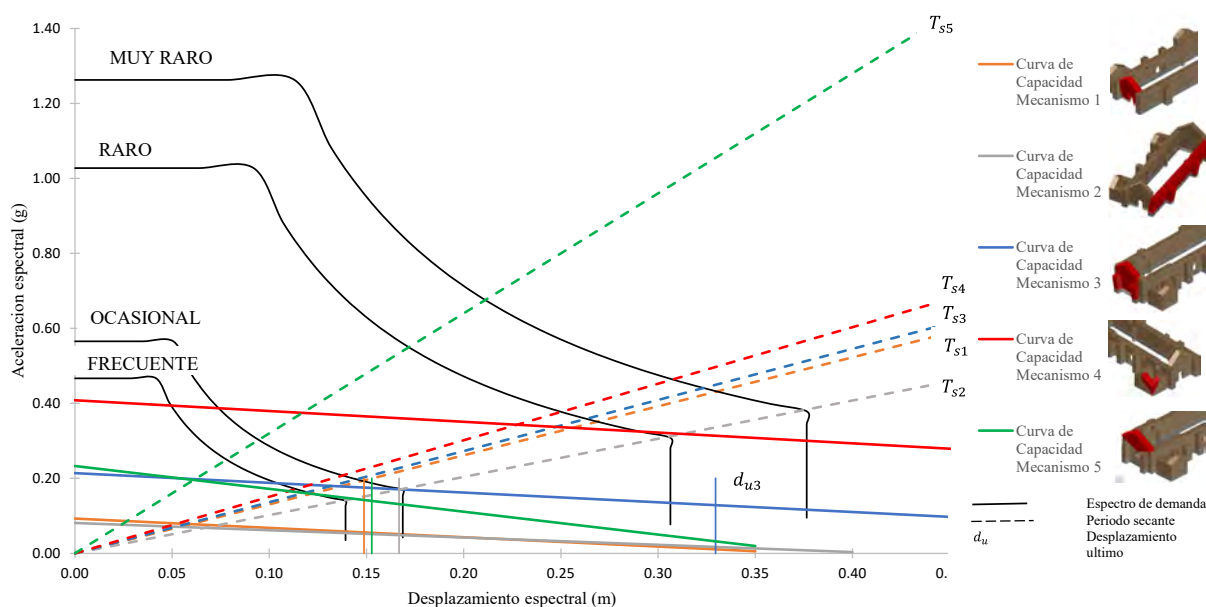
Factor	Valor
Factor de zona (Z)	0.262g
Factor de importancia de la estructura (U)	1.3
Factor de amplificación del suelo (S)	1.2
Factor de reducción (R)	1

Figura 37 Espectro de respuesta para un sismo raro



En la Figura 38 se muestra el resumen de la verificación de seguridad sísmica para los 5 mecanismos posibles de colapso según el método de análisis límite cinemático. En el gráfico se muestra las curvas de capacidad de los 3 mecanismos evaluados con sus respectivos periodos secantes, de igual modo los espectros de demanda elástica para los 4 escenarios sísmicos estudiados. En el gráfico también podemos observar el desplazamiento último del SDOF, así como también la demanda del desplazamiento espectral en la intersección del periodo secante con el espectro de demanda para cada caso.

Figura 38 Resumen de la verificación sísmica del Templo Santa Lucia de Pomacanchi.





Según los resultados del análisis cinemático en la Tabla 32 observamos que el mecanismo 2 y el mecanismo 1 son los que tiene menor capacidad, es decir la aceleración que activa el mecanismo es menor con respecto a los otros dos mecanismos evaluados y también son inseguros para los 4 escenarios sísmicos. En general, ninguno de los mecanismos es seguro para un sismo raro que corresponde al 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años) el cual es el que exige la norma peruana. Los posibles mecanismos de colapso 3,4 y 5 son seguros solo para sismo frecuente y ocasional.

Tabla 32: Resultados del análisis cinemático para el Templo Santa Lucia de Pomacanchi

Sismo	Mecanismo	Capacidad			T _s *	Demanda		SF _a	SF _d	Check
		α ₀ (g)	a ₀ *(g)	d _u *(m)		a _d * (g)	d _d *(m)			
Frecuente (43 años)	M1	0.09	0.09	0.149	1.75	0.122	0.122	0.76	1.22	Inseguro
Ocasional (72 años)		0.09	0.09	0.149	1.75	0.148	0.148	0.63	1.01	Inseguro
Raro (475 años)		0.09	0.09	0.149	1.75	0.269	0.269	0.34	0.55	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.09	0.09	0.149	1.75	0.330	0.330	0.28	0.45	Inseguro
Frecuente (43 años)	M2	0.08	0.08	0.167	1.99	0.127	0.138	0.64	1.21	Inseguro
Ocasional (72 años)		0.08	0.08	0.167	1.99	0.153	0.168	0.53	1.00	Inseguro
Raro (475 años)		0.08	0.08	0.167	1.99	0.278	0.304	0.29	0.55	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.08	0.08	0.167	1.99	0.342	0.374	0.24	0.45	Inseguro
Frecuente (43 años)	M3	0.21	0.21	0.330	1.72	0.117	0.120	1.83	2.76	Seguro
Ocasional (72 años)		0.21	0.21	0.330	1.72	0.141	0.145	1.51	2.27	Seguro
Raro (475 años)		0.21	0.21	0.330	1.72	0.257	0.263	0.83	1.25	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.21	0.21	0.330	1.72	0.315	0.323	0.68	1.02	Inseguro
Frecuente (43 años)	M4	0.41	0.41	0.569	1.63	0.137	0.114	2.98	5.00	Seguro
Ocasional (72 años)		0.41	0.41	0.569	1.63	0.166	0.138	2.46	4.13	Seguro
Raro (475 años)		0.41	0.41	0.569	1.63	0.302	0.250	1.35	2.27	Seguro

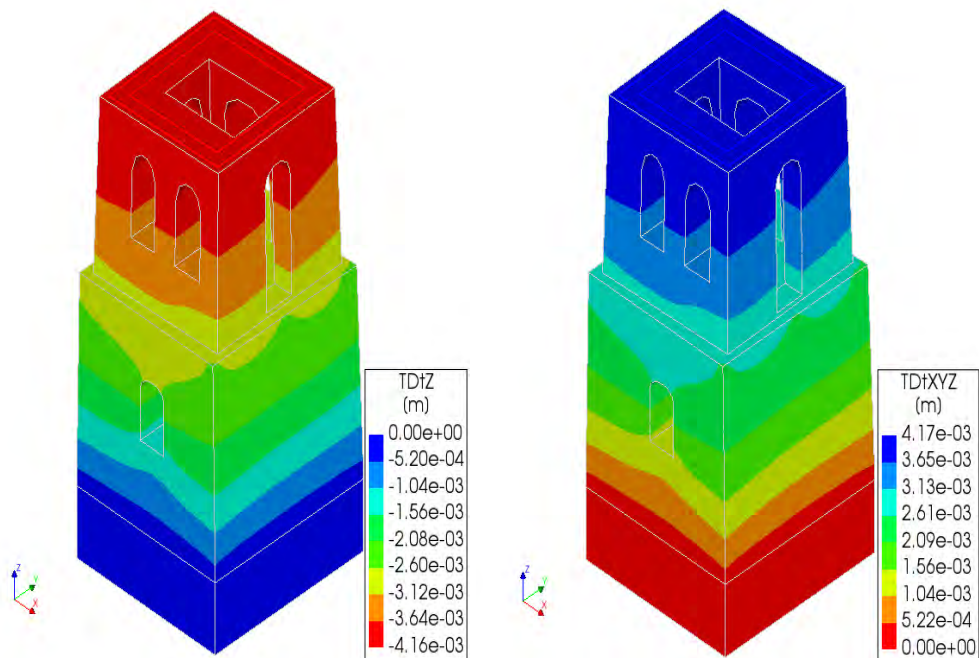
Muy raro (975 años)		0.41	0.41	0.569	1.63	0.371	0.308	1.10	1.85	Seguro
Frecuente (43 años)	M5	0.23	0.23	0.153	1.12	0.177	0.060	1.31	2.54	Seguro
Ocasional (72 años)		0.23	0.23	0.153	1.12	0.215	0.073	1.08	2.10	Seguro
Raro (475 años)		0.23	0.23	0.153	1.12	0.385	0.130	0.60	1.17	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.23	0.23	0.153	1.12	0.479	0.162	0.49	0.94	Inseguro

6.7. ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES DE LA TORRE DE SANTA

LUCIA

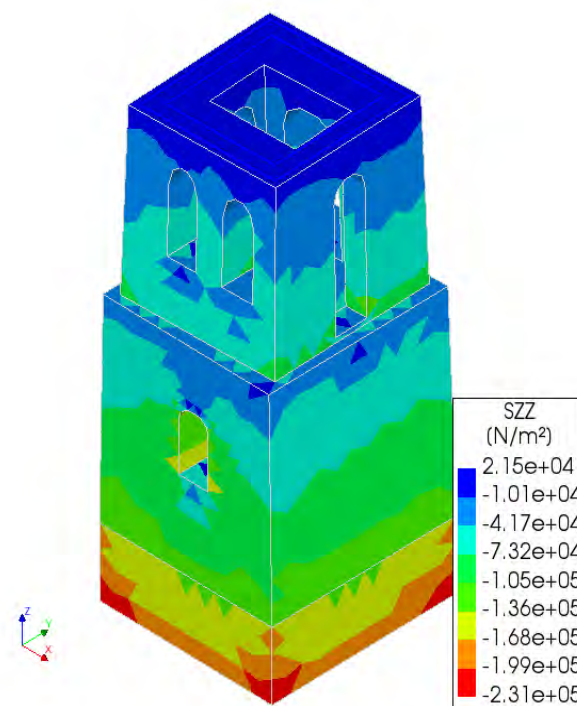
El análisis por cargas gravitacionales se realizó con el fin de evaluar el comportamiento estructural inicial de torre bajo acciones permanentes(gravitacionales). En la Figura 39 observamos que los desplazamientos verticales son mayores en la parte superior de los muros de la torre, alcanzando una deformación vertical de 4.2mm.

Figura 39: Desplazamientos por cargas de gravedad en la torre Santa Lucia



En la Figura 40, los resultados muestran que la mayor concentración de esfuerzos a compresión se localiza en las esquinas de la base de los muros, donde se alcanzan valores máximos de 0.23 MPa. En general la estructura es estable frente a cargas gravitacionales, sin indicios de agrietamientos significativos. Sin embargo, en las zonas de aperturas de vanos se registran concentraciones de esfuerzos a tracción que podrían evolucionar a una fisuración localizadas frente a acciones sísmicas.

Figura 40: Mapa de esfuerzos por cargas gravitacionales de la Torre Santa Lucia

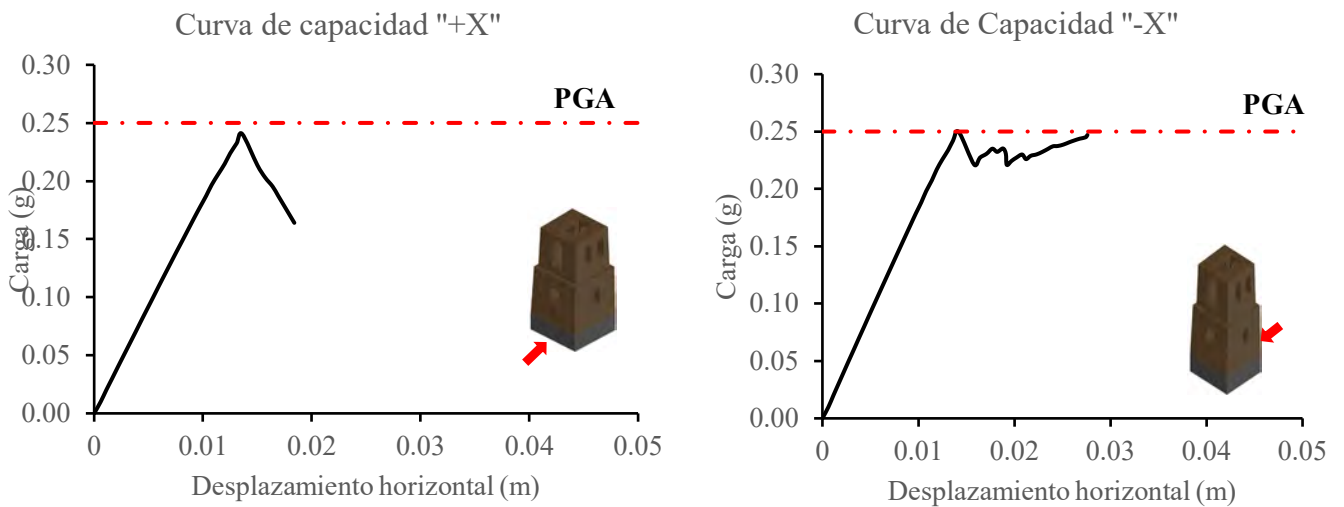


6.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LA TORRE

Para el modelo numérico de la torre de Santa Lucia, se consideró la geometría irregular de los muros y los vanos correspondientes. La malla de los elementos finitos está compuesta por 10715 elementos tetraédricos de 50 cm de tamaño máximo. El techo fue considerado como una carga distribuida en la parte superior de los muros de la torre y también se consideró el empuje del mismo.

El análisis Pushover para la torre de Santa Lucia se realizó en las cuatro direcciones principales.

Figura 41: Curvas de capacidad de la torre no reforzada para las direcciones X.



Con respecto al análisis pushover en la dirección positiva X, la carga lateral máxima resistida es de 0.24g, el cual es menor que la aceleración pico del terreno. En la curva de capacidad apreciamos un comportamiento lineal muy definido en la parte inicial hasta el pico, posterior al pico hay una degradación pronunciada de la rigidez hasta 0.16g.

En cuanto al análisis Pushover en la dirección negativa X obtuvimos una capacidad lateral máxima de 0.25g, el cual es el mismo a la aceleración pico del terreno de suelo (PGA). Al igual que en la dirección opuesta en la curva se evidencia un comportamiento lineal en la primera parte hasta alcanzar el pico y posterior a eso se aprecia una degradación de la rigidez llegado hasta 0.22g y seguidamente un aumento de la carga lateral hasta 0.24g.

Figura 42: Patrones de grietas para el pico del análisis Pushover en la dirección positiva X de la torre Santa Lucia.

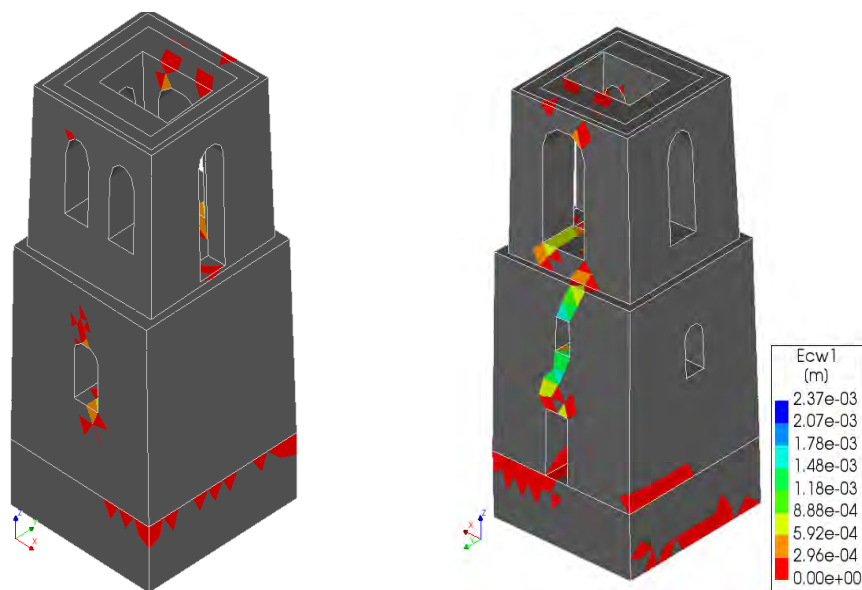
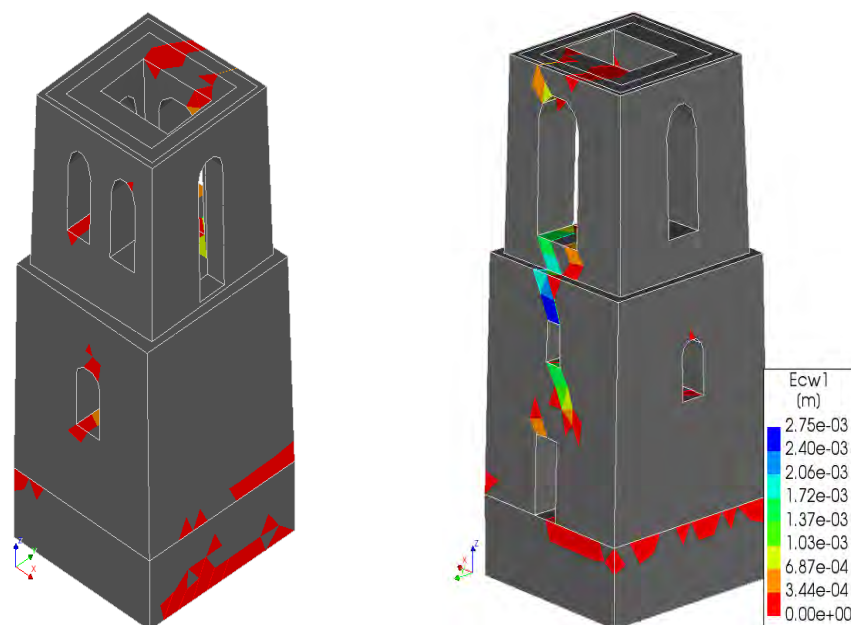


Figura 43: Patrones de grieta para el análisis Pushover en la dirección negativa X.

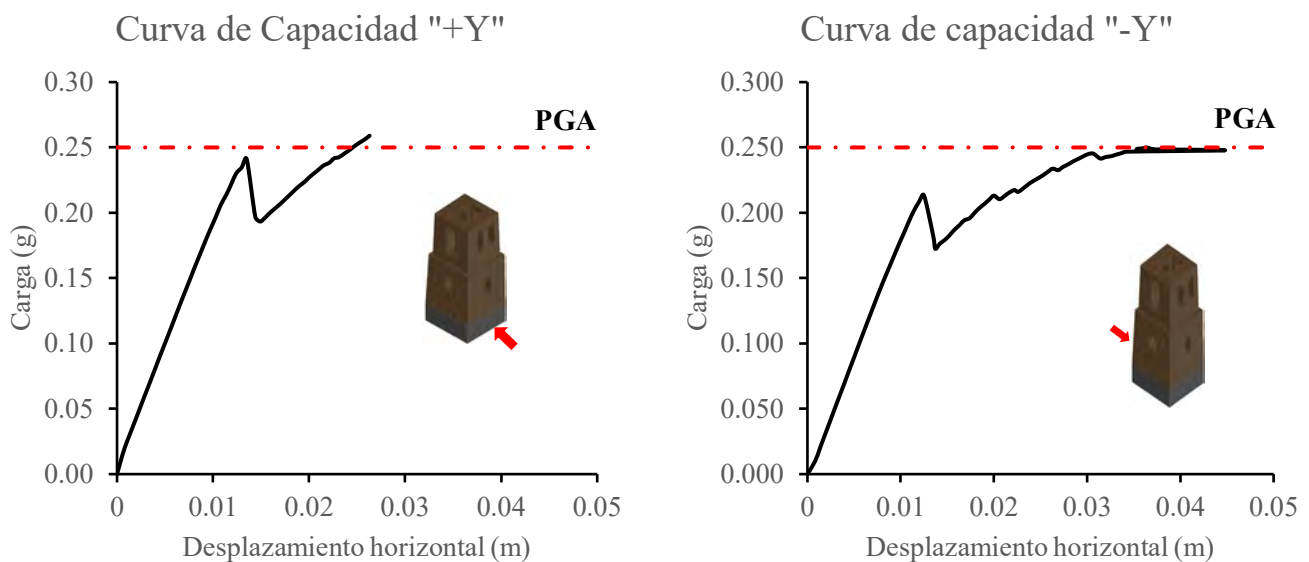


En la Figura 42 observamos un patrón de grieta diagonal en el muro norte que se extiende de la base de la esquina del vano superior hasta la parte superior del vano de la puerta. La grieta presenta una apertura de 2.37mm. el mecanismo de falla predominante en este análisis es de corte diagonal, la distribución de daños se concentra en zonas intermedias y en la base del

cuerpo, esto sugiere el comportamiento de un péndulo invertido, característico en estructuras esbeltas de mampostería.

En la Figura 43 se muestran los patrones de grieta diagonal en el muro norte que empieza en la parte inferior del vano superior y se extiende hasta la parte superior del vano de la puerta. Este patrón de grieta es el opuesto al de la dirección positiva X. El mecanismo de falla predominante es el de corte diagonal.

Figura 44: Curvas de capacidad para la torre no reforzada en las direcciones Y.



El análisis Pushover en la dirección positiva Y resiste la torre de Santa Lucia una capacidad máxima de 0.26g el cual es mayor a la aceleración máxima del terreno. En la curva observamos un comportamiento inicial lineal hasta alcanzar un pico de 0.24g, seguidamente se aprecia un “softening” hasta una capacidad de 0.20g, posterior a eso hay un aumento de la capacidad de hasta 0.26g.

La capacidad maxima lateral del analisis pushover en la direccion negativa es de 0.25g, al igual que la aceleracion pico del terreno (PGA). En la curva tambien se aprecia un comportamiento lineal marcado al inicio llegando hasta un pico de 0.21g, despues se produce una perdida de

rigidez llegando a una capacidad de 0.17g, posteriormente se percibe un aumento progresivo de la capacidad lateral de la estructura hasta 0.25g notándose en esa zona una fluencia marcada.

En todas las direcciones estudiadas tenemos una ductilidad limitada de la estructura.

Figura 45 Patrones de grieta del análisis Pushover en la dirección positiva Y.

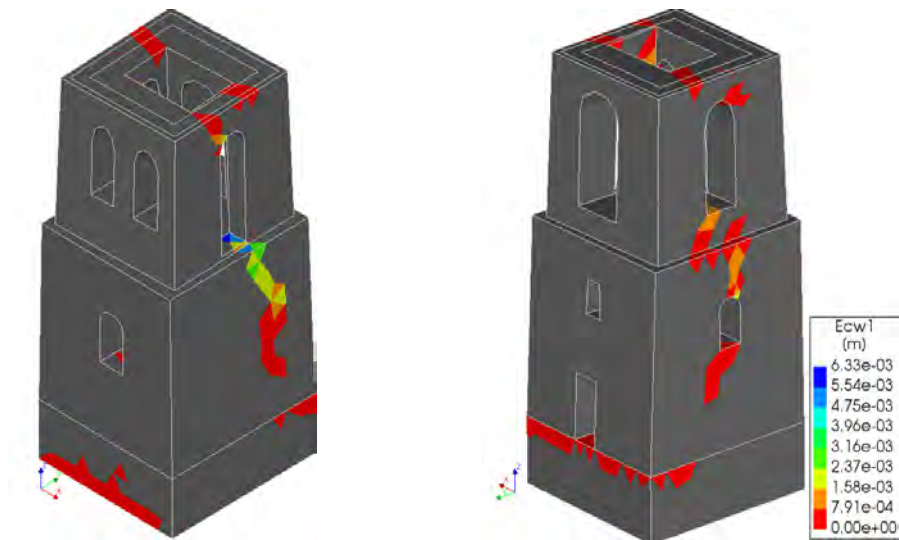
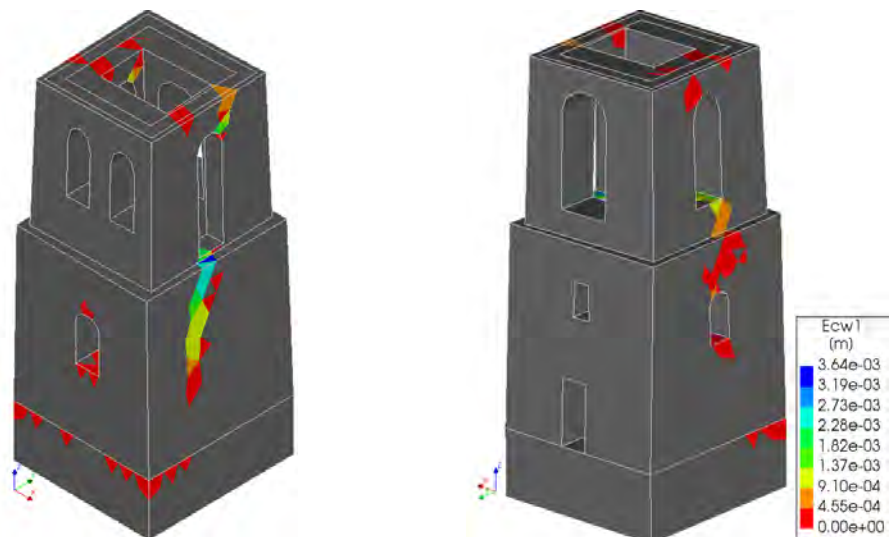


Figura 46 Patrones de grieta para el análisis Pushover en la dirección negativa Y.



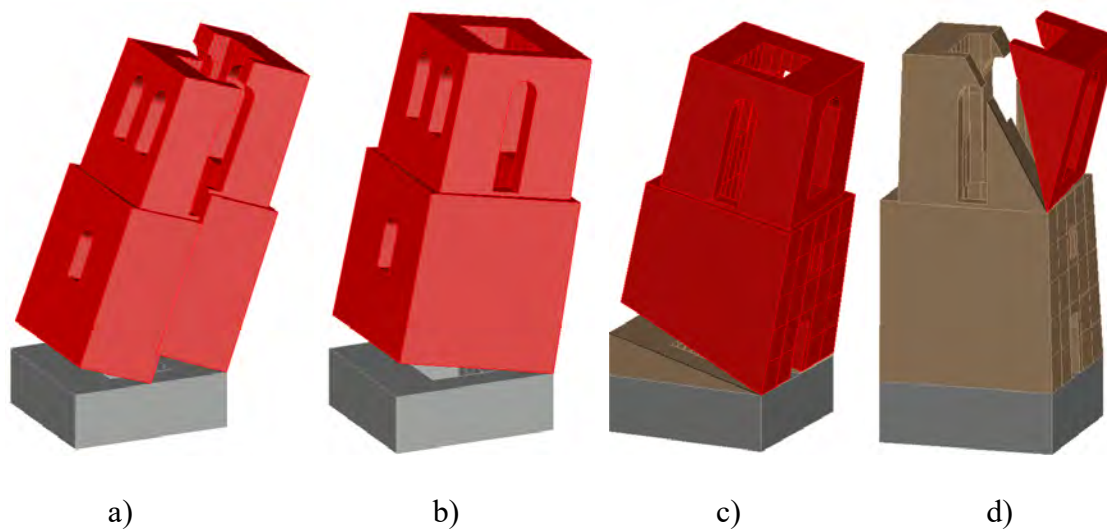
En la Figura 45 se muestran los patrones de grietas diagonales en los muros este y oeste. Dichas grietas se extienden desde la esquina de los vanos superiores hasta la zona intermedia del muro de la base. Las aperturas máximas de las grietas son de 6 mm. En el estado actual de la torre apreciamos esta grieta diagonal en el muro este de la torre.

Los patrones de grieta mostrados en la Figura 46 también son diagonales y se presentan en los muros este y oeste de la torre. Las aperturas máximas de la grieta son de 3.6mm, estas grietas son las mismas, pero en sentido opuesto que en la dirección positiva Y.

6.9. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DE LA TORRE

En la Figura 47 se muestra posibles mecanismos de colapso de acuerdo con la experiencia acumulada de los autores en dicho campo. (Milani, Shehu, & Valente, 2018). El mecanismo 1 consiste en una división vertical, observada muy frecuentemente en torres esbeltas, el mecanismo 2 es un balanceo alrededor de la base, el mecanismo 3 consiste en un pedazo inclinado y el mecanismo 4 consiste en un vuelco del muro del campanario.

Figura 47: Posibles mecanismos de colapso en la Torre de Santa Lucia de Pomacanchi, a) mecanismo 1, b) mecanismo 2, c) mecanismo 3, d) mecanismo 4.



En la Figura 48 se muestra el resumen de la verificación sísmica del campanario del Templo Santa Lucia de Pomacanchi de los 4 posibles mecanismos de colapso. Dichos mecanismos de falla se evaluaron para 4 escenarios sísmicos.



Figura 48: Resumen de la verificación sísmica de la Torre de Santa Lucia de Pomacanchi.



En la Tabla 33, observamos los resultados del análisis límite cinemático para los 4 mecanismos evaluados para la torre Santa Lucia sin refuerzo.

En los tres primeros mecanismos evaluados que corresponden a un vuelco total se aprecia que son seguros para los 4 escenarios sísmicos estudiados. Sin embargo, el mecanismo 4 propuesto que corresponde al vuelco parcial de uno de los muros del campanario no cumple para el sismo raro y muy raro.

Tabla 33: Resultados de la verificación sísmica de la torre de Campanario del templo Santa Lucia de Pomacanchi.

Sismo	Mecanismo	Capacidad			T _s [*]	Demanda		SF _a	SF _d	Check
		α ₀ (g)	a ₀ [*] (g)	d _u [*] (m)		a _d [*] (g)	d _d [*] (m)			
Frecuente (43 años)	M1	0.57	0.58	0.682	1.50	0.127	0.105	4.53	6.51	Seguro
Ocasional (72 años)		0.57	0.58	0.682	1.50	0.154	0.127	3.74	5.38	Seguro
Raro (475 años)		0.57	0.58	0.682	1.50	0.280	0.230	2.06	2.96	Seguro
Muy raro (975 años)		0.57	0.58	0.682	1.50	0.345	0.283	1.68	2.41	Seguro
Frecuente (43 años)	M2	0.47	0.47	0.691	1.67	0.127	0.116	3.71	5.94	Seguro



Ocasional (72 años)		0.47	0.47	0.691	1.67	0.154	0.141	3.07	4.90	Seguro
Raro (475 años)		0.47	0.47	0.691	1.67	0.280	0.256	1.69	2.70	Seguro
Muy raro (975 años)		0.47	0.47	0.691	1.67	0.345	0.315	1.37	2.20	Seguro
Frecuente (43 años)	M3	0.42	0.42	0.684	1.76	0.131	0.123	3.22	5.58	Seguro
Ocasional (72 años)		0.42	0.42	0.684	1.76	0.159	0.149	2.65	4.61	Seguro
Raro (475 años)		0.42	0.42	0.684	1.76	0.289	0.270	1.46	2.54	Seguro
Muy raro (975 años)		0.42	0.42	0.684	1.76	0.355	0.332	1.19	2.06	Seguro
Frecuente (43 años)	M4	0.23	0.24	0.264	1.46	0.166	0.102	1.43	2.60	Seguro
Ocasional (72 años)		0.23	0.24	0.264	1.46	0.201	0.123	1.18	2.15	Seguro
Raro (475 años)		0.23	0.24	0.264	1.46	0.365	0.224	0.65	1.18	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.23	0.24	0.264	1.46	0.449	0.275	0.53	0.96	Inseguro

CAPÍTULO VII

7. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

7.1. OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO

La propuesta del sistema de reforzamiento del Templo y de la Torre de Santa Lucía se desarrolla a partir del diagnóstico estructural y de los mecanismos de falla identificados en el análisis estático no lineal y el análisis límite cinemático. El objetivo es mejorar la capacidad lateral de la estructura mediante soluciones compatibles, no invasivas y reversibles, que respeten la autenticidad histórica del templo.

7.2. CRITERIOS GENERALES DE INTERVENCIÓN

Los criterios de intervención adoptados buscan garantizar la conservación del valor patrimonial del templo y la torre de Santa Lucía, asegurando un adecuado comportamiento estructural



frente a solicitaciones sísmicas. Se priorizan soluciones compatibles con los materiales originales. Dentro de los criterios estructurales adoptados tenemos:

Compatibilidad con el sistema original, es decir el refuerzo debe integrarse sin alterar la morfología ni el funcionamiento estructural.

Compatibilidad con los materiales existentes, se emplean técnicas y refuerzos que trabajen adecuadamente con el adobe.

Mínima invasividad, se evitó de usar elementos rígidos que comprometan la integridad del muro generando concentración de esfuerzos.

Mejora de la capacidad sísmica de la estructura frente a acciones sísmicas.

Reversibilidad, es decir los refuerzos pueden retirarse sin dañar la estructura.

7.2.1. Conservación

La conservación se entiende como el conjunto de intervenciones de carácter técnico orientadas a frenar los procesos de deterioro existentes o prevenir la aparición de nuevos daños en una edificación histórica. Su propósito fundamental es asegurar la continuidad y permanencia del patrimonio arquitectónico a lo largo del tiempo

7.2.2. Restauración

La restauración constituye una intervención de carácter excepcional dentro del ámbito del patrimonio construido. Su objetivo es preservar y poner en valor los atributos estéticos e históricos del monumento, sustentándose en el respeto por su autenticidad material y por las evidencias documentales existentes. El alcance de la restauración se limita al punto en el que comienzan las interpretaciones hipotéticas, en consecuencia, cualquier reconstrucción basada en conjeturas debe ser evitada. No obstante, cuando se requieran aportes adicionales por razones técnicas o compositivas, estos deberán integrarse de manera armónica, evidenciando su pertenencia al tiempo actual.



Asimismo, toda intervención de restauración debe estar precedida y acompañada por un análisis histórico y arqueológico riguroso del bien patrimonial.

7.2.3. Reconstrucción

De acuerdo a lo establecido en la Carta de Burra 1999, la reconstrucción se entiende como el proceso orientado a restituir un bien a una condición previa debidamente documentada. Esta intervención se distingue de la restauración en que implica la incorporación de materiales nuevos en la fábrica.

7.2.4. Criterios de Reforzamiento y Conservación

7.2.4.1. Criterios Arquitectónicos

En relación con los principios de intervención en restauración arquitectónica, diversos autores establecen lineamientos orientados a la conservación del valor histórico de los bienes patrimoniales. En ese contexto, (Teran, 2004) propone una serie de criterios fundamentales, entre los que destacan los siguientes:

- *Respeto a la historicidad del inmueble.* Toda intervención debe reconocer y conservar las distintas etapas constructivas del edificio, incluyendo no solo su configuración original, si no también las modificaciones, ampliaciones y transformaciones que forman parte de su evolución histórica, siempre que estas no comprometan la integridad del bien.
- *No falsificación.* Este criterio establece que las intervenciones no deben inducir a interpretaciones erróneas del bien patrimonial. En ese sentido, cada monumento debe entenderse como un documento histórico único e irrepetible (Philippot, citado en (Teran, 2004)). Por ellos, cualquier reintegración o sustitución, incluso empleando materiales compatibles, debe ser reconocible como una intervención contemporánea, aunque integrada de una manera armónica
- *Respeto a la pátina.* La pátina generada por el paso del tiempo constituye un elemento significativo en la historia del edificio, ya que refleja su envejecimiento natural. No debe



considerarse como deterioro, sino como una capa protectora y un testimonio material del transcurso del tiempo, cuya conservación contribuye a mantener la autenticidad del bien (Sanpaolesi, citado en (Teran, 2004)).

- *Conservación in situ* Este principio implica que el edificio y sus elementos deben mantenerse en su ubicación original, evitando su desvinculación del contexto. En este sentido, la Carta de Venecia establece que “los elementos de escultura, pintura o decoración que forman parte integrante de un monumento no podrán ser separados del mismo. (ICOMOS, 1964).
- *Reversibilidad.* Se refiere al empleo de técnicas y materiales que permitan, en la medida de lo posible, revertirla intervención realizada, de modo que el bien pueda recuperar su estado previo si nuevas evidencias o criterios así lo requieren (Teran, 2004).

7.2.4.2. Criterios Estructurales

La selección de técnicas de refuerzo en estructuras históricas debe sustentarse en principios de conservación y en criterios modernos de intervención. Estos lineamientos se encuentran recogidos de manera general en la Carta de Venecia (ICOMOS, 1964) y de forma específica en los criterios de ISCARSAH (ICOMOS, 2003). Entre os principales criterios se consideran:

- *Respeto a la autenticidad estructural.* La configuración estructural original forma parte del valor cultural del edificio, por lo que debe preservarse tanto el sistema constructivo como los materiales originales.
- *Mínima alteración.* Se deben priorizar soluciones que generen el menor impacto posible sobre la estructura existente, siempre que garanticen un nivel adecuado de seguridad.
- *Seguridad estructural.* Las intervenciones deben considerar no solo la estabilidad del sistema, sino también la posible pérdida de valor cultural en caso de daño.



- *Compatibilidad.* Los materiales y técnicas empleadas deben ser compatibles con los existentes, evitando efectos adversos tanto físicos como químicos que pueden deteriorar la estructura original.
- *No sea invasor.* Se deben preferir soluciones que impliquen la menor alteración posible del sistema estructural, preservando su integridad.
- *Reversibilidad y remoción.* Siempre que sea posible, las intervenciones deben permitir su eliminación sin causar daños significativos, posibilitando su reemplazo por soluciones futuras más adecuadas.
- *Monitorización.* Toda intervención debe ser susceptible de control durante su ejecución, mediante programas de supervisión que permitan evitar daños durante el proceso constructivo.

7.3. TIPOS DE REFORZAMIENTO EN ESTRUCTURAS DE TIERRA

La elección de la técnica de reforzamiento estructural depende de qué forma se quiere mejorar el comportamiento sísmico del edificio histórico. La selección de una técnica de refuerzo debe estar basada en los principios de conservación y los criterios modernos para el análisis y restauración de estructuras históricas (ICOMOS, 2003a, b)

7.3.1. Reducción de la Demanda Sísmica

- *Modificar el periodo natural para obtener una menor amplificación de la aceleración del suelo.* Esta estrategia busca disminuir la amplificación de la respuesta sísmica mediante cambios en la masa o rigidez del sistema estructural, lo cual repercute en sus propiedades dinámicas, especialmente en el periodo natural de vibración.

Con esta técnica de refuerzo hay que tener cuidado debido a que puede producir cambios irreversibles y así quitar el valor arquitectónico y cultural al monumento histórico.



- *Mejorar las características del suelo o aislar la estructura del movimiento del suelo.* En esta técnica de refuerzo incluyen mejoras en el terreno o soluciones de asilamiento sísmico que reducen la transmisión de aceleraciones hacia la estructura. Estas alternativas permiten preservar el comportamiento global del edificio, aunque su aplicación depende de las condiciones del suelo y su viabilidad constructiva.
- *Cambiar el uso de la estructura.* Esta técnica produce cambios en la masa y cargas gravitacionales, inclusive en la distribución y rigidez para cumplir con los requerimientos del nuevo uso. Sin embargo, esta técnica produce una mayor intervención en muchos casos imposible.

7.3.2. Aumento de la Capacidad Sísmica

El incremento de la capacidad sísmica de una edificación puede lograrse mediante el reforzamiento de sus elementos estructurales existentes o a través de la incorporación de nuevos componentes que contribuyan a mejorar su desempeño ante acciones sísmicas.

Para organizar las diferentes estrategias de intervención, es habitual clasificar las técnicas de refuerzo en dos grandes grupos: tradicionales y modernas.

Las técnicas tradicionales se caracterizan por el empleo de materiales y procedimientos constructivos compatibles con los originales, siguiendo particas históricas utilizadas en la edificación. Estas intervenciones buscan mantener la coherencia constructiva y el valor patrimonial del inmueble.

Las técnicas modernas son aquellas que utilizan materiales y dispositivos que se utilizan generalmente en la construcción actual o reparación de edificios nuevos. (Fernando Peña y Paulo Lourenço, 2012).

De acuerdo con el reporte EECCP (2006b), las técnicas de refuerzo que se describen en las Tablas 1 y 2 constituyen intervenciones generales que se utilizan comúnmente en la práctica.



Tabla 34 Técnicas tradicionales de refuerzo

Técnica	Descripción
Conexiones locales	Esta técnica permite, de modo sencillo, dar continuidad a diversas partes de la estructura mediante el uso de diferentes dispositivos, como por ejemplo grapas.
Confinamiento de columnas y muros	El confinamiento de elementos estructurales tiene como objetivo mejorar su resistencia a compresión, así como aumentar su capacidad de deformación y rigidez. Este tipo de intervención actúa principalmente a nivel local, generando un incremento en la capacidad del elemento, aunque su efecto sobre el comportamiento global suele ser limitado.
Contrafuertes	La incorporación de contrafuertes en zonas críticas contribuye a mejorar la capacidad de la estructura frente a acciones laterales. Estos elementos actúan reduciendo las deformaciones transversales y evitan la activación de mecanismos de falla asociados a la inestabilidad, al participar en la resistencia de las fuerzas horizontales.
Reconstrucción local	Consiste en la remoción de las zonas de mampostería deterioradas y su sustitución por material nuevo con propiedades mecánicas compatibles con las originales. Esta intervención permite restablecer la continuidad estructural y recuperar la capacidad resistente del elemento. Se considera una técnica parcialmente reversible.
Rejunteo	Consiste en la eliminación del mortero deteriorado presente en las juntas y su reemplazo por un mortero nuevo que cumpla con las características de compatibilidad (preferentemente con mejores propiedades mecánicas) y durabilidad. Esta técnica se puede considerar como parcialmente reversible.
Substitución de elementos	Consiste en el reemplazo total de un elemento estructural por uno nuevo, empleando materiales y técnicas compatibles con los originales o, en su defecto, soluciones alternativas que cumplan con los requisitos de diseño. Esta intervención tiene como finalidad restituir la función estructural del elemento y corregir deficiencias existentes. Un caso común es a sustitución de pisos o cubiertas.
Tensores	Los tensores son elementos metálicos, como barras o cables de acero, que trabajan a tracción y se anclan a estructura mediante placas u otros dispositivos. Su función principal es mejorar la estabilidad y asegurar la conexión entre distintas partes del sistema estructural, contribuyendo al desempeño global del edificio. Se consideran intervenciones poco invasivas y generalmente reversibles.

Nota. European Committee for Standardization (EECCP, 2006a).



Tabla 35: Técnicas modernas de refuerzo

Técnica	Descripción
Anclajes	<p>El anclaje de un elemento, mediante barras o cables de acero, ayuda a mejorar la estabilidad de la estructura o impedir deformaciones excesivas.</p>
Costuras armadas	<p>Esta técnica consiste en la ejecución de perforaciones o ranuras en los elementos a intervenir, dentro de las cuales se colocan barras metálicas (por ejemplo, de acero inoxidable o titanio), que posteriormente son fijadas mediante inyección de mortero. Se trata de una intervención de carácter invasivo y con baja reversibilidad, por lo que su aplicación suele ser limitada en estructuras patrimoniales.</p>
Encamisados de concreto	<p>El encamisado de concreto consiste en recubrir un elemento existente con una capa de concreto armado, con el objetivo de incrementar su capacidad resistente, limitar deformaciones laterales o mejorar la continuidad estructural. Para un desempeño adecuado, el refuerzo suele disponerse en ambas caras del elemento y conectarse mediante dispositivos que aseguren su trabajo continuo.</p> <p>Debido a su carácter altamente invasivo, esta técnica se emplea principalmente en elementos de cimentación, ya que puede alterar su exposición arquitectónica del inmueble. Por esta razón, no es recomendable su aplicación en elementos que presentan pinturas murales u otros componentes de valor histórico.</p>
Inyección	<p>Esta técnica consiste en la introducción de morteros o resinas a través de las grietas o perforaciones, con el fin de rellenar vacíos internos y fisuras presentes en los elementos, mejorando así su desempeño mecánico. Dado que se trata de una intervención no reversible, es fundamental emplear materiales compatibles con los originales, como morteros de cal.</p> <p>Su aplicación debe evitarse en elementos que contengan pinturas murales, debido al riesgo de daño irreversible asociado al proceso de inyección.</p>
Refuerzo externo	<p>El refuerzo externo consiste en la colocación de materiales de alto desempeño sobre las caras del elemento estructural, tales como polímeros reforzados con fibras (FRP), mallas metálicas u otros sistemas similares, con el fin de aumentar su capacidad resistente. La adherencia entre el refuerzo y el sustrato se logra mediante resinas, morteros o adhesivos específicos.</p> <p>Para garantizar su eficacia, es necesario que la superficie de aplicación presente condiciones adecuadas de regularidad. No obstante, se trata de una técnica no reversible y su uso no es recomendable en elementos con valor patrimonial.</p>

Nota. ((EECCP, 2006a).

7.4. ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

Según la revisión de la bibliografía las técnicas de refuerzo utilizadas en el reforzamiento de edificaciones históricas son:

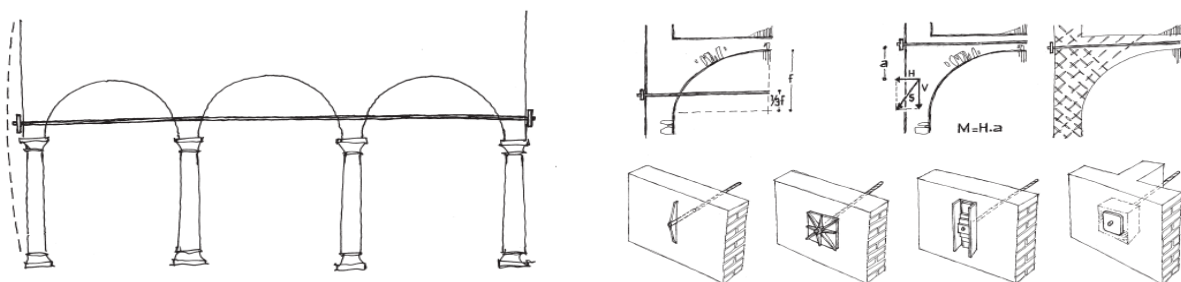
7.4.1. Sustitución física de la zona dañada

Esta intervención consiste en retirar el material deteriorado de un elemento estructural afectado por fisuración, deformaciones fuera del plano o degradación del material y reemplazarlo por un nuevo que presente propiedades mecánicas y de deformación compatibles con las originales. En los elementos de mampostería de piedra o ladrillo, la reposición suele realizarse con materiales similares a los existentes. En todos los casos el objetivo de la intervención sólo puede pretender restaurar la capacidad portante inicial del elemento dañado. (Díaz, 2007)

7.4.2. Atirantamientos

El atirantamiento en estructuras conformadas por muros tiene como finalidad controlar desplazamientos fuera del plano, tales como desplomes o deformaciones progresivas. Para ello, se emplean elementos lineales que trabajen a tracción (tirantes), usualmente constituidos por cables o barras de acero, los cuales se anclan entre muros paralelos mediante dispositivos específicos. Esta disposición permite limitar su separación y, en consecuencia, reducir la pérdida de capacidad resistente del sistema. Es conveniente que cuanto menos uno de los dos elementos de anclaje de cada tirante permita un periódico ajuste tensional que compense los efectos de eventuales alargamientos del material del tirante. (Díaz, 2007)

Figura 49: Refuerzo con tirantes y tipos de anclaje



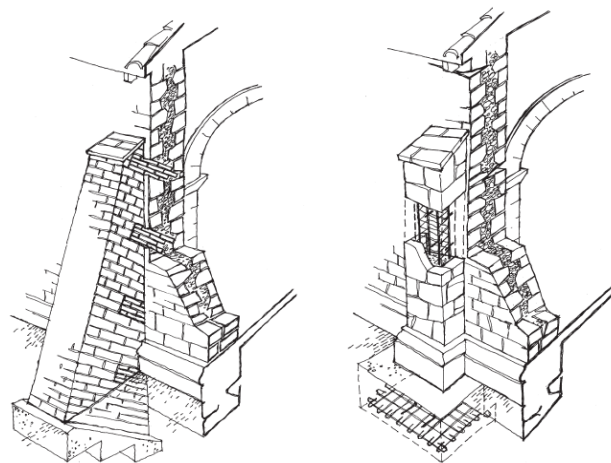
Nota. Fuente: (Díaz, 2007)

7.4.3. Contrafuertes

Los contrafuertes cumplen una función similar a la de los tirantes en el control de empujes laterales; sin embargo, su utilización resulta más adecuada cuando la estructura no cuenta con elementos suficientemente rígidos para resistir las concentraciones de esfuerzos en los puntos de anclaje de tirantes.

En estos casos, los empujes generados por bóvedas, arcos u otros elementos que inducen a acciones inclinadas sobre los muros pueden ser transmitidos eficazmente mediante contrafuertes, los cuales conducen dichas fuerzas hacia el terreno a través de su masa y sección resistente. En su diseño y dimensionado es preciso tener bien presente la fuerte limitación de asientos que requiere el nuevo contrafuerte para su correcto funcionamiento. (Díaz, 2007)

Figura 50: Construcción de un contrafuerte



Nota. Fuente: (Díaz, 2007)

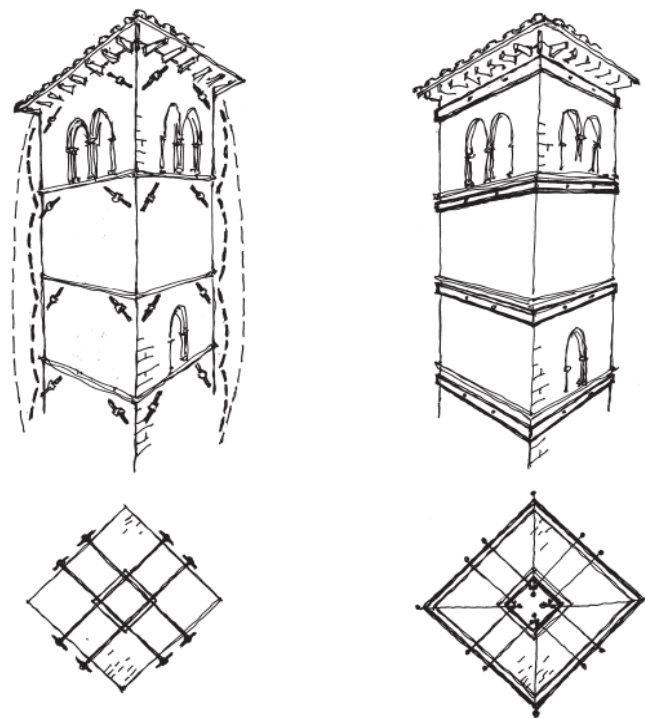
7.4.4. Zunchados

La incorporación de zunchos o correas en edificaciones con sistemas murarios cerrados, así como en pilares de piedra o ladrillo, consiste en disponer elementos perimetrales que envuelven estos componentes con el propósito de disminuir su esbeltez y mejorar su capacidad resistente. Este tipo de solución ha sido ampliamente utilizado en construcciones históricas, como en edificaciones monumentales t campanarios donde se evidencia su eficacia en el control de deformaciones.

Tradicionalmente, estos elementos han sido ejecutados con materiales metálicos, principalmente hierro o acero, debido a su capacidad para trabajar a tracción y confinar los elementos estructurales.

Modernamente, las bandas de fibra de carbono pueden cumplir en determinadas situaciones la misma función, si bien es preciso considerar los efectos del material adherente sobre el elemento reforzado. (Díaz, 2007)

Figura 51: Colocación de zunchados



Nota. Fuente: (Díaz, 2007)

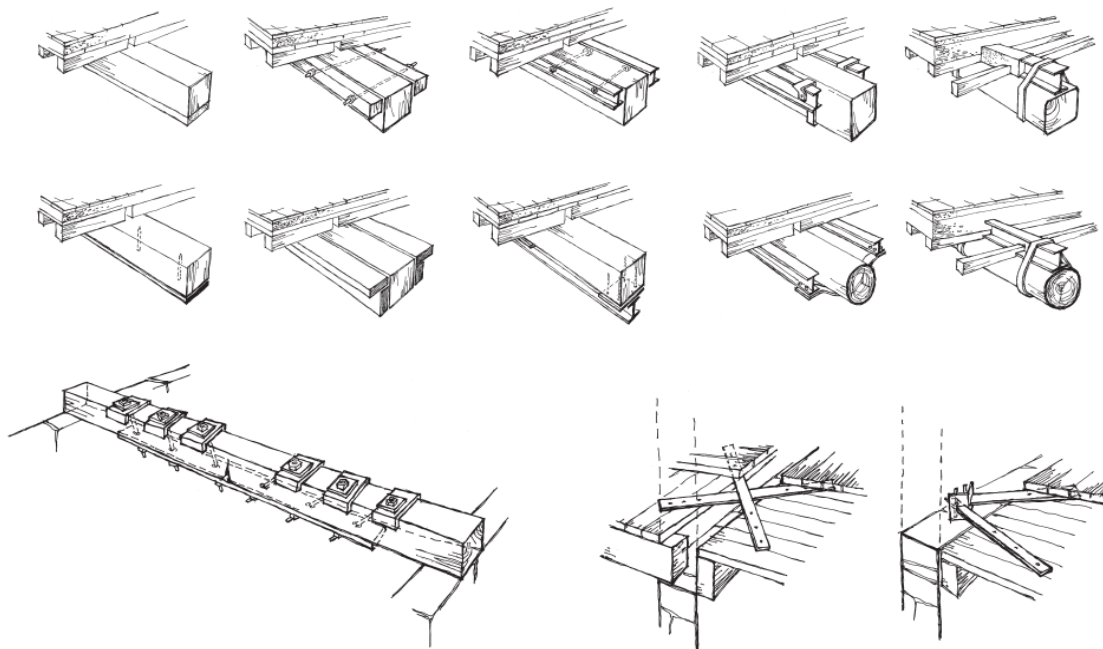
7.4.5. Suplementos resistentes en vigas y viguetas

Esta técnica consiste en incorporar elementos adicionales que trabajen a flexión junto con vigas o viguetas existentes, con el fin de incrementar su capacidad resistente cuando su dimensionamiento resulta insuficiente o cuando presentan deformaciones excesivas, por ejemplo, debido a la fluencia de elementos de madera.

Los refuerzos suelen ejecutarse mediante piezas de madera o perfiles de acero, y pueden disponerse en distintas posiciones respecto al elemento original, ya sea lateral, inferior o

superior. La colocación en la cara superior se prefiere cuando se busca preservar la apariencia del sistema estructural, especialmente en casos donde existen acabados de valor, como pinturas o cielos rasos decorativos. La situación inferior es la más usualmente aplicada en el refuerzo de viguetas en forjados con posibilidad de reducción de la altura libre de las estancias que cubren, mientras que la situación lateral es la más usual en el refuerzo de vigas de madera que soportan tramos enteros de forjados de viguetas, conformándose generalmente con dos elementos unidos con espárragos pasantes a través de la viga a reforzar. (Díaz, 2007).

Figura 52: Refuerzo de vigas y viguetas



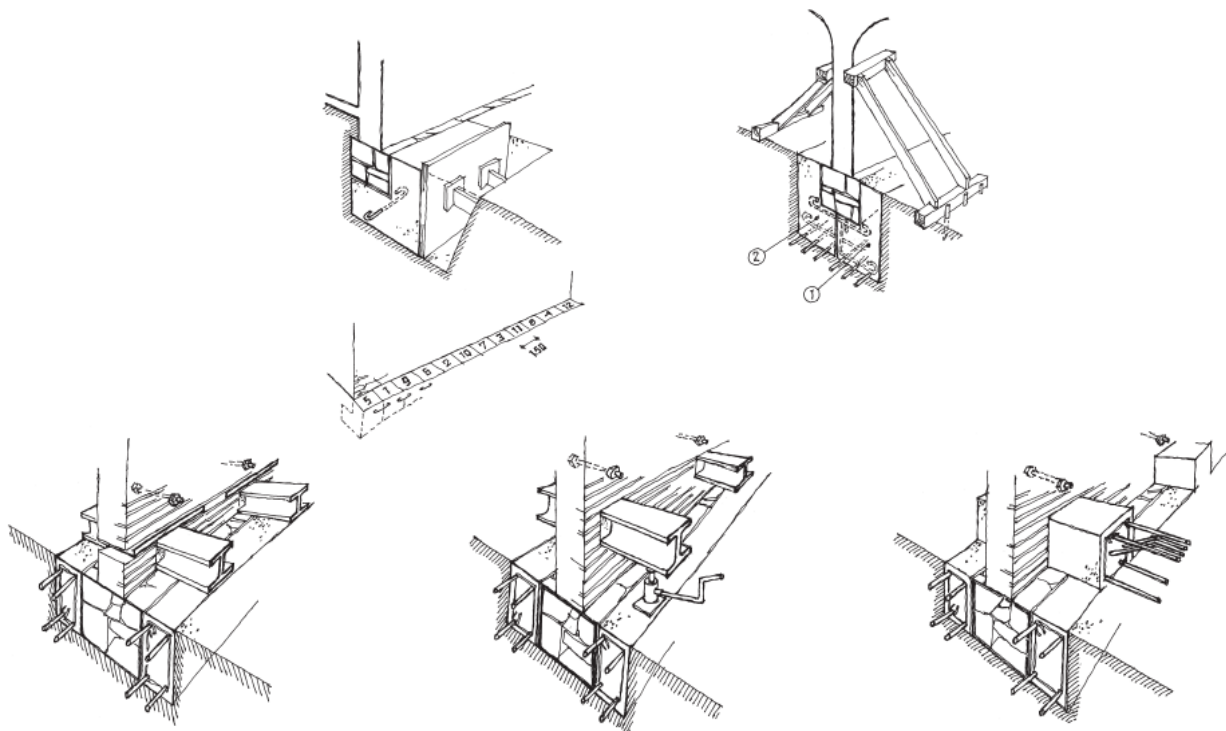
Nota. Fuente: (Díaz, 2007)

7.4.6. Intervenciones en las cimentaciones

En edificaciones con cimentaciones superficiales, que son las más comunes, una de las soluciones habituales de recalce consiste en ampliar la base existente mediante la ejecución de una nueva zapata de mayor dimensión, colocada por debajo de la original y conectada a esta. El diseño de esta intervención debe considerar las condiciones del terreno, las características de la cimentación existente, así como la profundidad y el ancho de la nueva zapata.

En la práctica actual, también es frecuente el empleo de micropilotes, dispuestos de forma vertical o inclinada, los cuales permiten involucrar un mayor volumen de suelo en la transmisión de cargas. Estos elementos suelen trabajar conjuntamente con la cimentación existente, actuando como sistema de soporte complementario. Menos frecuentes son, en cambio, los sistemas que se fundamentan en el aumento en anchura de la base de cimentación, por la dificultad de absorber los esfuerzos de corte en los contactos entre el nuevo y el viejo cimiento, siendo asimismo escaso el uso de los pilotes convencionales, por el abultado utillaje que requieren, o los de mejora de terrenos por inyección de productos químicos, aptos solamente en determinados tipos de terrenos de adecuada permeabilidad (Díaz, 2007)

Figura 53: Intervención en las cimentaciones



Nota. Fuente: (Díaz, 2007)

7.4.7. Refuerzo con geomalla

El uso de geomallas para el reforzamiento de muros de adobe se plantea cuando la mampostería presenta una capacidad insuficiente para resistir esfuerzos de tracción inducidos por acciones



sísmicas. Esta intervención tiene como finalidad mejorar el comportamiento global del muro, contribuyendo a la integridad estructural frente a eventos sísmicos, sin afectar significativamente su capacidad para transmitir cargas gravitacionales.

La geomalla actúa como un elemento de confinamiento superficial, limitando la disgregación del material y evitando desprendimientos, gracias a la disposición de su retícula, la cual presenta una separación reducida que favorece al control de fisuras y la contención del material. En muros reconstruidos, la geomalla se dispone desde la base, anclándose a nivel del sobrecimiento y extendiéndose por ambas caras del muro, envolviéndolo completamente hasta la parte superior, donde se fija a la viga de coronación o elemento equivalente. La conexión entre las caras del refuerzo se realiza mediante amarres (por ejemplo, rafia nylon) distribuidos a distancias regulares a lo ancho del muro.

Para muros existentes, el procedimiento es similar, requiriéndose la perforación del elemento para permitir la conexión entre ambas caras del refuerzo. El anclaje en la base puede lograrse mediante elementos de fijación embebidos en mortero de cal o mediante dispositivos mecánicos instalados en la cimentación, asegurando que la geomalla trabaje adecuadamente a tracción desde su punto de fijación. En zona de vanos, al igual que el caso anterior, se debe realizar el retorno con el cruce de la malla proveniente de ambas caras del muro, de este modo se asegura la estabilidad e indeformabilidad de estas zonas vulnerables. (Condor & Gerardo, 2019)

Figura 54: Muro de adobe reforzado con geomalla



Nota, Muro de adobe y colocación de la geomalla. Fuente: (Torrealva, 2009)

7.4.8. Refuerzos con malla electrosoldada

Esta técnica consiste en la colocación de mallas metálicas electrosoldadas en ambas caras de los muros de mampostería, dispuestas en franjas verticales y horizontales que simulan elementos de confinamiento, como columnas y vigas. Las mallas se vinculan entre si mediante alambres o conectores que atraviesan el muro, y posteriormente se recubren con mortero para conformar un sistema integrado.

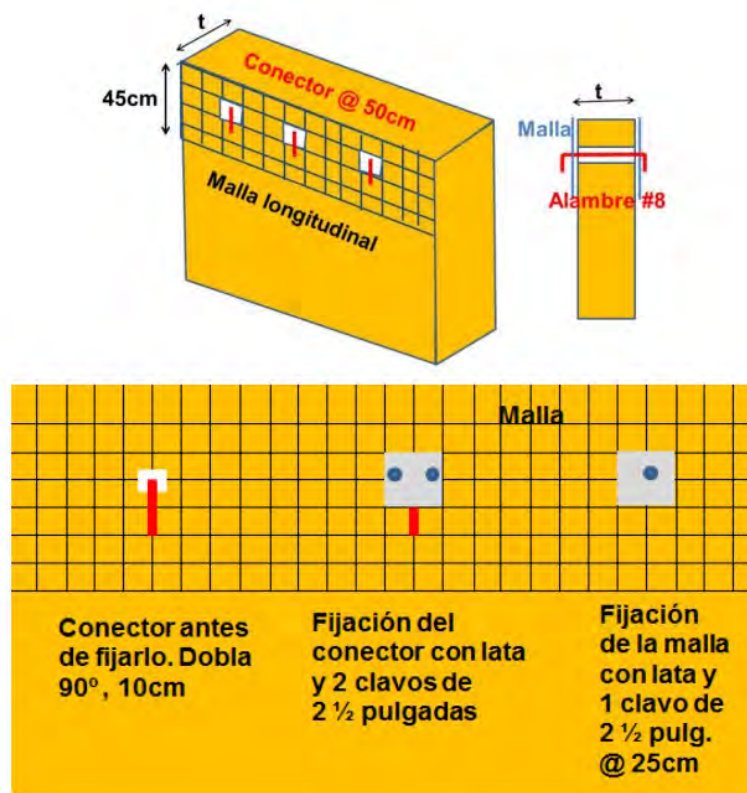
En edificaciones de un solo nivel, la aplicación del refuerzo puede concentrarse en zonas críticas, como esquinas, encuentros de muros y coronación, sin necesidad de cubrir la totalidad de la superficie.

El uso de este sistema mejora el desempeño estructural de los muros, especialmente frente a sollicitaciones sísmicas, al incrementar su resistencia controlar los desplazamientos, reduciendo la probabilidad de fallas frágiles por corte. Estudios experimentales desarrollados en el ámbito

nacional han evidenciado que este tipo de refuerzo permite aumentar la seguridad sísmica de edificaciones de tierra, retrasando el colapso estructural bajo ensayos de mesa vibratoria.

No obstante, los refuerzos de mallas aplicadas en construcciones piloto, al igual que los propuestos en algunos manuales, han sido concebidos para ser aplicados a viviendas de dimensiones pequeñas, por lo que la aplicación de la malla se limita a los elementos más críticos de la construcción, como encuentro de esquinas y contorno de vanos. (Condor & Gerardo, 2019)

Figura 55: Ejemplo de fijación de malla



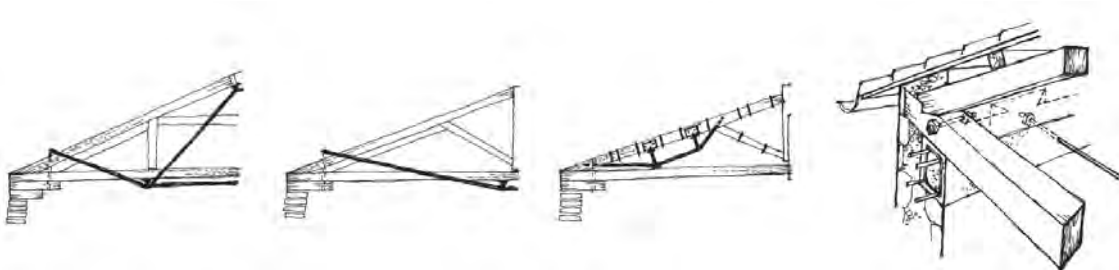
Nota. Fuente: (San Bartolomé & Quiun, 2015)

7.4.9. Intervenciones específicas en armaduras y cerchas de cubiertas

Los elementos estructurales de cubierta, como armaduras y cerchas, suelen presentar un alto grado de deterioro debido a su exposición a la humedad, por lo que en muchos casos se opta por sustitución. No obstante, cuando su estado general, dimensiones o valor funcional lo permiten, es viable plantear su reforzamiento como alternativa.

En estos casos, resulta fundamental asegurar condiciones adecuadas de apoyo, lo que puede implicar la sustitución o mejora de los puntos de apoyo existentes. Asimismo, se recomienda la regularización de dichos apoyos mediante la incorporación de elementos rígidos, como cargaderos, que permitan una distribución más uniforme de las cargas hacia los muros portantes. Para el refuerzo de los pares, tirantes y jabalcones cada vez es más frecuente, cuando quieren mantenerse visibles, el uso de armaduras postensadas para compensar las tracciones o generar nuevos equilibrios de fuerzas. (Díaz, 2007)

Figura 56: Reforzamiento específicos en cerchas y cubiertas

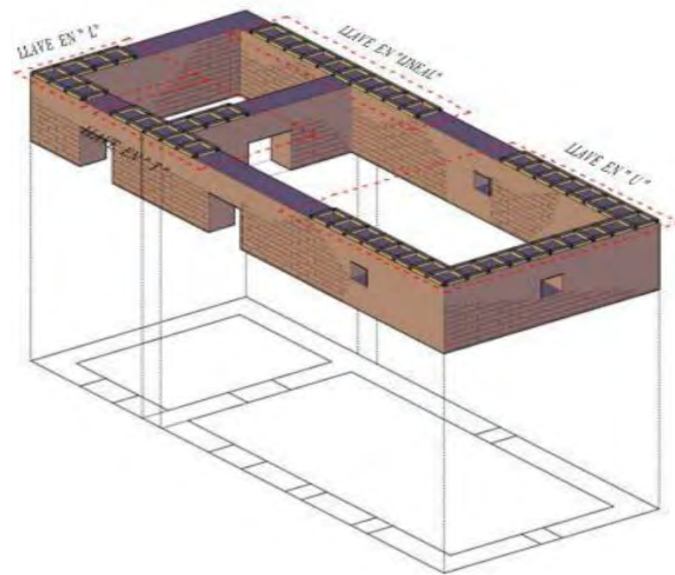


Nota. Fuente: (Díaz, 2007)

7.4.10. Reforzamiento de Madera

La madera al ser un poco más compatible con el adobe con respecto con otros materiales, son adecuadas para diseñar diversas formas de reforzamiento estructurales debido a la maleabilidad y las circunstancias y entre los encuentros entre muros ya que están son las zonas más críticas del inmueble, y se tiene: llaves en “L”, Llaves en “T”, Llave en “U”, Llave lineal y vigas collar, contando con similares configuraciones como largueros, travesaños y uniones a media madera. (Escobar & Rivera, 2021)

Figura 57: Tipos de llave de madera



Nota. Fuente: (Escobar & Rivera, 2021)

7.4.11. Tirantes horizontales y verticales

Los tirantes, tanto horizontales como verticales, constituyen elementos clave en la mejora del desempeño sísmico de edificaciones de adobe, dado que uno de los mecanismos de falla más frecuente es el volteo o desplazamiento fuera del plano de los muros. En particular, los elementos ubicados en la parte superior del muro se disponen para restringir este tipo de inestabilidad.

Adicionalmente, los tirantes horizontales en coronación contribuyen a generar continuidad en el plano del muro, limitando la separación de los segmentos definidos por fisuras y evitando su salida fuera del plano. El empleo de una viga collar de tirantes o cables horizontales, garantiza una continuidad en el plano, pues éstos son elementos continuos a todo lo largo de los muros. (Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005)

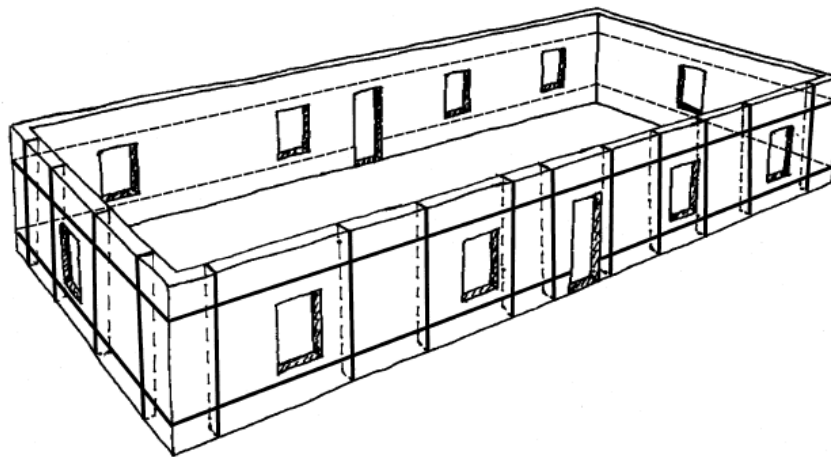
7.4.12. Elementos verticales de muro

La incorporación de elementos verticales en los muros contribuye a mejorar el comportamiento estructural frente a acciones sísmicas, al aumentar la capacidad de deformación y favorecer una

respuesta mas controlada durante sollicitaciones prolongadas. Asimismo, su presencia permite limitar la propagación del daño en eventos de mayor intensidad.

La necesidad y disposición de estos elementos dependen de factores como el espesor del muro y el nivel de seguridad requerido para la edificación. Entre los ejemplos de elementos verticales de muro se cuentan los tirantes de nylon y los tirantes o cables de acero, y todos ellos deberán conectarse a las superficies tanto interiores como exteriores de los muros. (Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005)

Figura 58: Disposición de tirantes verticales y horizontales.



Nota. Fuente: (Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005)

7.5. SELECCIÓN DE TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA EL TEMPLO

Dentro del reforzamiento propuesto se identifican 3 medidas de reforzamiento: (1) Adición de contrafuertes adecuadamente unidos a los muros mediante llaves de madera, (2) Asegurar la conexión ortogonal entre los muros mediante las llaves de madera, viga solera y tirantes y (3) Colocación de la geomalla para mejorar la ductilidad de la estructura.

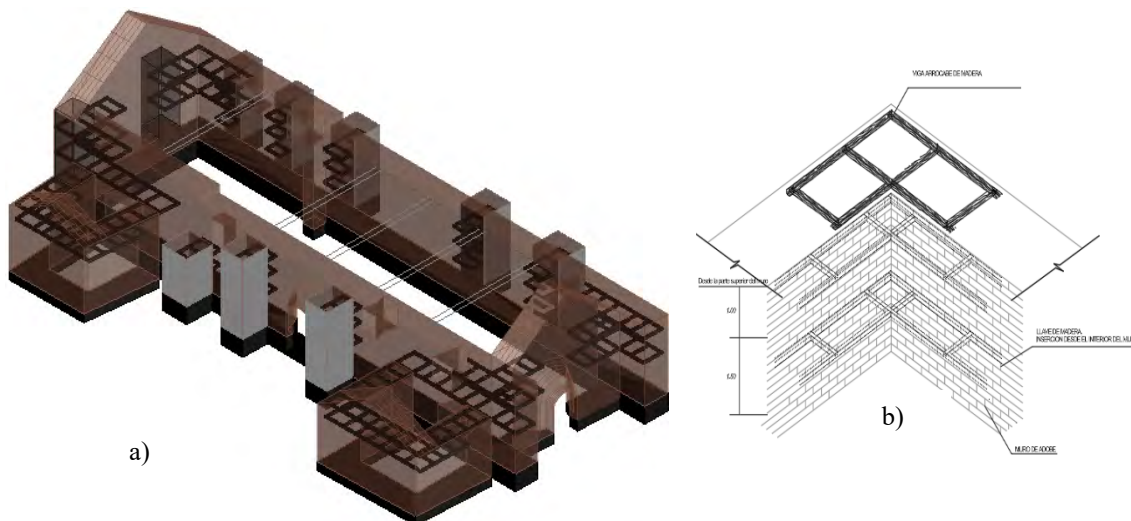
En el muro longitudinal norte se propuso la reconstrucción de 02 contrafuertes de la arquitectura original y la consolidación de los otros 03 contrafuertes y parte del muro. Para garantizar una correcta unión al muro se propuso llaves de madera en 3 niveles; con distancia entre 1m y 1.2m. la inserción de las llaves de madera es hasta la mitad del muro adyacente.

También para mejorar el comportamiento bajo esfuerzos de compresión se propuso confinar la mampostería de adobe con capas horizontales de geomalla en cada 4 hiladas y asimismo cubrir la superficie externa del contrafuerte con capa de geomalla. Para garantizar que este refuerzo funcione correctamente en los planos horizontales y verticales estas capas se unen mediante tiras de nailon.

Con respecto a mejorar la unión ortogonal entre los muros de la nave, el baptisterio y sacristía, se propuso colocar llaves de madera en 2 planos horizontales, el primero a 1m por debajo de la parte superior del muro y el otro a 2.5m del borde superior.

Sobre los muros longitudinales se propuso la colocación de vigas arrocabe de madera que transmiten la carga del techo adecuadamente y además nos ayuda a mejorar el sistema de anclaje de las vigas tirantes para que estos funcionen correctamente a tracción y compresión.

Figura 59: a) Representación gráfica del refuerzo estructural del Templo Santa Lucia; b) Detalle de las llaves de madera



7.6. SELECCIÓN DE TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO PARA LA TORRE

El objetivo del refuerzo estructural en la torre es mejorar la ductilidad de la estructura. En cuanto a la capacidad resistente, en todas las direcciones cumplimos con llegar por lo menos a

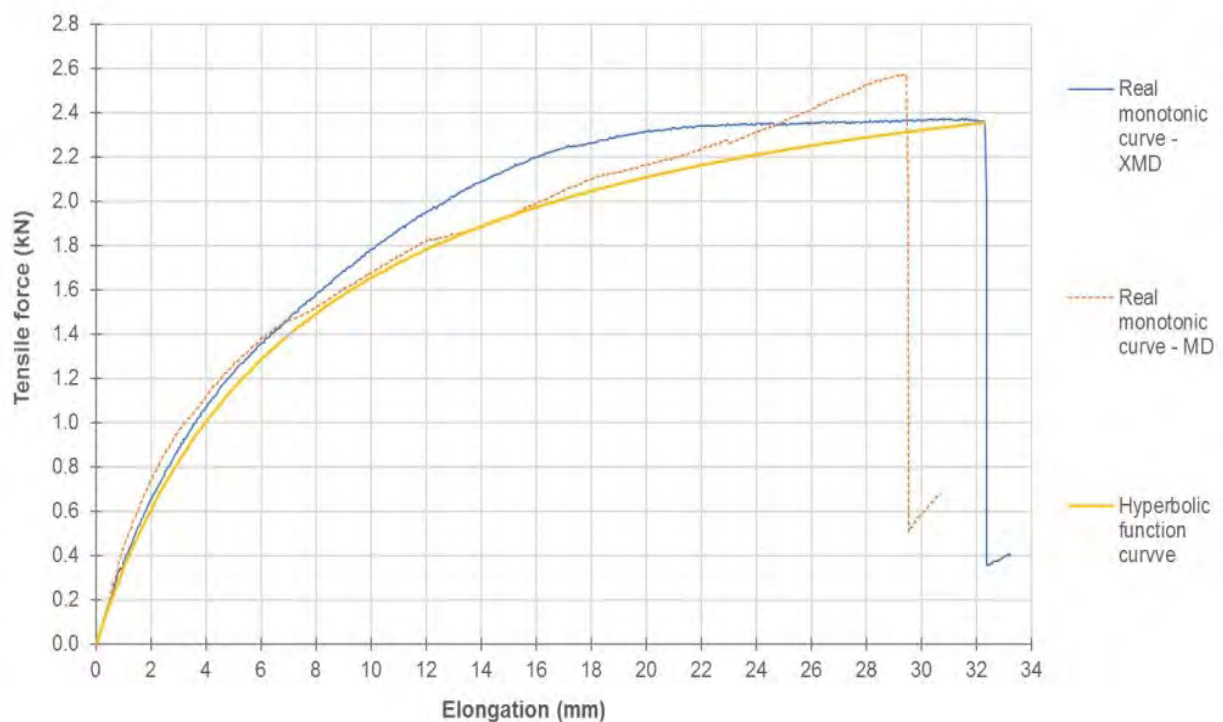
0.25g el cual es la aceleración pico del terreno. Por esta razón se propuso el refuerzo con geomalla en la parte exterior de los muros de la torre. La geomalla será colocada en sentido vertical y será sujeta al muro mediante tacogrip, de manera que quede bien tensada. Los anclajes serán ubicados cada 50cm. Posteriormente se enlucirá con una capa de mortero de barro de mínimo 2.5cm de espesor.

7.7. CONSIDERACIONES PARA EL MODELADO DEL REFORZAMIENTO

Para la simulación de los materiales, se definieron las siguientes propiedades y modelos constitutivos:

- Geomalla BX1100: modelada mediante elementos línea con comportamiento uniaxial no lineal elástico. Se empleó la aproximación analítica de una función hiperbólica con la regla de Masing (Liu & Ling, 2006), considerando las características de tracción en direcciones transversal (XMD) y longitudinal (MD), conforme a la metodología expuesta por (Portugal Quevedo & Tarque, 2019).

Figura 60: Calibración de la curva de función hiperbólica





- Llaves de madera: Se representaron como elementos sólidos con comportamiento lineal elásticos isotrópicos.

El presente estudio propone una optimización en la simulación del refuerzo respecto a investigaciones previas. En dichos antecedentes la geomalla se modeló como un elemento tipo Shell de área equivalente para replicar los ensayos de la PUCP. Sin embargo, esa aproximación presentaba la limitante de admitir esfuerzos a compresión, un comportamiento físicamente inexistente en las geomallas.

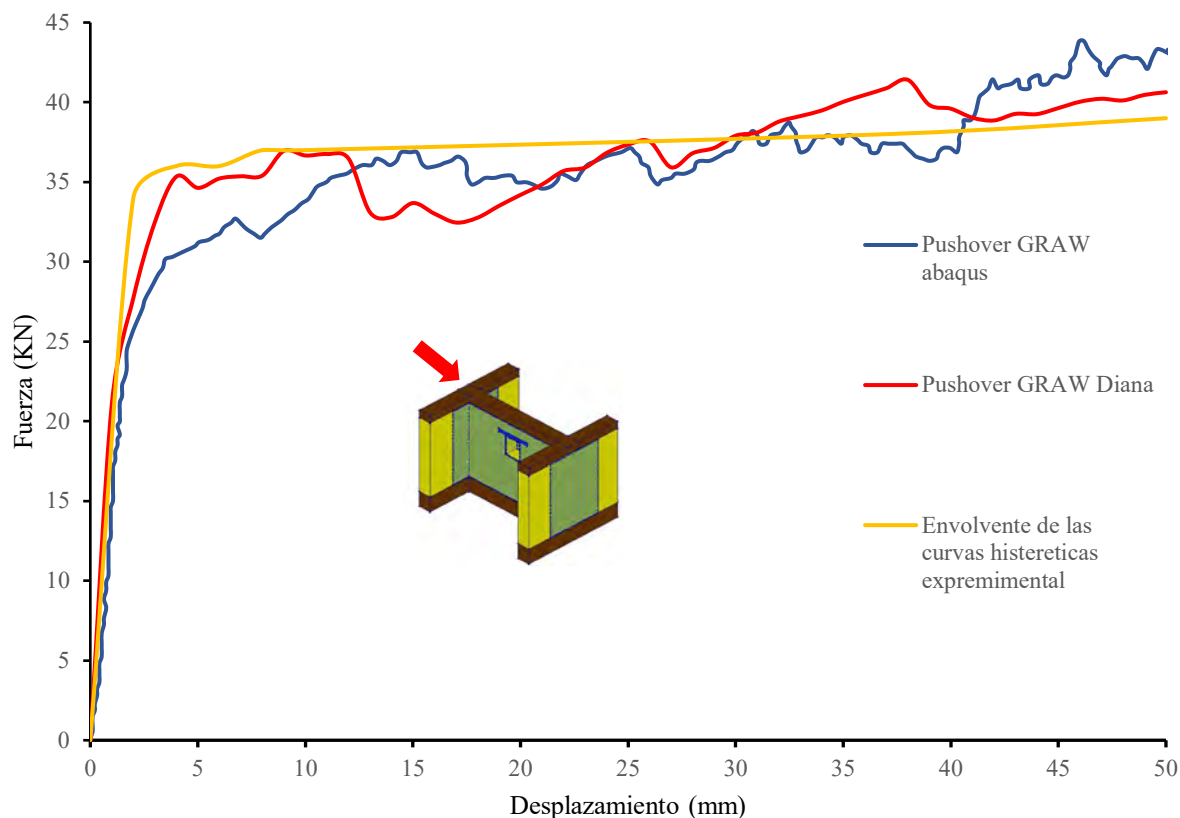
Para corregir esto, se optó por modelar la geomalla exclusivamente como elementos de refuerzo tipo línea, eliminando la capacidad de soportar compresión y permitiendo una representación física correcta.

Para validar el modelo constitutivo en el software DIANA, se tomó como referencia la curva envolvente de los ensayos a escala real realizados por la PUCP y la curva propuesta en (Portugal Quevedo & Tarque, 2019).

Es importante precisar una distinción geométrica clave en esta etapa:

Si bien en el diseño de refuerzo propuesto para el templo contempla anclajes cada 50cm, el ensayo experimental de referencia usó un espaciamiento de 30cm. Por consiguiente, para efectos de la validación, se decidió replicar la configuración exacta del ensayo, mallando el modelo cada 30cm. Esta decisión permitió un ajuste más preciso a la curva experimental y propuesta en (Portugal Quevedo & Tarque, 2019), garantizando que el modelo numérico reproduzca correctamente las condiciones de borde y la respuesta mecánica del ensayo real antes de ser aplicado al modelo del templo.

Figura 61: Comparación de curvas del ensayo adobe con geomalla

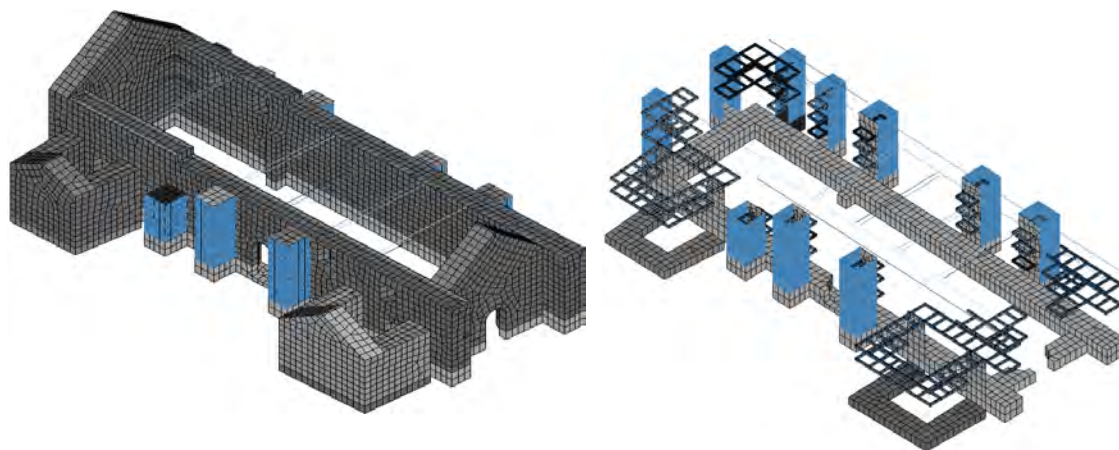


7.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL TEMPLO REFORZADO

El modelo de elementos finitos desarrollado está conformado por un total de 175236 nodos.

La estructura fue discretizada usando 58992 elementos hexaédricos y 2013 elementos tipo línea para el refuerzo (geomallas).

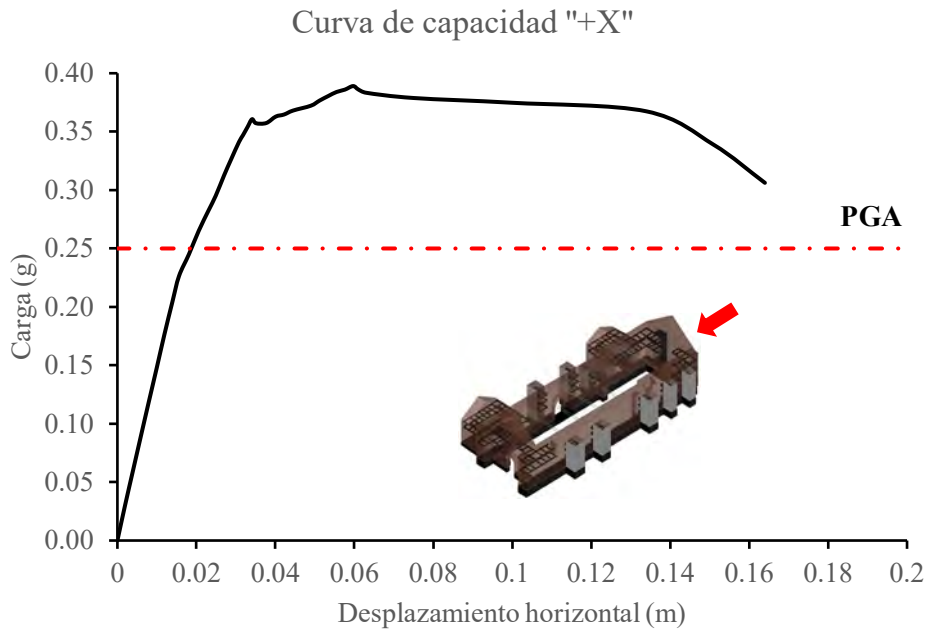
Figura 62: Malla del templo reforzado.



Se procedió con un análisis estático no lineal Pushover, proporcional a la masa en las direcciones X+, X-, Y+ e Y-, presentando:

Dirección X+

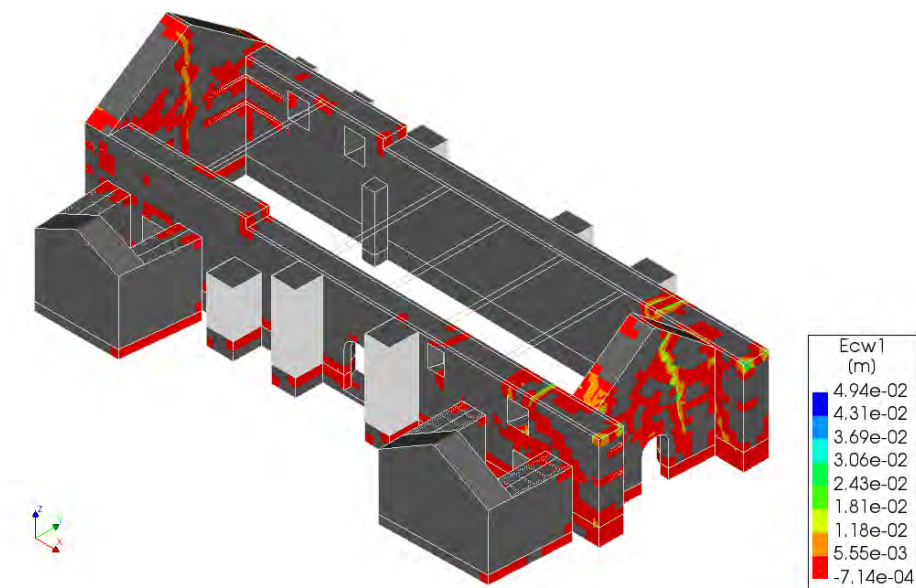
Figura 63: Curva de Capacidad para el templo reforzado en la dirección positiva X.



Acerca del análisis Pushover en la dirección positiva X, se alcanzó una capacidad lateral de 0.39g, el cual es mayor en un 50% aproximadamente con respecto a la estructura no reforzada. En la curva observamos un comportamiento lineal en la parte inicial, consecutivamente se aprecia un ligero cambio de la pendiente de rigidez hasta alcanzar el pico. Posteriormente se observa una zona marcada de fluencia y finalmente una pérdida de rigidez pronunciada. Cabe resaltar que los muros de los hastiales tienen una mejor capacidad de deformación con respecto a los muros longitudinales.

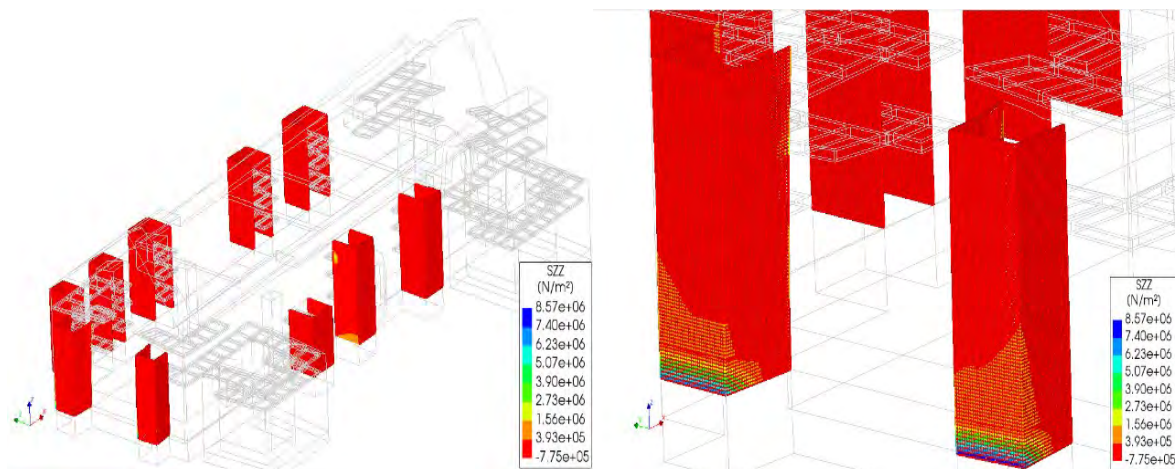
En la Figura 64 se parecían los patrones de grietas para el análisis Pushover en la dirección positiva X, las zonas de área rojo indican fisuración mínima el cual podría ser imperceptible a la vista, las zonas de color verdoso indican un mayor daño con apertura de hasta 4 cm. El mecanismo de falla predominante es el vuelco de muro compuesto con grietas diagonales en la fachada de los muros de los hastiales.

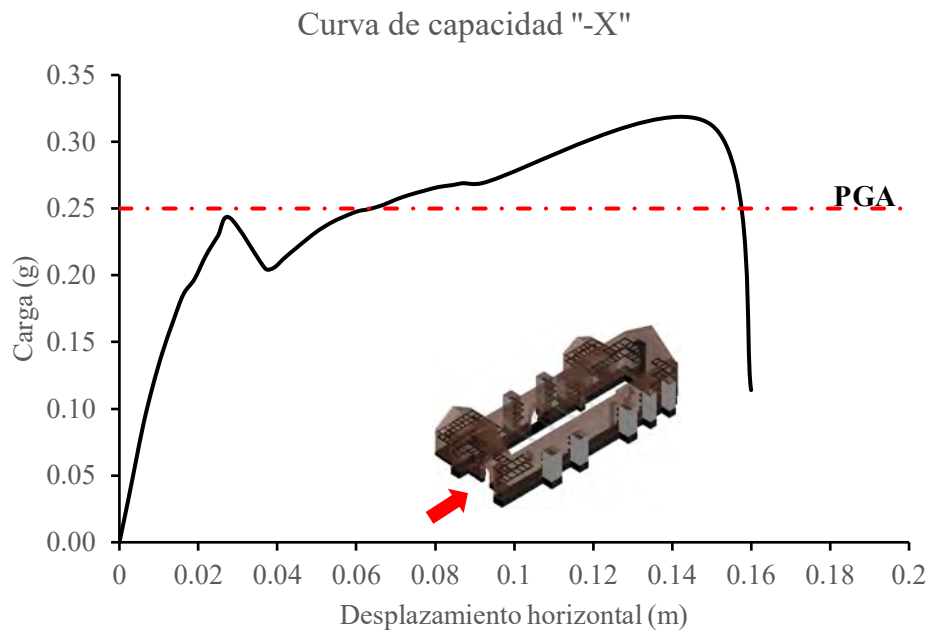
Figura 64: Patrones de grietas para el análisis Pushover en la dirección positiva X.



En la Figura 65 se aprecia la activación de las hebras longitudinales de la geomalla que envuelve los contrafuertes del muro testero, dichos contrafuertes están trabajando principalmente a tracción, se evidencia mayores esfuerzos de tracción en la base de dichos contrafuertes, alcanzando un esfuerzo de 8.57 MPa.

Figura 65: Esfuerzos longitudinales en la geomalla para el análisis Pushover en la dirección positiva X.



Dirección X-*Figura 66: Curva de capacidad para el templo reforzado en la dirección negativa X.*

En cuanto al análisis Pushover del templo reforzado Santa Lucía en la dirección negativa X se alcanzó una capacidad máxima de 0.31g, el cual es mayor que el PGA del terreno y además logramos aumentar la capacidad en un 63% con respecto a la estructura no reforzada.

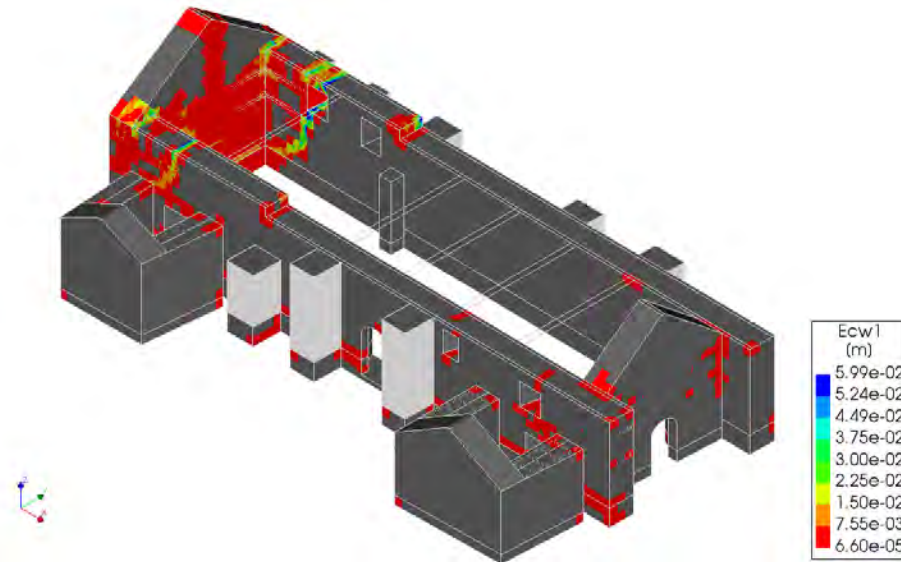
En la curva observamos un comportamiento lineal en la parte inicial hasta obtener 0.24g de capacidad, posterior a eso se evidencia una pérdida de rigidez en un 12%, sin embargo, subsiguiente a eso se aprecia un gradual aumento de la capacidad de la estructura reforzada hasta alcanzar 0.31g de resistencia lateral y posterior a eso el colapso total de la estructura.

En la Figura 67 se presentan patrones de grieta correspondientes al muro transversal oeste (testero) obtenidos del análisis Pushover en la dirección negativa X, las zonas en rojo representan áreas con fisuración, con una apertura mínima aproximada de 0.06mm, el cual podría ser imperceptible a simple vista.

Sin embargo, también se aprecia un mayor nivel de daño en los muros longitudinales, especialmente a lo largo de la colocación de llaves. Este comportamiento sugiere que el mecanismo de falla predominante es el volteo del muro testero, acompañado por el arrastre

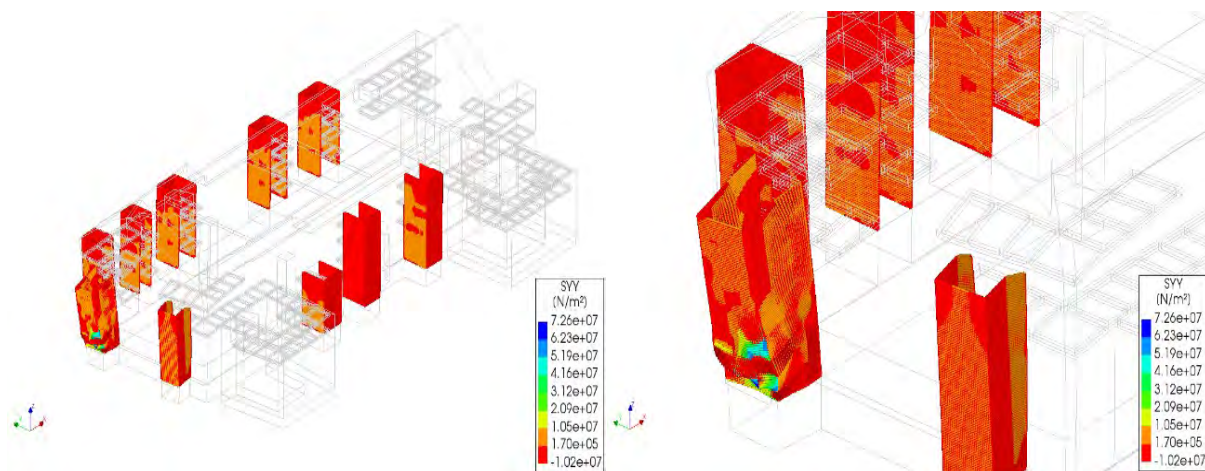
parcial de los muros longitudinales, lo que refleja un comportamiento estructural integrado producto de la acción de las llaves.

Figura 67: Patrones de grieta en el análisis Pushover en la dirección negativa X.



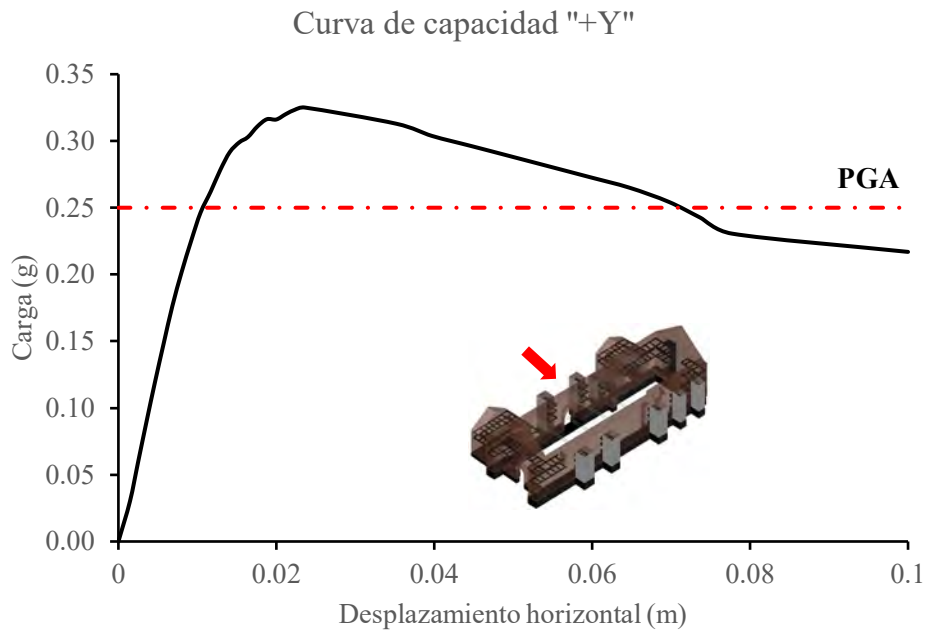
En la Figura 68 observamos que los contrafuertes del muro testero están trabajando principalmente a compresión, es por ello que se activa las hebras horizontales de la malla llegando alcanzar 72.6MPa de esfuerzo. También podemos apreciar que el contrafuerte más esforzado es el que esta hacia el lado del muro longitudinal norte, esto es debido a que el desplazamiento es mayor en ese lado, este comportamiento es por la diferencia de rigideces de los muros longitudinales.

Figura 68: Esfuerzos transversales en la geomalla en el análisis Pushover en la dirección negativa X.



Dirección Y+

Figura 69: Curva de capacidad del templo reforzado en la dirección positiva Y.

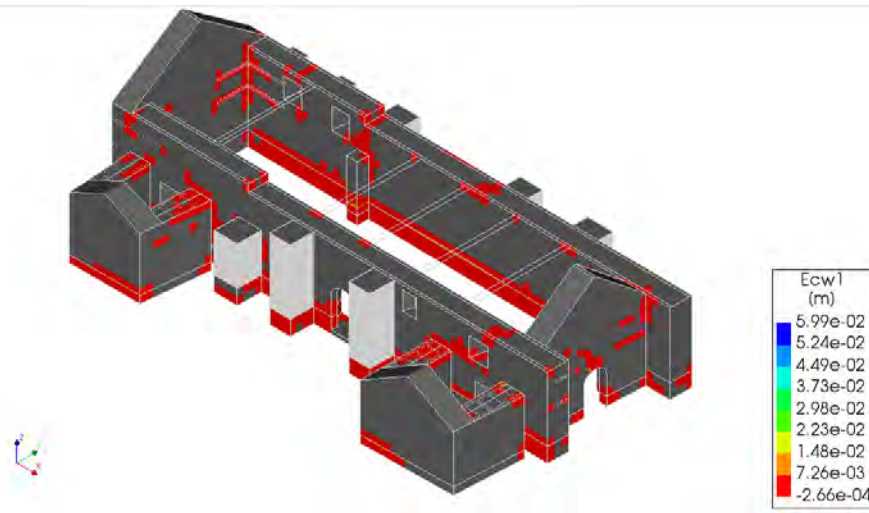


En el análisis Pushover en la dirección positiva Y de la estructura reforzada del Templo Santa Lucia, se muestra los resultados en la curva de capacidad un aumento de la resistencia lateral de la estructura en un 20% aproximadamente con respecto a la resistencia de la estructura no reforzada. La resistencia lateral de la estructura reforzada alcanza el 0.32g, el cual es mayor a la aceleración máxima del terreno (PGA).

En la curva observamos un comportamiento lineal definido en la parte inicial y después del pico alcanzado se aprecia una degradación gradual de la rigidez global de la estructura, lo cual es diferente ya que en la estructura sin refuerzo se aprecia una degradación brusca de rigidez después de la fluencia. También se aprecia que la estructura es más dúctil y soporta mayores desplazamientos con respecto a la estructura sin refuerzo.

Con respecto a los patrones de grietas observadas en la Figura 70, apreciamos una distribución de fisuras que tienen una aperturas pequeñas del orden de 0.26mm en toda la estructura. Es decir que se está evitando los mecanismos locales de falla, lo cual era predominante en la estructura sin refuerzo. Siguiendo con ese razonamiento se evidencia un comportamiento de caja en la estructura, en otras palabras, una mejor distribución de esfuerzos.

Figura 70: Patrones de grieta en la estructura reforzada en la dirección positiva Y



En la Figura 71 apreciamos que los contrafuertes del muro longitudinal sur están trabajando en forma conjunta junto al muro debido a las llaves de madera. También observamos que el refuerzo de la geomalla de los contrafuertes del muro longitudinal sur está trabajando a tracción, evitando un mayor daño en estos.

En la Figura 72 observamos que los contrafuertes del muro lateral norte trabajan principalmente a compresión. Por esta razón, el refuerzo con geomalla actúa como un sistema de confinamiento (envolviendo y limitando la deformación del material), contribuyendo a mejorar la capacidad a compresión de la mampostería de adobe. Debido a este efecto, se evidencia la activación de las mallas transversales que ayudan a redistribuir los esfuerzos y a que el contrafuerte sea más estable.

Figura 71: Esfuerzos en la dirección longitudinal del refuerzo en la dirección positiva Y

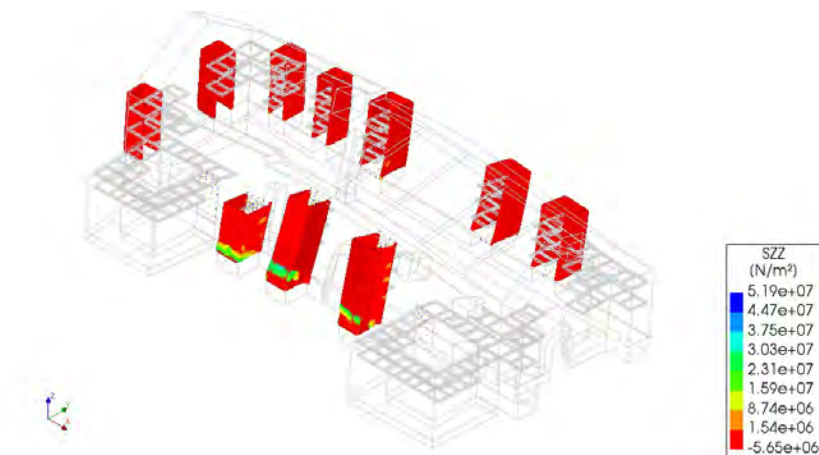
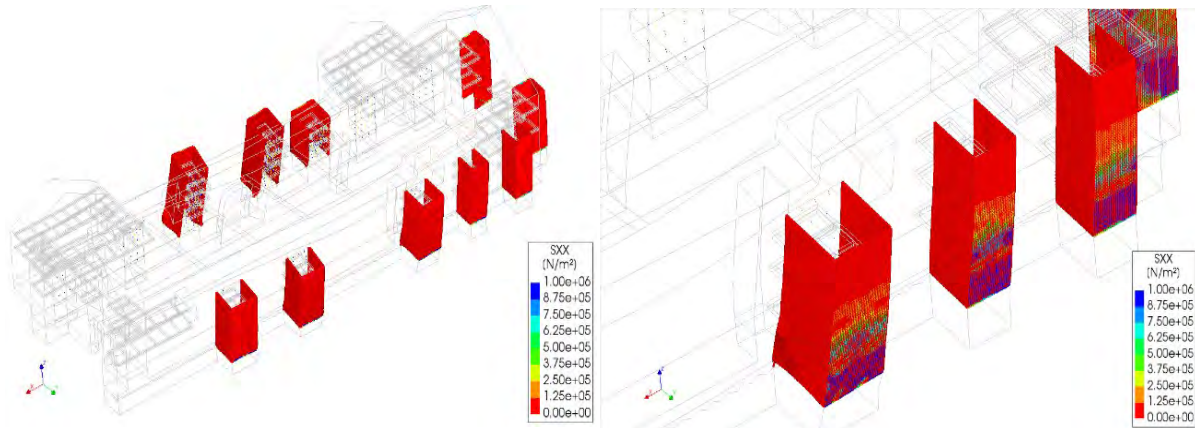
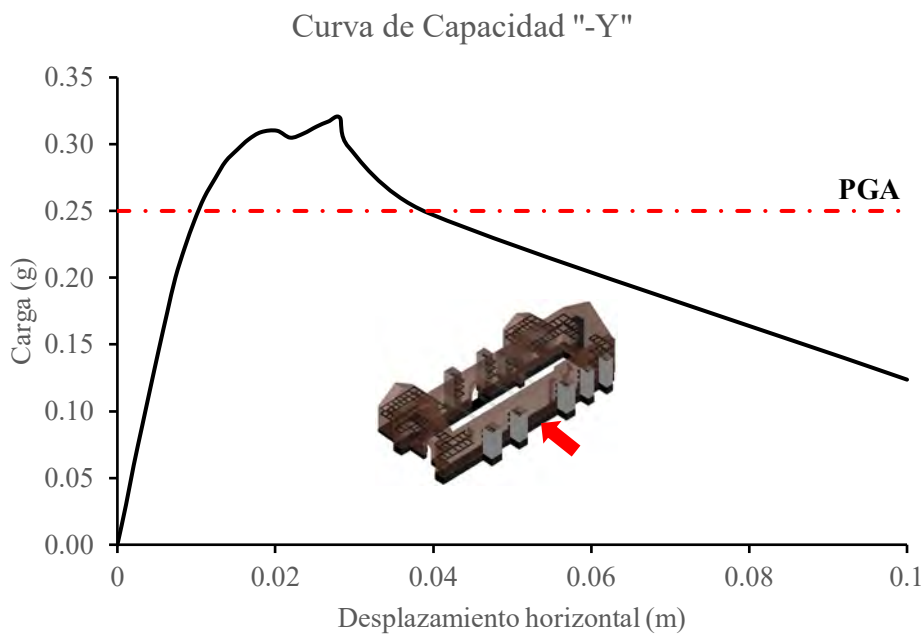


Figura 72: Esfuerzos transversales del refuerzo en los contrafuertes del análisis en la dirección positiva Y



Dirección Y-

Figura 73: Curva de capacidad del templo reforzado en la dirección negativa Y.

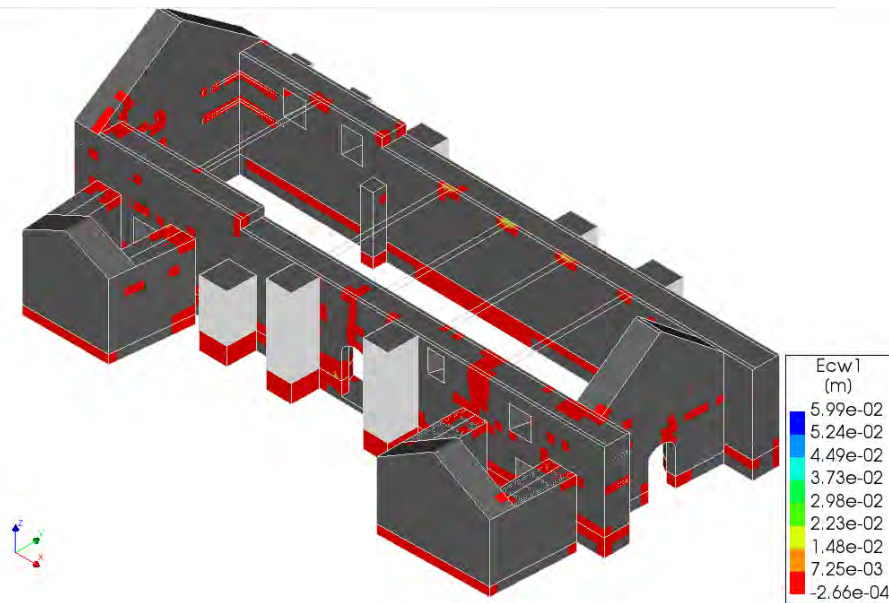


Con respecto al análisis Pushover en la dirección negativa Y, se obtiene una capacidad máxima de la estructura reforzada de 0.32g, el cual es mayor en un 23% con respecto a la estructura no reforzada. En la curva se observa un comportamiento lineal en la parte inicial hasta 0.31g, donde ocurre una degradación de rigidez leve llegando a bajar a 0.30g, sin embargo, este después logra subir a 0.32g el cual es el pico. Posterior a eso ocurre una degradación

pronunciada de la rigidez global de la estructura llegando hasta 0.12g y consecutivamente a eso el colapso total de la estructura debido a grandes desplazamientos.

En la Figura 74 observamos patrones de grieta alrededor de donde fue colocado las llaves y en la base de los muros, sin embargo, las fisuras son pequeñas y hasta se podría decir imperceptibles. Alrededor de la mampostería donde fue colocado los tirantes centrales se observan daños importantes, a pesar de ello no compromete la estabilidad total de la estructura.

Figura 74: Patrones de grietas para el análisis Pushover en la dirección negativa Y.



En la Figura 75 se aprecia la activación de las hebras longitudinales de la geomalla de los contrafuertes del muro longitudinal norte llegando a 58.4 MPa de esfuerzo; esto debido a que dichos contrafuertes están trabajando principalmente a tracción. También se observa que el mayor desplazamiento ocurre en la zona media el muro, es por eso que hay una mayor activación de la geomalla en los contrafuertes centrales. En la Figura 76 se evidencia que los contrafuertes del muro longitudinal sur están trabajando principalmente a compresión por lo que se activan las hebras transversales de la geomalla por lo ya explicado anteriormente.

Figura 75: Esfuerzos longitudinales en el refuerzo del análisis Pushover en la dirección negativa Y.

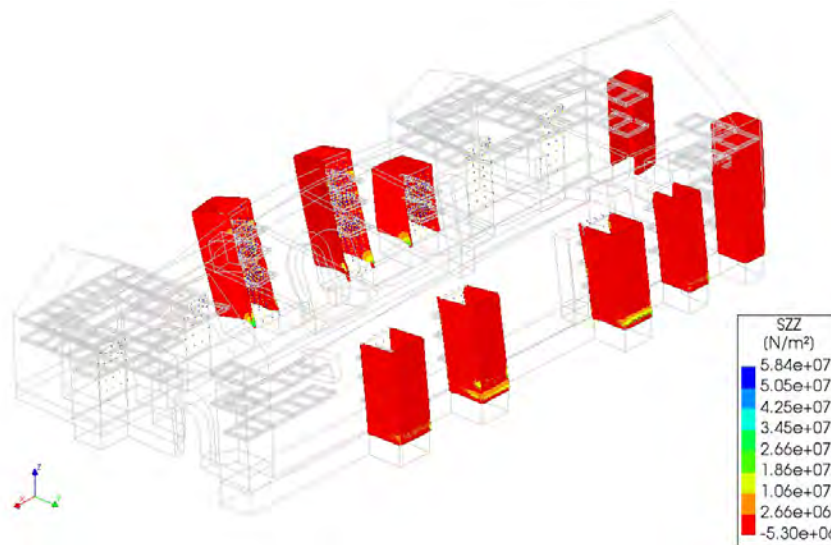
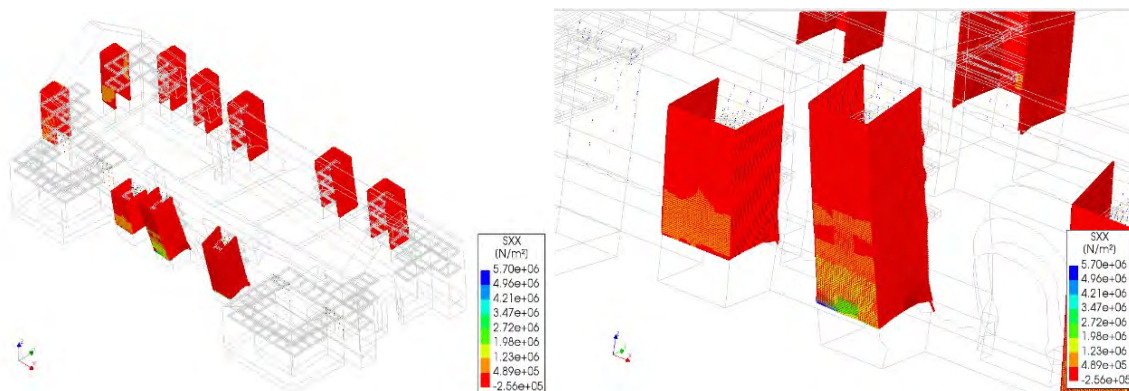


Figura 76: Esfuerzos transversales de la geomalla del análisis Pushover en la dirección negativa Y.



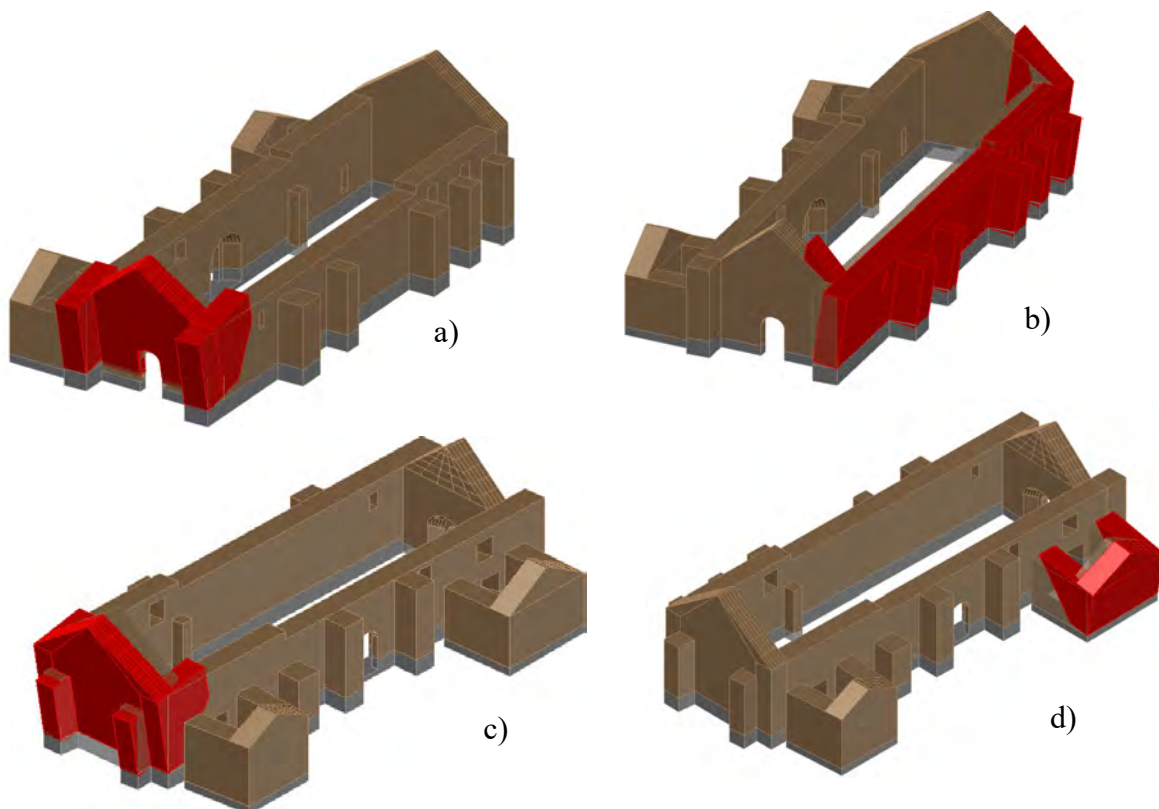
7.9. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DEL TEMPLO REFORZADO

En la Figura 77 observamos los posibles mecanismos de falla para el Templo Reforzado. Se estima que, tras la incorporación de llaves de madera en las esquinas de los muros, los mecanismos de vuelco simple fuera del plano tenderían a evolucionar hacia mecanismos de vuelco compuesto, debido a la mayor interacción y transmisión de esfuerzos entre muros ortogonales.

Asimismo, en el muro de la epístola se propuso la adición de dos contrafuertes, con el fin de aumentar la rigidez lateral y mejorar el desempeño estructural frente acciones sísmicas, reduciendo la probabilidad de falla por volteo fuera del plano.

En la Figura 77 observamos las curvas de capacidad y periodos secantes correspondientes a los mecanismos de colapso evaluados. Para el mecanismo de colapso 2 se ha considerado vuelco fuera del plano del muro de la epístola incluyendo 5 contrafuertes y el efecto de los tirantes. Esto se justifica en función a la propuesta de reforzamiento, la cual devuelve la capacidad estructural original de los contrafuertes del templo, permitiendo que estos contribuyan a la estabilidad del sistema.

Figura 77: Mecanismos de colapso probables para el templo reforzado de Santa Lucia de Pomacanchi a) mecanismo 1, b) mecanismo 2, c) mecanismo 3, d) mecanismo 4.

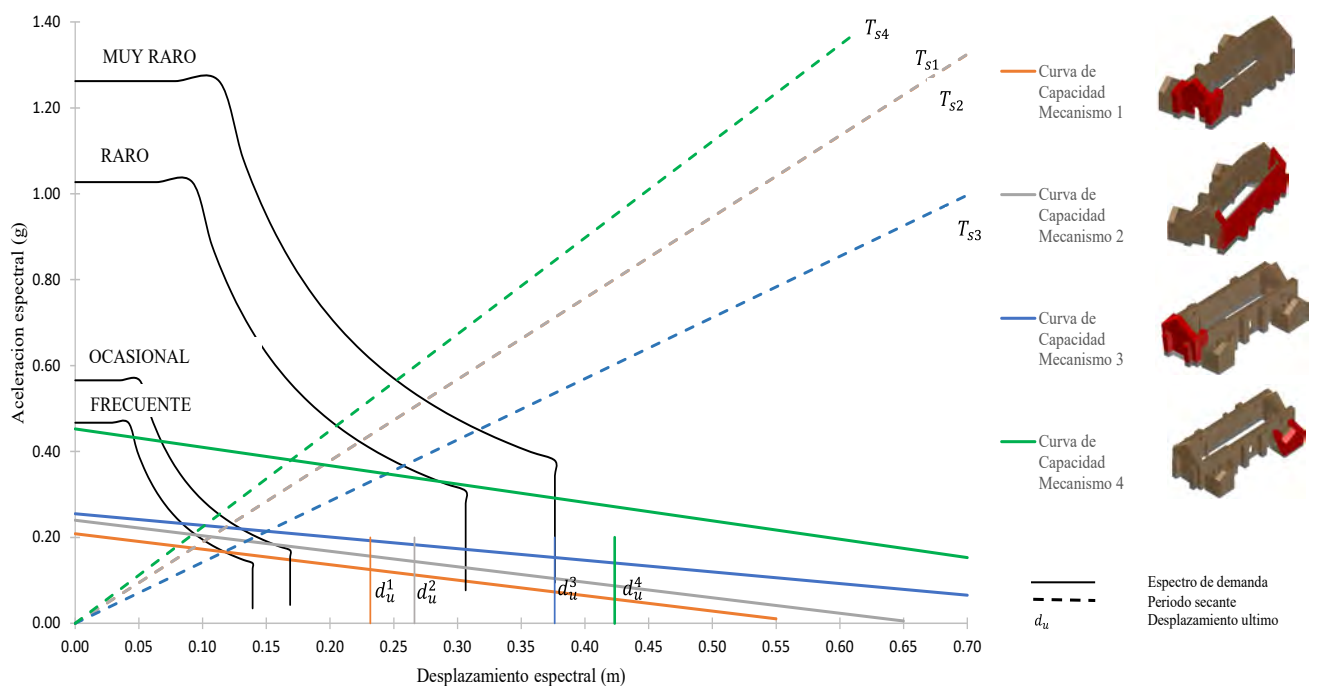


En los mecanismos de colapso 1, 3 y 4 correspondientes a las fachadas y al muro hastial del baptisterio, incorporan el aporte del muro ortogonal. Lo mencionado anteriormente se

considera dado que la propuesta de refuerzo contempla con la colocación de llaves de madera, el cual garantiza una conexión efectiva entre elementos ortogonales.

Los mecanismos de colapso fueron evaluados considerando 4 escenarios sísmicos. La intersección entre la curva de demanda espectral y el periodo secante nos permite obtener el desplazamiento de demanda, este parámetro es importante para comparar con la capacidad de desplazamiento del SDOF para la verificación sísmica.

Figura 78: Resumen de la verificación sísmica del Templo Reforzado Santa Lucia de Pomacanchi



En la Tabla 36 se presentan los resultados correspondientes a los mecanismos de colapso evaluados. El Mecanismo 4 muestra mayor capacidad estructural, siendo seguro para hasta un sismo muy raro, esta capacidad se le atribuye a la adecuada conexión entre muros ortogonales. El mecanismo 3 correspondiente al vuelco del muro testero, también demuestra ser seguro frente a un sismo raro, lo cual se justifica por la buena conexión entre muros y así como la presencia de contrafuertes originales, que contribuyen significativamente a su estabilidad. El mecanismo 1 y el mecanismo 2, son de menor estabilidad debido a la presencia de vanos y a la longitud respectivamente. No son capaces de satisfacer los requisitos de desempeño frente



a un sismo raro, este sismo corresponde al nivel de demanda exigido por la norma para edificaciones de nuevas.

Tabla 36: Resumen de resultados del análisis cinemático del Templo reforzado de Santa Lucia de Pomacanchi.

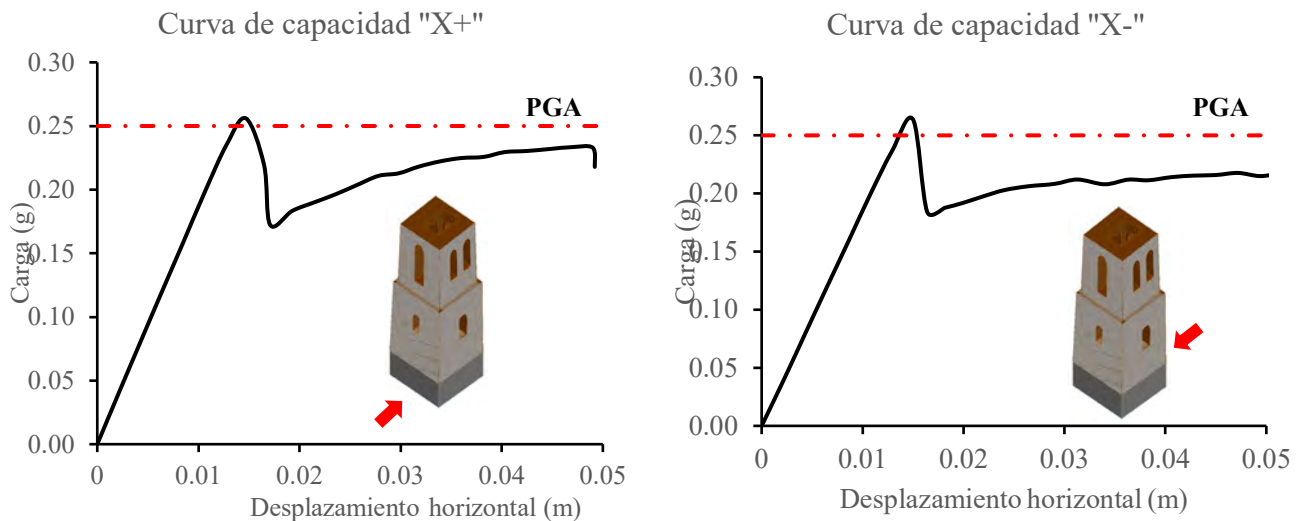
Sismo	Mecanismo	Capacidad			T_s^*	Demanda		SF_a	SF_d	Check
		α_0 (g)	a_0^* (g)	d_u^* (m)		a_d^* (g)	d_d^* (m)			
Frecuente (43 años)	M1	0.21	0.21	0.232	1.46	0.116	0.139	1.79	1.66	Seguro
Ocasional (72 años)		0.21	0.21	0.232	1.46	0.141	0.169	1.48	1.37	Seguro
Raro (475 años)		0.21	0.21	0.232	1.46	0.256	0.306	0.81	0.76	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.21	0.21	0.232	1.46	0.315	0.376	0.66	0.62	Inseguro
Frecuente (43 años)	M2	0.23	0.24	0.266	1.46	0.130	0.101	1.84	2.62	Seguro
Ocasional (72 años)		0.23	0.24	0.266	1.46	0.158	0.123	1.52	2.17	Seguro
Raro (475 años)		0.23	0.24	0.266	1.46	0.290	0.223	0.83	1.19	Inseguro
Muy raro (975 años)		0.23	0.24	0.266	1.46	0.352	0.274	0.68	0.97	Inseguro
Frecuente (43 años)	M3	0.25	0.26	0.376	1.68	0.116	0.117	2.21	3.22	Seguro
Ocasional (72 años)		0.25	0.26	0.376	1.68	0.140	0.142	1.82	2.66	Seguro
Raro (475 años)		0.25	0.26	0.376	1.68	0.255	0.257	1.00	1.46	Seguro
Muy raro (975 años)		0.25	0.26	0.376	1.68	0.313	0.316	0.82	1.19	Inseguro
Frecuente (43 años)	M4	0.45	0.45	0.423	1.34	0.120	0.093	3.78	4.54	Seguro
Ocasional (72 años)		0.45	0.45	0.423	1.34	0.145	0.113	3.12	3.75	Seguro
Raro (475 años)		0.45	0.45	0.423	1.34	0.263	0.205	1.72	2.06	Seguro
Muy raro (975 años)		0.45	0.45	0.423	1.34	0.323	0.252	1.40	1.68	Seguro

7.10. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LA TORRE

REFORZADA

Con respecto al análisis numérico de la torre reforzada de Santa Lucia, el modelo consta de 3025 elementos hexaédricos y 15614 nodos y 1173 elementos línea lo cual representa la geomalla. Se tomó la decisión de mallar en hexaedros con un tamaño máximo de 50cm para simular anclajes en esos nodos.

Figura 79: Curvas de capacidad para la torre reforzada en las direcciones X.



El análisis Pushover en la dirección positiva X alcanza 0.256g el cual es mayor al PGA, con respecto a la estructura no reforzada no aumenta en mucho la capacidad lateral, pero si permite mayores deformaciones a la estructura.

En la dirección negativa X, obtenemos una capacidad máxima lateral de 0.264g el cual es mayor a la aceleración máxima del suelo. En la curva apreciamos una pendiente inicial que indica un comportamiento lineal hasta alcanzar el pico y posteriormente una pérdida de rigidez de hasta 0.18g y seguidamente una zona de fluencia.

Figura 80: Patrones de grietas en la Torre reforzada y esfuerzos de las hebras horizontales de la geomalla en el análisis Pushover en la dirección positiva X.

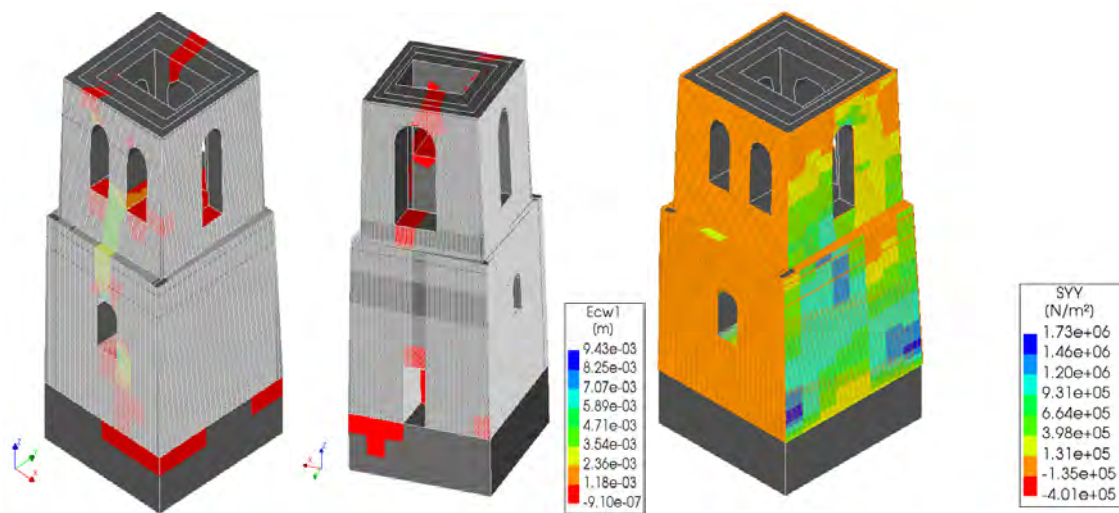
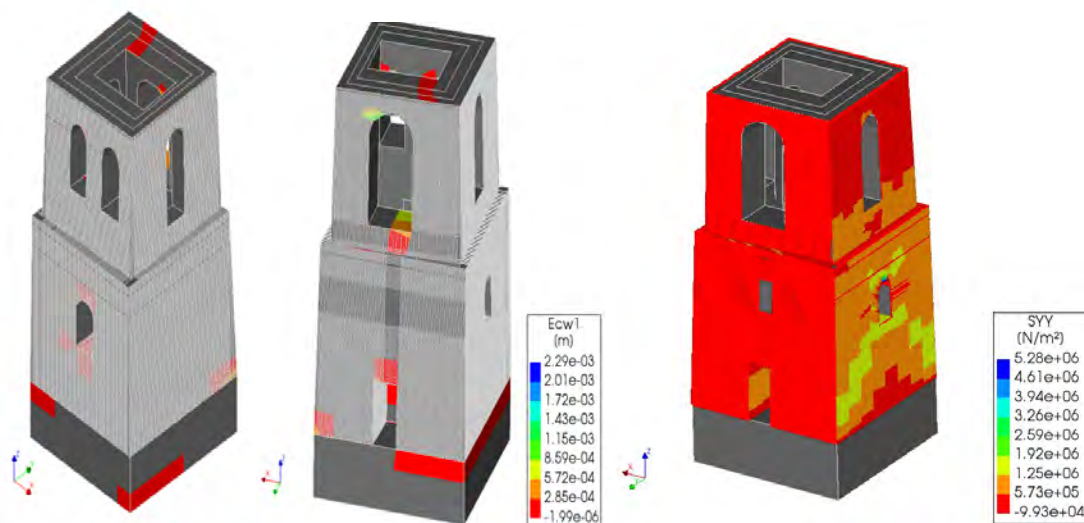


Figura 81: Patrones de grietas y esfuerzos de la geomalla en el análisis Pushover de la torre reforzada en la dirección X negativa.

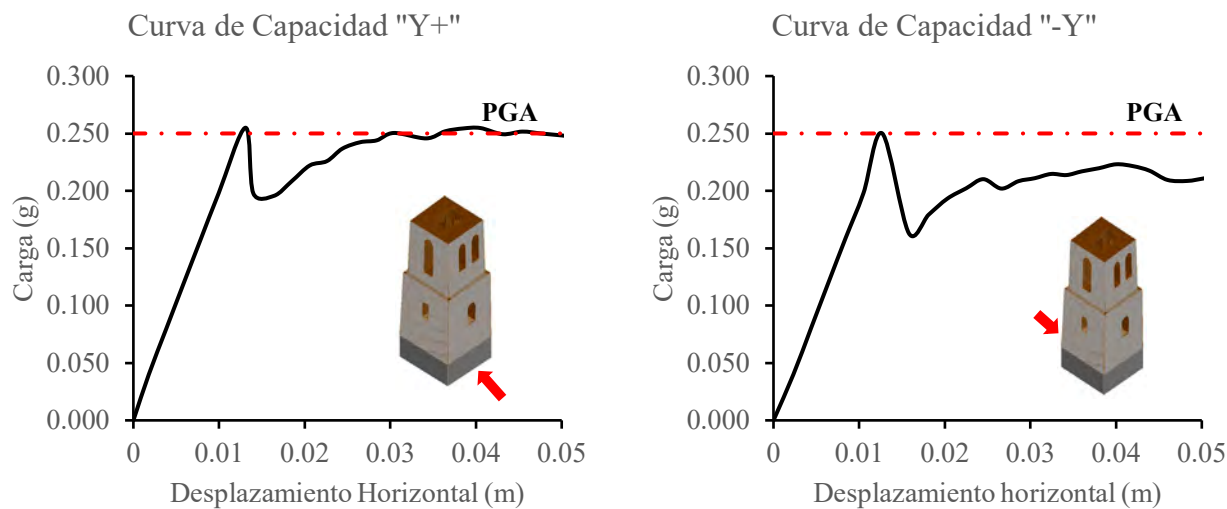


En la Figura 80 muestran los patrones de grieta predominantes que son por el mecanismo de falla corte diagonal y además observamos la geomalla en el muro este de la torre como se activa las hebras horizontales llegando a un esfuerzo de 1.73 MPa.

En la Figura 81 observamos patrones de grieta para la máxima capacidad en las esquinas de los vanos, estas no están muy propagadas con respecto a la estructura no reforzada. También

observamos que el muro oeste de la torre reforzada está trabajando principalmente a compresión y por lo tanto el refuerzo se activa llegando a un esfuerzo de 5.28 MPa.

Figura 82: Curvas de capacidad de la torre reforzada en las direcciones Y.



Con respecto al análisis Pushover en la dirección Y positivo y negativo observamos un comportamiento similar. Ambos tienen una capacidad máxima lateral de 0.25 g, igual al PGA.

En las curvas apreciamos un comportamiento inicial lineal hasta el pico, posteriormente una pérdida de rigidez pronunciada y seguidamente un aumento gradual de la capacidad hasta 0.25g en la dirección positiva y 0.22g en la dirección negativa.

Figura 83: Patrones de grieta y esfuerzos de la geomalla para la torre reforzada del análisis Pushover en la dirección Y positivo.

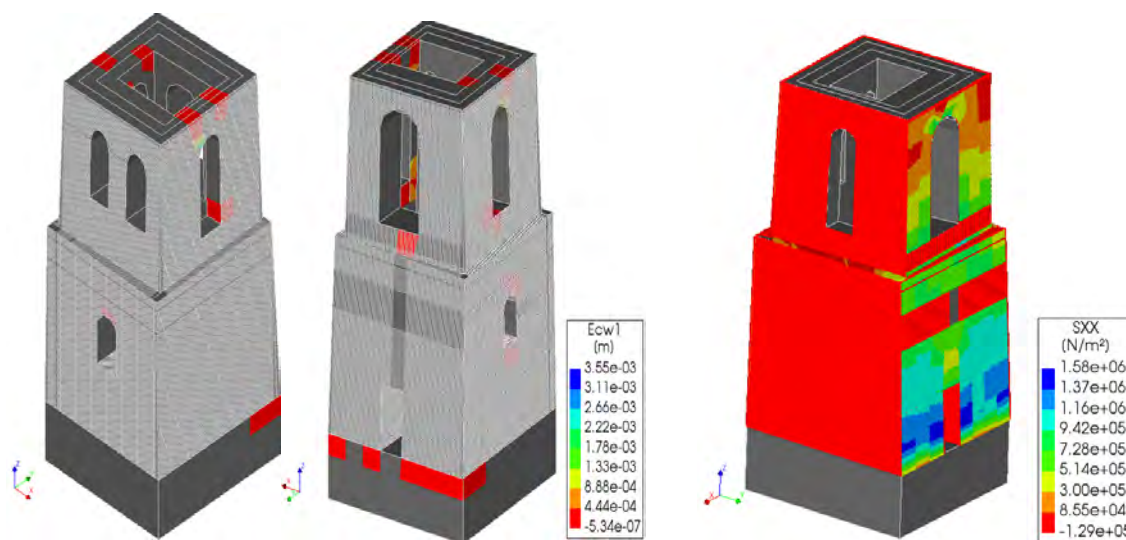
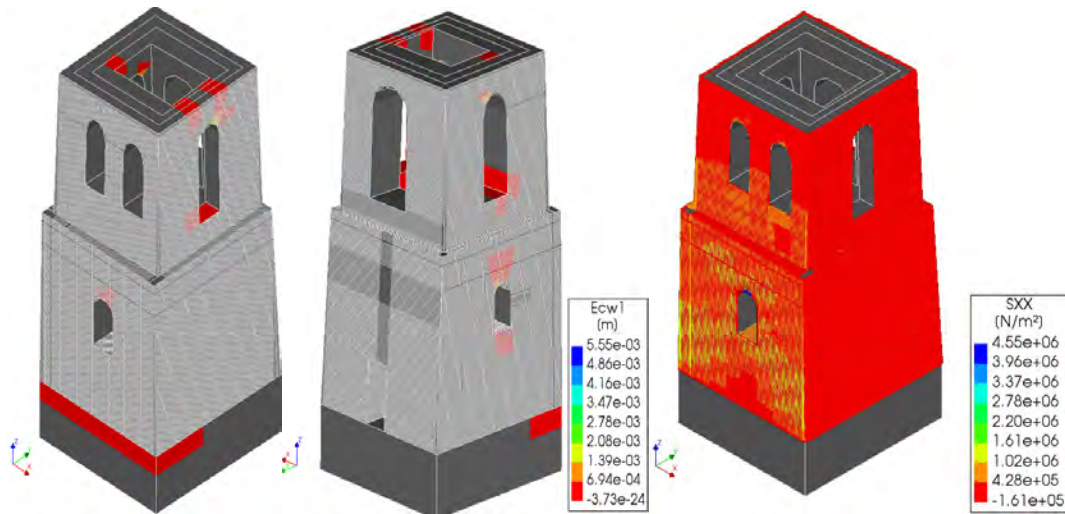


Figura 84: Patrones de grieta y esfuerzos de la geomalla para la torre reforzada en el análisis Pushover en la dirección negativa Y.

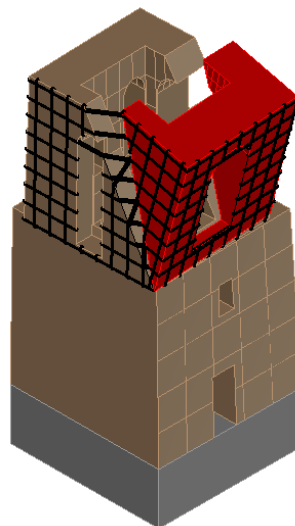


Los patrones de grieta presentados en la Figura 83 y Figura 84 son parecidos a la estructura no reforzada, aunque en la estructura reforzada se observan menos zonas de fisuración y la apertura esta entre 2 y 3mm.

7.11. ANÁLISIS CINEMÁTICO DE MECANISMOS DE COLAPSO DE LA TORRE REFORZADA

En la Figura 85 se aprecia el posible mecanismo de falla para la Torre reforzada con geomalla. Se realizo la evaluación solo para el mecanismo de falla del volteo del muro del campanario en vista que los otros mecanismos propuestos para la torre sin refuerzo eran seguras hasta un sismo raro.

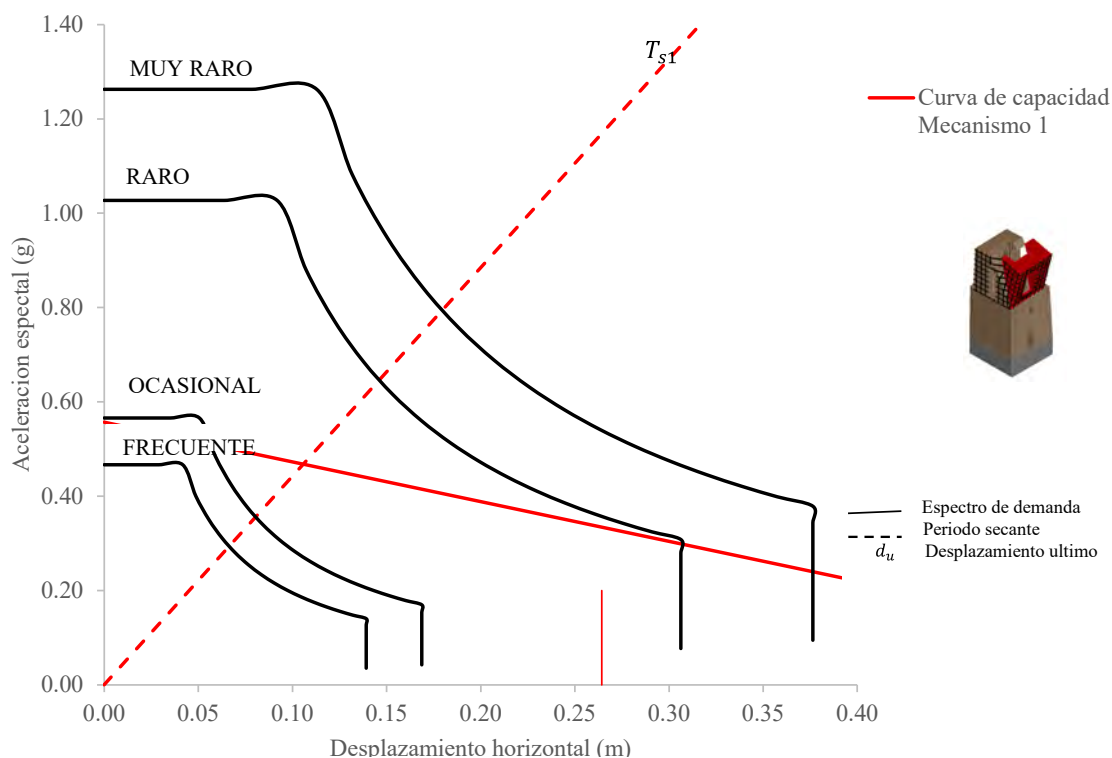
Figura 85: Mecanismo de falla propuesto para la Torre Santa Lucia Reforzado



En la Figura 86 presenta la curva de capacidad obtenida para el mecanismo de falla evaluado, junto con el periodo secante correspondiente y los espectros de demanda para los distintos niveles de amenaza sísmica.

En este caso, se consideró que el vuelco del muro ocurriría únicamente tras la ruptura de la geomalla, ya que esta actúa como elemento de confinamiento y tracción, contribuyendo a la redistribución de esfuerzos. Por tanto, el mecanismo de vuelco se encuentra condicionado por la resistencia última de la geomalla, lo que retrasa el inicio de rotación fuera del plano y mejora la capacidad global frente a sollicitaciones laterales. No obstante, este comportamiento se plantea como una suposición teórica.

Figura 86: Resumen de la verificación de la torre reforzada de Santa Lucia.



En la Tabla 37 observamos que la capacidad para el mecanismo evaluado de la torre reforzada duplica su capacidad con respecto a la torre evaluada sin refuerzo. Esto debido a que se asume que el volteo ocurre únicamente cuando el refuerzo pierde su capacidad resistente. El mecanismo evaluado es seguro para los cuatro escenarios sísmicos evaluados.



Tabla 37: Resultados del análisis cinemático para la torre reforzada

Sismo	Mecanismo	Capacidad			T_s^*	Demanda		SF_a	SF_d	Check
		α_0 (g)	a_0^* (g)	d_u^* (m)		a_d^* (g)	d_d^* (m)			
Frecuente (43 años)	M1	0.53	0.56	0.264	0.95	0.166	0.066	3.35	3.98	Seguro
Ocasional (72 años)		0.53	0.56	0.264	0.95	0.201	0.080	2.77	3.29	Seguro
Raro (475 años)		0.53	0.56	0.264	0.95	0.365	0.146	1.52	1.81	Seguro
Muy raro (975 años)		0.53	0.56	0.264	0.95	0.449	0.180	1.24	1.47	Seguro

CAPÍTULO VIII

8. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

8.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POST-INTERVENCIÓN

En el presente evaluaremos de manera comparativa el desempeño sísmico de la estructura en su estado original y en su estado reforzado, con el fin de determinar la eficacia de la intervención propuesta.

A continuación, observamos los resultados de la capacidad lateral máxima del templo reforzado y no reforzado, así como también la capacidad cerca al colapso de ambos casos.

8.2. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

8.2.1. Estado Actual vs. Estado Reforzado del Templo

Figura 87: Resumen de resultados de capacidad lateral máxima y capacidad lateral cerca al colapso del templo sin refuerzo

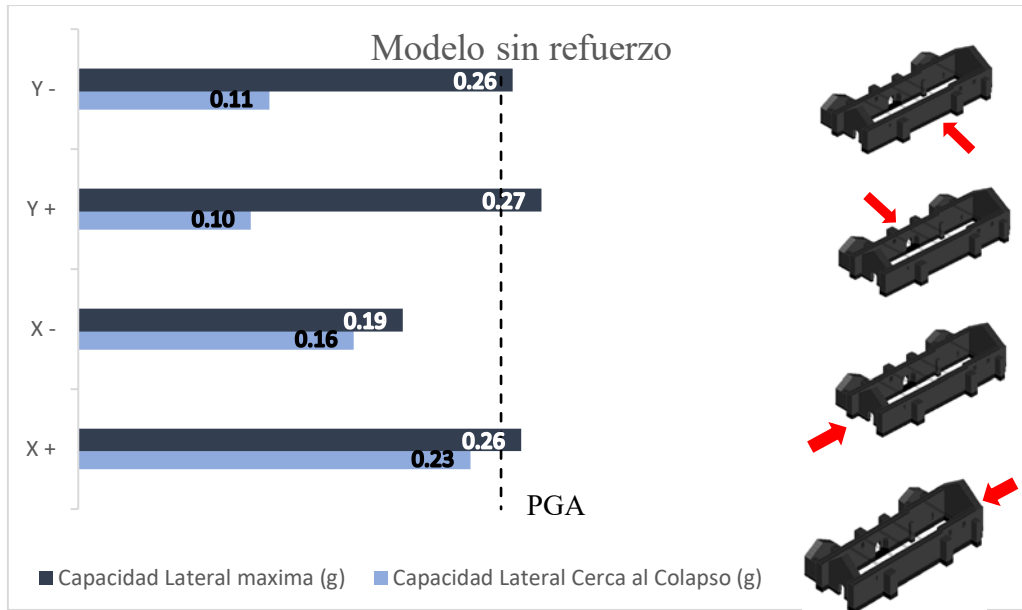
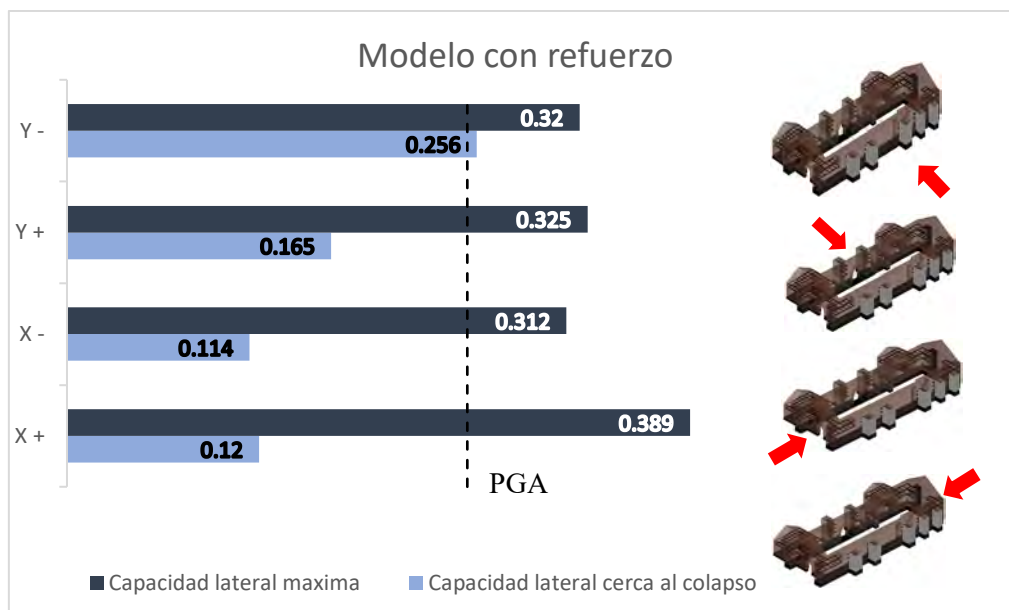


Figura 88: Resumen de resultados de capacidad lateral máxima y capacidad lateral cerca al colapso del templo reforzado

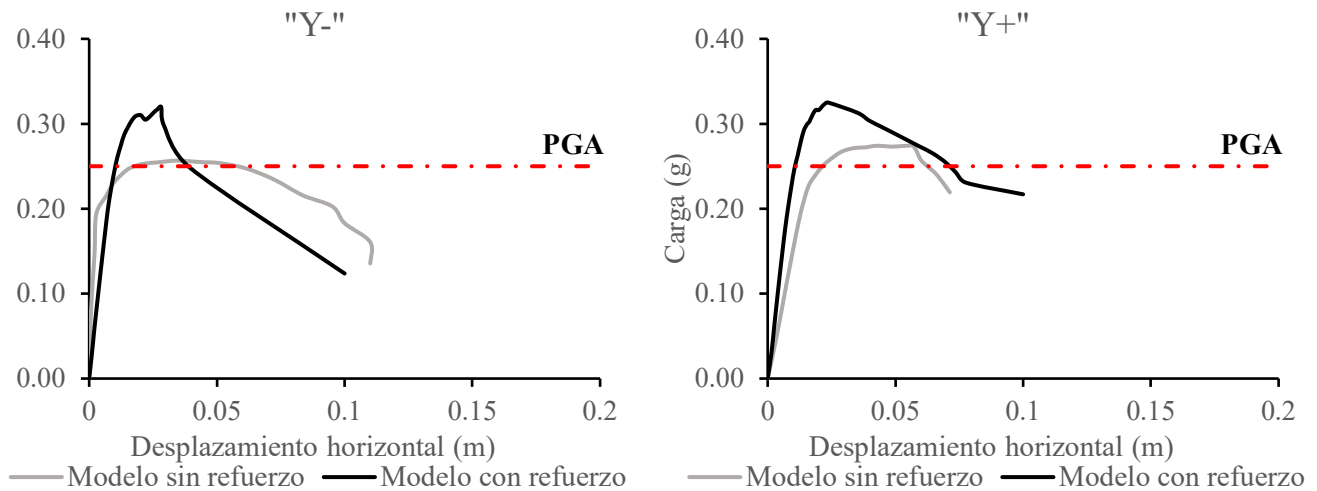


En la Figura 88 apreciamos un aumento de capacidad lateral máxima entre un 20% y 65% en sus cuatro direcciones, sin embargo, en la capacidad cerca al colapso observamos valores menores en las direcciones X. Este comportamiento post pico en las direcciones X podría estar relacionado al refuerzo de las llaves que rigidiza la conexión entre muros. Asimismo, observamos que la capacidad lateral cerca al colapso en las direcciones Y aumenta con respecto



a la estructura no reforzada. Este comportamiento se origina debido a que se mejoró el comportamiento de los contrafuertes mediante las llaves que aseguran la conexión y la geomalla que aumenta la capacidad resistente y la energía de fractura a compresión.

Figura 89: Curvas de capacidad para el templo sin refuerzo y con refuerzo en la dirección Y.



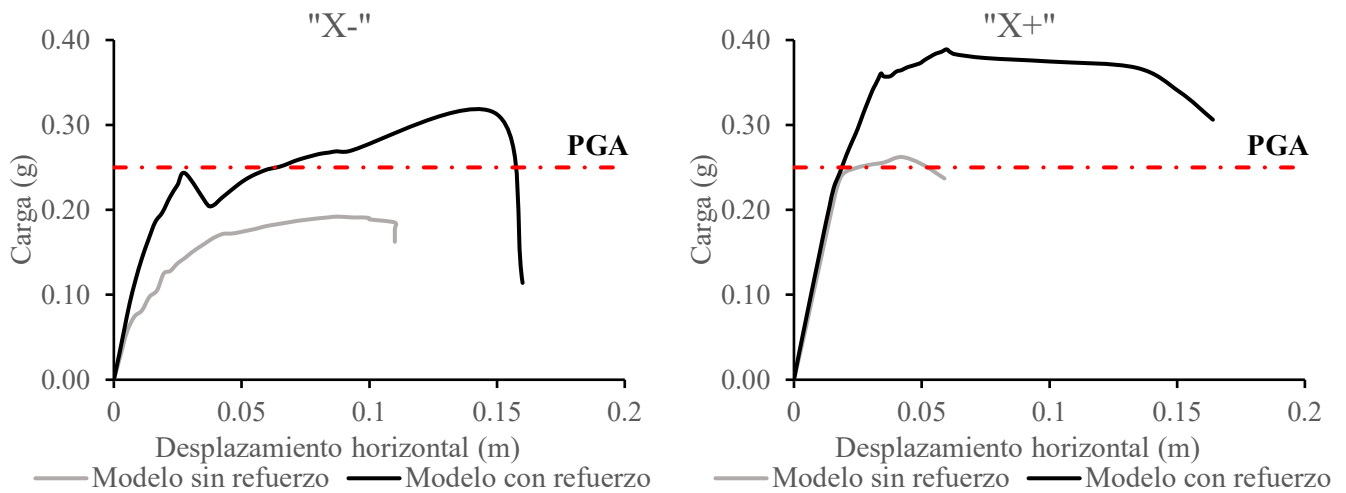
En las curvas de capacidad en la dirección Y negativo para el Templo sin refuerzo y con refuerzo observamos un evidente aumento de la capacidad lateral máxima para el Templo reforzado. También observamos un cambio de pendiente en la parte inicial de la curva, siendo de un comportamiento más dúctil en el Templo reforzado, esto está asociado al refuerzo de los contrafuertes con geomalla. En cuanto al comportamiento post pico observamos una mayor degradación de rigidez para Templo reforzado. Este comportamiento puede estar relacionado al refuerzo de las llaves y a la conexión rígida entre los muros.

En las curvas de capacidad en la dirección Y positivo observamos un aumento de la capacidad lateral máxima, así como también un cambio de pendiente siendo más rígida en el Templo reforzado, este comportamiento es debido al aumento de 02 contrafuertes en el muro



longitudinal norte. Respecto al comportamiento post pico observamos una degradación de rigidez pronunciada pero no mayor al del Templo sin refuerzo.

Figura 90: Curvas de capacidad para el templo no reforzado y reforzado en la dirección X.



En las curvas de capacidad para la dirección negativa X observamos un evidente aumento de la capacidad lateral máxima, se observa un comportamiento lineal en la parte inicial de la curva, seguidamente hay una degradación de rigidez y posteriormente vuelve a aumentar la capacidad hasta el pico. Este comportamiento se debe a que se asegura la conexión entre los muros ortogonales mediante la colocación de llaves, es por ello que la pendiente de rigidez para el templo reforzado es mayor con respecto al no reforzado.

Respecto a las curvas de capacidad en la dirección positiva X observamos que se mantiene la misma pendiente para ambos modelos, sin embargo, se aprecia una mayor capacidad lateral para el Templo reforzado, este comportamiento debido a que se aseguró la conexión entre los muros ortogonales y además se mejoró el comportamiento de los contrafuertes en el muro oeste mediante la colocación de las geomallas.

En ambas direcciones, positiva y negativa X se observa una mayor capacidad de deformación hasta antes del colapso.

8.2.2. Estado Actual vs. Estado Reforzado de la Torre

Figura 91: Resumen de resultados de la capacidad lateral máxima de la torre sin refuerzo

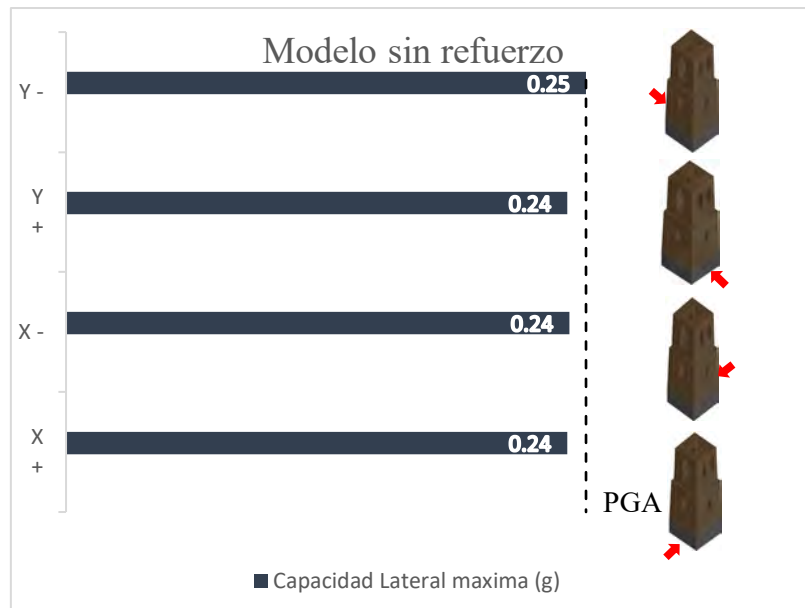
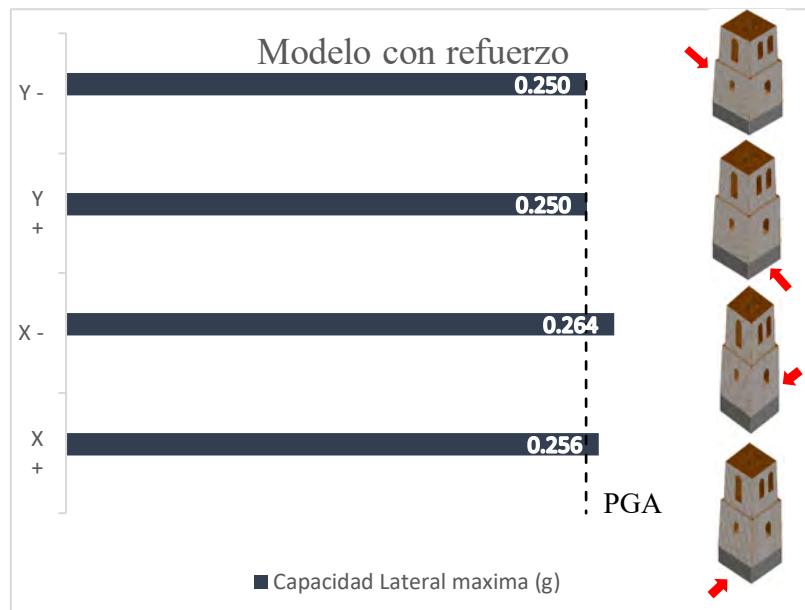


Figura 92: Resumen de los resultados de la capacidad lateral máxima para la torre reforzada.

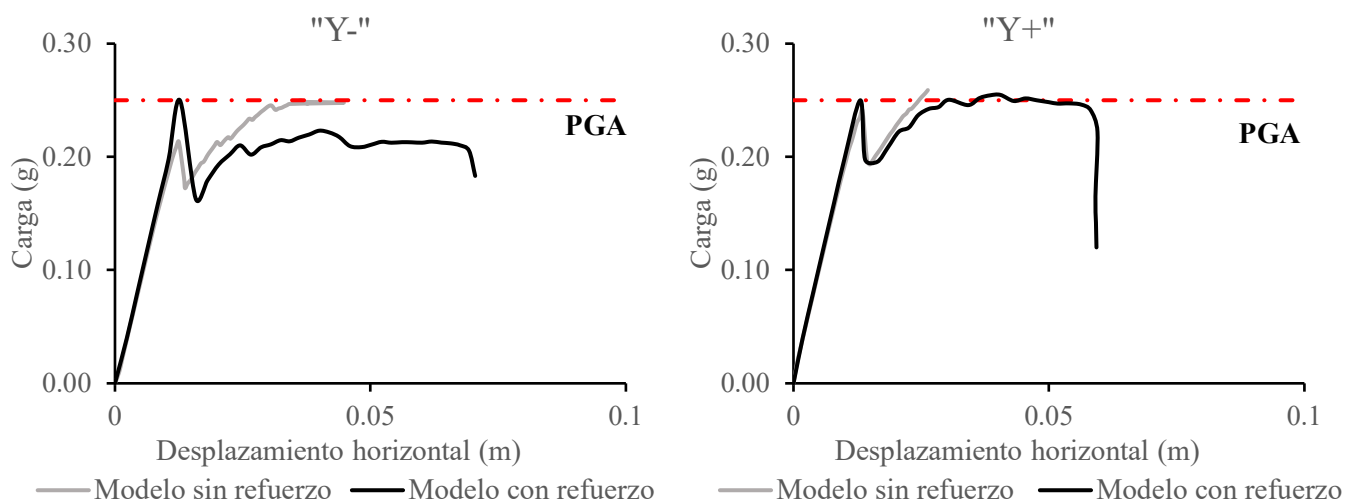


En la Figura 91 observamos capacidades laterales máxima cercanos al PGA a excepción de la dirección Y negativa que si llega a 0.25g. En la Figura 92 apreciamos la máxima capacidad laterales resistentes las cuales son mayores a 0.25g en todas las direcciones. El refuerzo por la parte exterior de los muros de la torre con geomalla contribuye a mejorar el desempeño estructural, especialmente en la etapa post pico. El comportamiento posterior al punto máximo

resulta más estable y menos degradante. Esto indica un aumento de ductilidad y un retardo en la pérdida abrupta de resistencia.

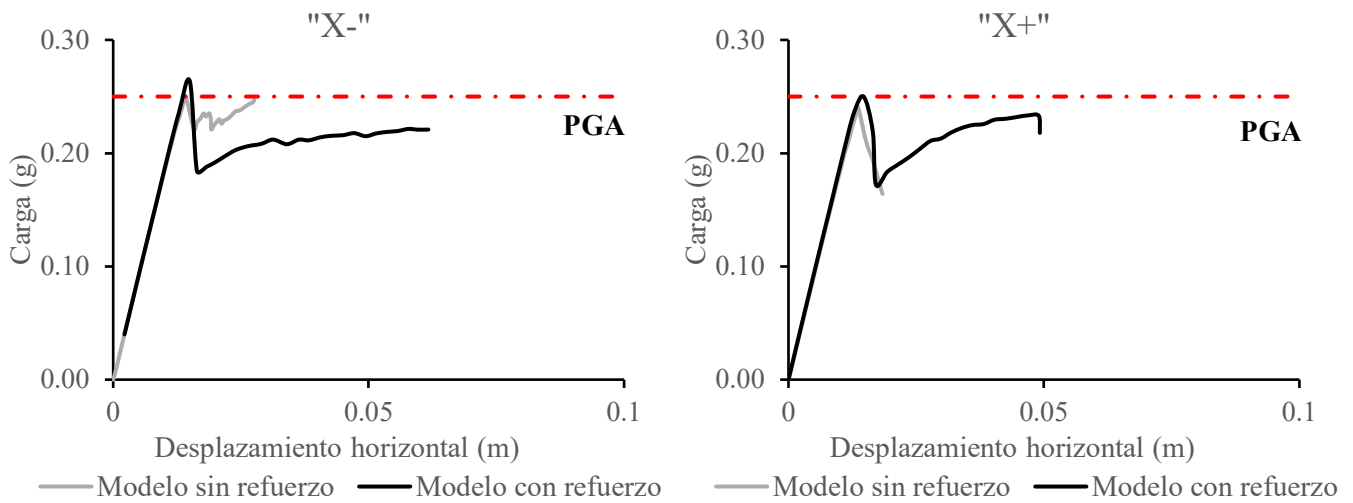
Dado a que el modo de falla predominante en la estructura es el corte, la geomalla actúa confiando el material y limitando las propagaciones de grietas. En conjunto los resultados indican que el reforzamiento no solo mejora la capacidad de deformación en la zona de fluencia, si no aporta un comportamiento más controlado, estable y seguro.

Figura 93: Curvas de capacidad para la torre sin refuerzo y con refuerzo en la dirección Y.



En la dirección Y negativa, se aprecia que el modelo sin refuerzo alcanza un pico de resistencia ligeramente menor al reforzado. El pico en el modelo no reforzado se alcanza después de una degradación de rigidez. Es decir que ocurrieron grietas importantes que alteraron su resistencia global de la estructura. Lo que es contrario a la estructura reforzada, llegando al pico máximo en la parte inicial de la curva, posteriormente una degradación más severa que el sin refuerzo, pero alcanzando una zona de fluencia más prolongada. Es decir que la geomalla ayuda a que el muro soporte mayores deformaciones sin llegar al colapso.

Figura 94: Curvas de capacidad para la torre sin refuerzo y con refuerzo en la dirección X.



En la dirección positiva Y, las curvas siguen un patrón similar, la torre sin refuerzo alcanza su capacidad máxima rápidamente, pero inicia una degradación más abrupta llegando al colapso. En contraste a la torre reforzada presenta una respuesta más regular y mayor estabilidad en la zona de fluencia. Permitiendo una mayor deformación de la estructura sin llegar al colapso. Nuevamente, el refuerzo no incrementa de manera notable la resistencia máxima, pero si mejora la respuesta post pico reduciendo la fragilidad de la mampostería.

8.3. MECANISMOS LOCALES DE FALLA

Tabla 38: Comparaciones de mecanismos de falla locales.

Mecanismo sin refuerzo	Capacidad		Mecanismo con refuerzo	Capacidad	
	a_0 (g)	d_u^* (m)		a_0 (g)	d_u^* (m)
	0.09	0.15		0.21	0.23
	0.09	0.17		0.23	0.27

	0.21	0.33		0.25	0.38
	0.41	0.57		0.45	0.42
	0.24	0.26		0.56	0.26

El análisis comparativo mediante de los mecanismos de falla locales evidencia que el refuerzo aplicado produce un incremento consistente y significativo en la capacidad frente al volteo de muros en los mecanismos evaluados. En la condición sin refuerzo, los muros desarrollan mecanismos de rotación con aceleración de activación relativamente bajas, acompañadas de deslizamientos reducidos, lo que confirma su alta vulnerabilidad frente acciones sísmicas.

Tras la intervención, cada mecanismo registra un aumento significativo de capacidad, alcanzando valores de capacidad entre 0.21g y 0.56g. En los dos primeros mecanismos, la capacidad aumenta en un 250%, debido a que se asegura la conexión entre los muros ortogonales mediante las llaves ocasionando un volteo compuesto de muros.

En el tercer y cuarto mecanismo, el refuerzo aumenta su capacidad en un 20% y 10% respectivamente. También en estos mecanismos se trata de evitar los mecanismos de vuelco simple mediante el refuerzo de llaves. Cabe resaltar que este tipo de análisis la geometría es importante.

Finalmente, en el mecanismo correspondiente a la torre, la condición sin refuerzo presenta una capacidad reducida de 0.24g, el cual es menor al PGA correspondiente al sismo raro. Con el refuerzo de la geomalla, este valor asciende hasta 0.56g. este mecanismo muestra un



incremento considerable debido a que se considera que el mecanismo activa la falla siempre en cuando la geomalla se rompa.

En suma, los resultados demuestran que el refuerzo implementado mejora de manera significativa la capacidad, incrementando la aceleración necesaria que activa la falla.

CAPÍTULO IX

9. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Para empezar con el proceso constructivo de la propuesta de reforzamiento se debe apuntalar las zonas donde se realizarán las intervenciones, para asegurar estas mismas.

9.1. PARA LA CIMENTACIÓN (RECONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN)

Parte A: Sector externo

- 1) Ejecutar la excavar de un ancho aproximado de 1.00m y una profundidad de 1.00m, avanzando hacia el interior hasta alcanzar la mitad del espesor de la cimentación existente. Posteriormente, retirar cuidadosamente la mampostería de piedra en la zona intervenida
 - 2) Implementar un sistema de apuntalamiento mediante rollizos de madera de eucalipto en la parte superior, garantizando la estabilidad del elemento. Asimismo, revestir las caras laterales y el fondo de la excavación con un pañeteo que permita la contención del terreno
 - 3) Disponer una base de mortero compuesto por barro y cal, con un espesor de 2" asegurando una superficie uniforme para el asiento de las unidades pétreas
 - 4) Colocar las piedras de mayor tamaño (entre 8 y 10"), previamente limpiadas y humedecidas, distribuyéndolas de manera que queden espacios entre ellas, los cuales serán llenados posteriormente con mortero.
 - 5) Continuar el proceso mediante la colocación de mortero de barro y cal con un espesor de 2" y asentar nuevamente las piedras grandes, hasta alcanzar la altura total de la excavación.
- Este procedimiento deberá ejecutarse en tramos completos es decir excavar y llenar 1, 2 y



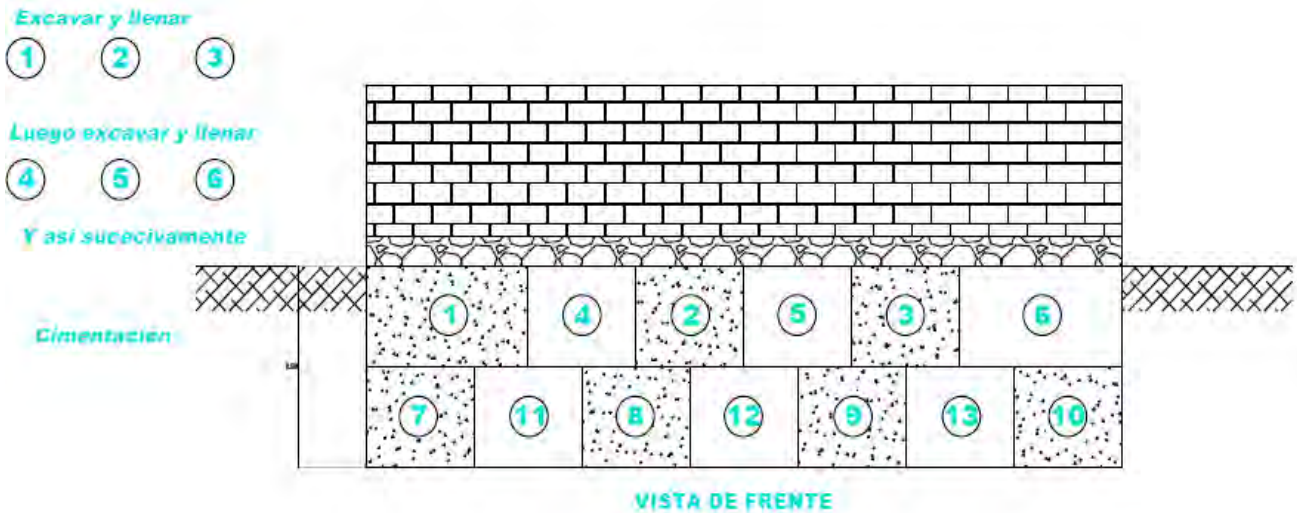
3 luego excavar y llenar 4, 5, y 6 así sucesivamente en cada capa. En la zona de contacto interior, se deberán conformar escalonamientos con ligera inclinación a fin de asegurar una adecuada interconexión entre ambas partes.

Parte B: Sector interno

- 1) Ejecutar la excavar de un ancho aproximado de 1.00m y una profundidad de 1.00m, avanzando hacia el interior hasta alcanzar la mitad del espesor de la cimentación existente. Posteriormente, retirar cuidadosamente la mampostería de piedra en la zona intervenida
- 2) Implementar un sistema de apuntalamiento mediante rollizos de madera de eucalipto en la parte superior, garantizando la estabilidad del elemento. Asimismo, revestir las caras laterales y el fondo de la excavación con un pañeteo que permita la contención del terreno
- 3) Disponer una base de mortero compuesto por barro y cal, con un espesor de 2" asegurando una superficie uniforme para el asiento de las unidades pétreas
- 4) Colocar las piedras de mayor tamaño (entre 8 y 10"), previamente limpiadas y humedecidas, distribuyéndolas de manera que queden espacios entre ellas, los cuales serán llenados posteriormente con mortero.
- 6) Continuar el proceso mediante la colocación de mortero de barro y cal con un espesor de 2" y asentar nuevamente las piedras grandes, hasta alcanzar la altura total de la excavación. Este procedimiento deberá ejecutarse en tramos completos es decir excavar y llenar 7, 8 y 9, luego excavar y llenar 11, 12, y 13 así sucesivamente en cada capa. En la zona de contacto interior, se deberán conformar escalonamientos con ligera inclinación a fin de asegurar una adecuada interconexión entre ambas partes.

La parte interna C y D se realizará de la misma manera que la parte externa. (Esquivel, 2009).

Figura 95: Vista de frente de la reconstrucción de la cimentación



9.2. PARA LOS MUROS (SUSTITUCIÓN FÍSICA DE LA ZONA DAÑADA)

- 1) Se procede a limpiar la zona afectada y luego desmontar los adobes en forma de “escalera” desde la parte superior hasta la parte inferior
- 2) Se retiran los adobes dañados dejando un dentado para que el muro tenga un correcto amarre eliminando los restos de mortero o adobes viejos.
- 3) Humedecer ligeramente la zona a intervenir para una correcta adherencia.
- 4) Se procede a colocar los adobes nuevos cuidando la verticalidad y correcta trabe con los demás adobes y también las llaves de madera que quedaran embebidas en el muro.

9.3. REPARACIÓN DE GRIETAS MENORES A 1cm MEDIANTE INYECCIONES

- 1) Se procede a sellar las caras de la fisura con yeso por ambos lados, en este proceso se debe dejar boquillas o accesos cada 20 cm para la inyección.
- 2) Se inyectan agua en los accesos para preparar la superficie interior agrietada para recibir el mortero fluido. Sirve para limpiar el interior de la grieta, mojar la superficie y servir de lubricante al mortero de inyección.



- 3) Para la preparación del mortero fluido, se zarandea el material para eliminar los granos gruesos, se usa el material que pasa la malla n°10. La mezcla consiste en tierra con 20% de yeso, 35% de agua con respecto a la tierra. Se mezclan los componentes y se coloca en el tubo de inyección.
- 4) En grietas verticales la inyección se comienza por debajo inmediatamente después de la inyección de agua.
- 5) Al culminar el llenado de la grieta, se retoca el yeso y se retoca la superficie con el mismo material (mortero).

Para la reparación de grietas mayores a 2cm se prepara la masa del suelo sin tamizar, con 20% de yeso y el agua necesaria para formar la masa plástica, la cual se aplica en la grieta.

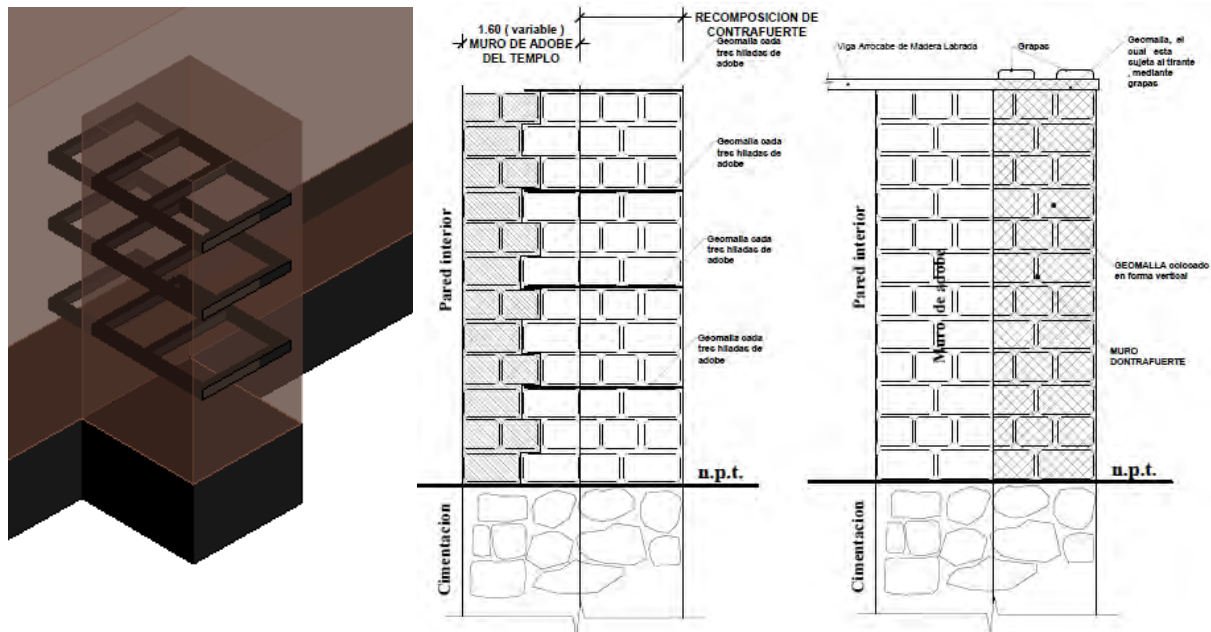
9.4. RESTITUCIÓN DE CONTRAFUERTE DE ADOBE REFORZADO CON GEOMALLA

- 1) Para la restitución parcial de los contrafuertes se realiza desmontando los elementos dañados y limpiando el muro longitudinal, asegurando superficies firmes para el dentado y amarre estructural.
- 2) Para la restitución total de los contrafuertes se levanta con adobes previamente curados, asentados con juntas de 1.5cm. Las unidades deben ser fabricadas siguiendo las especificaciones de la E-080. Durante el levantamiento se ejecuta un dentado entre contrafuerte y muro longitudinal, alternando adobes para mejorar la adherencia y continuidad del aparejo.
- 3) Se colocarán llaves de madera de 4"x4" en 3 niveles del contrafuerte. A 1.0m a 2.2 y 3.4m desde la parte superior del muro del contrafuerte. la llave debe estar incrustado hasta la mitad del muro longitudinal.
- 4) Se instalará capas de geomalla de polipropileno cada 3 hiladas dentro de la junta horizontal, prolongándola hacia el interior del muro longitudinal para garantizar su integración

estructural. Finalizado el levantamiento, se cubre la cara externa del contrafuerte con geomalla continua, debidamente amarrada a las capas horizontales para asegurar su comportamiento monolítico.

- 5) Finalmente, se aplica un tarrajeo tradicional con barro y paja y una capa de cal.

Figura 96: Colocación de llaves de madera y geomallas en contrafuertes.



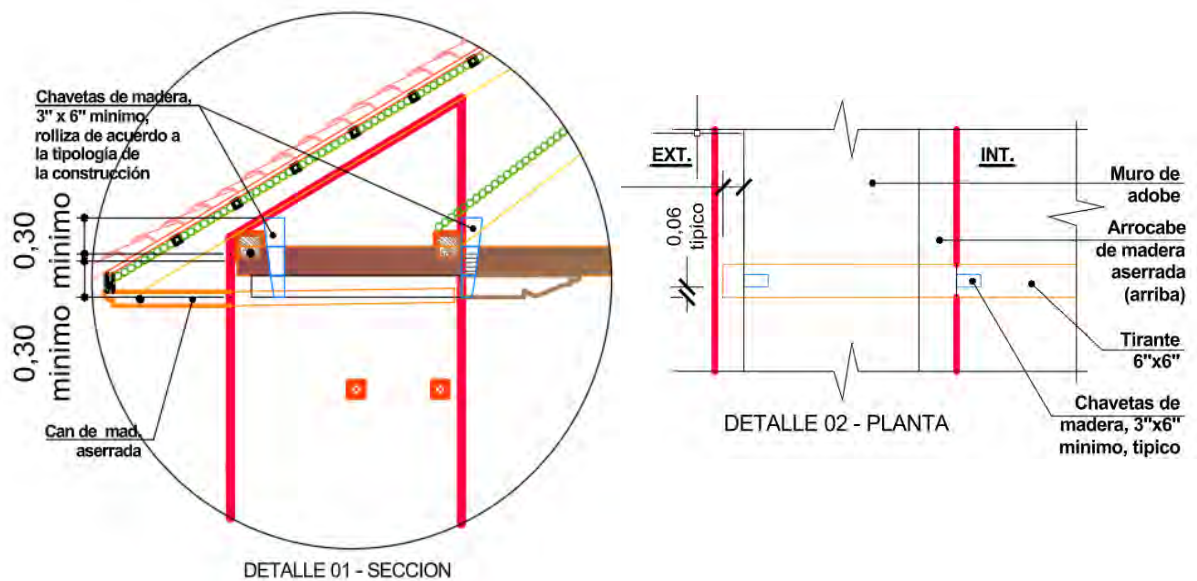
9.5. INSTALACIÓN DE LLAVES Y VIGA COLLAR DE MADERA

- 1) Luego de liberar el techo se procede con el desmontaje de los muros en las zonas dañadas “esquinas” para la sustitución de los mismos
- 2) En las esquinas de encuentro de los muros se colocarán las llaves de madera de sección de 4” x 6” en dos niveles, a 1.0 y 2.5m desde el borde superior del muro en toda la altura del mismo, la madera se tratará previamente con preservante para evitar la agresión de agentes externos.
- 3) Colocar la viga collar de madera de sección 6”x6” previamente tratada con preservante en todo el cuerpo de la nave, esto para asegurar un comportamiento similar al de diafragma.

9.6. PARA LOS MUROS (COLOCACIÓN DE VIGAS TIRANTE)

- 1) Se emplean maderos de eucalipto de 6"x6" x11m protegidos con preservante disuelto en agua para la protección de agentes xilófagos.
- 2) Se abren nichos en los muros para que el tirante atraviese de muro a muro, asegurando apoyo continuo, el punto más importante es su anclaje para garantizar que el tirante realice su trabajo.
- 3) A 50 cm del extremo del tirante se coloca una chaveta de madera que queda enterrada en el muro, el espacio alrededor del tirante se rellena con mortero.
- 4) Finalmente se llenan los nichos con adobe y se aplica el tarrajeo tradicional.

Figura 97: Detalle del anclaje de los tirantes de madera



9.7. PARA EL TECHO (RESTITUCIÓN DE SOBREPARES)

- 1) Desmontar todo el techo incluido la estructura en las zonas consideradas críticas que presentan flexión en los componentes estructurales (sobrepares), en este paso se debe de tratar de recuperar la mayor cantidad de tejas que se encuentren en buen estado.
- 2) Se retira la torta de barro, así como el encañado y los sobrepares para su posterior traslado y eliminación

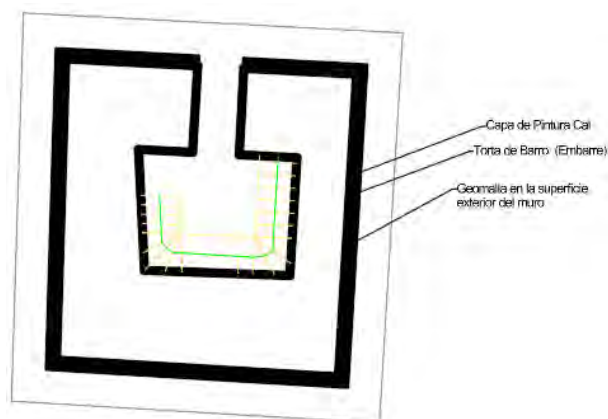


- 3) Restituir los sobrepares por unos nuevos de sección 10" (una pieza L=7m) verificando que la superficie de los muros sea uniforme y a nivel, se tratara la madera previamente con preservante esto para evitar la agresión de agentes externos.
- 4) Encarrizar y colocar la torta de barro de espesor 2.5cm el cual servirá como material ligante para colocar las tejas, con el encarrizado se colocará una capa de geomembrana asfáltica gravillada de 6mm esto para impermeabilizar y conservar mejor la estructura.
- 5) Se procede con la restitución de las tejas de arcilla cocida tipo colonial con la torta de barro, en la parte final se plantea una doble teja el volteo.

9.8. COLOCACIÓN DE GEOMALLA EN LA TORRE

- 1) Quitar la parte del enlucido exterior, sin afectar los adobes ni comprometer la estabilidad.
- 2) Colocar la geomalla en la parte exterior en sentido vertical, cubriendo un tramo no mayor a 7m.
- 3) La geomalla será sujeta con tacogrip similar anclaje, de manera que quede bien tensada sin formar bolsones.
- 4) El traslape de la geomalla, tanto en sentido horizontal como vertical, será de 40cm con el fin de garantizar una adecuada continuidad estructural. La unión entre paños se realizara mediante conectores, preferentemente tiras del mismo material, que serán utilizados para coser los traslapes.
- 5) La geomalla debe traspasar los vanos de un lado del muro al otro sin realizar cortes de la malla o traslapes.
- 6) Posteriormente se tarrajeará con una capa de mortero de mínimo de 2.5cm de espesor.

Figura 98: Planta de la torre exenta reforzada.



CAPÍTULO X

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. CONCLUSIÓN PRINCIPAL

- A partir del diagnóstico y evaluación estructural del templo Santa Lucia de Pomacanchi se evidencio una alta vulnerabilidad sísmica frente a sismos raros, principalmente por la deficiencia de conexiones entre sus muros. A partir de ello se propuso un sistema de reforzamiento estructural compatible con su arquitectura original, lo que permitió mejorar el desempeño sísmico de la estructura siendo capaz de resistir hasta sismos muy raros.

10.2. CONCLUSIONES ESPECIFICAS

- El levantamiento arquitectónico y estructural permitió identificar sus características constructivas y estructurales, predominando el uso de adobe, piedra y madera como materiales tradicionales. Durante el proceso se evidencio la presencia de contrafuertes añadidos en etapas posteriores, posiblemente como respuesta empírica de los pobladores a las deficiencias estructurales, esto relacionado a la diferencia de dimensiones con respecto al original.
- La caracterización físico mecánica de la mampostería del templo Santa Lucia de Pomacanchi, realizada conforme a la normativa E-080, evidencio que, las proporciones



entre el material fino y grueso de los materiales no cumple con lo establecido en la normativa, presentando un exceso de finos y un suelo predominantemente limoso. Asimismo, se evidenció que las curvas granulométricas del adobe y mortero presentan una similitud significativa. Del mismo modo, el análisis del suelo local mostro una distribución granulométrica equivalente, aunque con un mayor porcentaje de fracción arenosa. Esta condición sugiere que los adobes del templo fueron elaborados empleando el mismo suelo del sitio modificando únicamente el incremento de arena. La resistencia de compresión de las pilas de adobe alcanza solo el 72% el valor mínimo exigido por la norma, ubicándose dentro del rango promedio respecto a estudios en templos coloniales antiguos. Asimismo, la resistencia a corte diagonal de los muretes excede el 60% el valor normativo, manteniéndose dentro del rango de variabilidad documentado en investigaciones similares. Estos resultados indican que la granulometría es muy importante para obtener resistencias mínimas establecidas por norma.

- El proceso del diagnóstico a partir de las inspecciones visuales, se identificó de manera precisa los deterioros y daños presentes en el templo se registraron grietas verticales localizadas en las uniones entre muros ortogonales, evidenciando una deficiente transmisión de esfuerzo y pérdida progresiva de la continuidad estructural. Asimismo, se observó grietas diagonales y verticales asociadas a procesos de asentamiento probablemente originados por el lavado y debilitamiento de mortero en la base de los muros. Se constato también perdida de material estructural en zonas donde la mampostería carece de cobertura, generando erosión y reducción de la sección. Adicionalmente se detectaron mediante la nube de puntos desplomes locales de los muros longitudinales.



- Según el diagnóstico y evaluación estructural se identificó que la cubierta de la estructura está conformada por un sistema de par y nudillo, cuya sección resulta adecuada según los criterios estructurales, mientras que el sobre par presenta deflexiones significativas y deficiencias en su capacidad resistente, lo que compromete parcialmente el comportamiento global de la techumbre.
- Mediante el análisis Pushover en el templo, se obtuvieron patrones de grieta que se correlacionaron con los patrones observados, lo que indica que el daño actual podría ser debido a eventos sísmicos pasados. Una de las deficiencias estructurales del Templo Santa Lucia es la distribución asimétrica de la rigidez en la dirección transversal a la nave. La menor capacidad lateral del templo sin refuerzo es de 0.19g, el cual es menor al PGA y corresponde al modo de falla del volteo del muro testero. En las otras direcciones la capacidad lateral máxima es hasta en 8% mayor que el PGA y el modo de falla predominante es el volteo de muros fuera del plano.
- Del análisis estático no lineal aplicado a la torre se determinó que su capacidad lateral alcanza el PGA del sitio en la dirección Y positiva y en las demás direcciones alcanza más de 95% del mismo. Los resultados evidencian que el modo de falla predominante corresponde a un mecanismo por corte. Asimismo, la presencia actual de grieta diagonal en la torre es coherente con este modo de falla y podría estar asociada a eventos sísmicos pasados.
- Con base a los resultados obtenidos en el diagnóstico y análisis estructural, se diseñó un sistema de reforzamiento estructural compatible con las características históricas y arquitectónicas del templo Santa Lucia de Pomacanchi, orientado a mejorar su estabilidad y desempeño sísmico. La propuesta integra geomallas en las caras exteriores de los contrafuertes, llaves de madera, viga collar en la techumbre, y el anclaje de tirantes. Asimismo, se planteó la reconstrucción de contrafuertes colapsados,



restaurando su función estructural como elementos de confinamiento vertical. Los resultados del análisis Pushover mostraron una mejora significativa, aumentando la capacidad lateral máxima entre un 20% y 65%, dependiendo de la dirección considerada, y el patrón de daño se volvió más distribuido, reduciéndose la apertura de las grietas y el alcance de mecanismos de colapso prematuros. Con el uso de geomalla se mejoró la ductilidad, mediante las llaves se aseguraron las conexiones entre muros ortogonales y mediante el sistema de viga collar y el anclaje de tirantes mejoró el comportamiento diafragmático y estabilidad del sistema de cubierta.

- En la torre se propuso la colocación de geomalla en la cara exterior de los muros. Con el análisis Pushover se evidenció una ligera mejora de la capacidad lateral y una mejora en el comportamiento post pico de la estructura, permitiendo alcanzar mayores deformaciones y retrasando el tiempo de colapso de la estructura.
- En el análisis cinemático se evidenció una mejora considerable en los mecanismos de falla local atribuida a la mejora de la conexión entre muros ortogonales. Esta intervención favoreció la transición de mecanismos gobernados por vuelco simple hacia vuelco compuesto, lo cual evidencia una mayor interacción entre elementos. Como resultado, mecanismos que inicialmente no resistían un sismo frecuente pasaron a soportar un sismo ocasional, mientras aquellos que solo alcanzaban el nivel de sismo ocasional lograron comportarse adecuadamente frente a un sismo muy raro.

10.3. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que las intervenciones estructurales en templos coloniales de tierra, adopte un enfoque integral que combine el levantamiento arquitectónico y estructural, la caracterización físico-mecánica de los materiales, y el uso de herramienta de análisis estructural (como modelado computacional- análisis límite cinemático). Las soluciones propuestas deben priorizar la compatibilidad con los sistemas constructivos originales



y minimizar el impacto sobre el valor patrimonial. El sistema de reforzamiento desarrollado en este estudio basado en geomallas, elementos de madera tradicionales, tirantes de madera con un adecuado anclaje, reconstrucción de contrafuertes y adición de contrafuertes, demostró ser efectivo para mejorar el desempeño sísmico sin comprometer la autenticidad del inmueble, y puede considerarse una referencia en intervenciones similares dentro del contexto andino.

- En lo que respecta a propiedades de resistencia de la mampostería se recomienda realizar el ensayo de corte compresión para determinar el esfuerzo cortante de la mampostería de adobe, esto debido a que el ensayo de compresión diagonal recomendado por la norma en muchos casos no se llega a realizar, a causa de que los muretes fallan por peso propio por la fragilidad del material.
- Se sugiere realizar un mantenimiento periódico a las iglesias coloniales reforzadas para estas sigan teniendo un buen comportamiento frente a fuerzas sísmicas.



BIBLIOGRAFÍA

- (s.f.).
E-080. (2017).
- Aguilar, R., & Briseño, C. (2016). *Geomatics procedures and dynamic identification for the structural survey of the church "San Juan Bautista de Huaró"*.
- Aguilar, R., Masques, R., Sovero, K., Martel, C., Trujillano, F., & Boroschek, R. (2015). Investigations on the structural behaviour of archaeological heritage in. *ELSEVIER*, 104-109.
- ASCE41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- ATC-40. (1996).
- Briceño, & Aguilar. (2018). *Materials and workmanship for earth buildings for earth buildings Seismic Vulnerability Assessment Of a 17th Century Adobe Church In The Peruvian Andes, International Journal Of Architectural Heritage*.
- Briceño, C., & Aguilar, R. (2016). *Diagnostico estructural y analisis sismico de la iglesia San Pedro Apostol de Andahuaylillas*.
- Condor, E., & Gerardo, M. (2019). *Reforzamiento estructural de muros de adobe y la aplicación de la geomalla biaxial en la edificación cultural hotel comercio "el cordano" - patrimonio cultural Lima-Perú*. Lima.
- Condori, D., & Mendoza, Y. (2015). *Determinacion dela fuerza cortante en muretes de piedra con mortero de cal y arena*. Cusco.
- Delgado, E. (2006). *Comportamiento sísmico de un módulo de adobe de dos pisos con refuerzo horizontal y confinamientos de concreto armado*.
- Diaz, C. (2007). Las técnicas de rehabilitación: reforzar las estructuras. *Arquitectura tradicional mediterranea*. EECCP. (2006a). Guidelines for the conservation of historical masonry structures in seismic areas.
- Escobar, J., & Rivera, E. (2021). *Propuesta de técnica de reforzamiento estructural para controlar esfuerzos y deformaciones de la casona colonial del centro historico Cusco - 2020*. Lima.
- Esquivel, Y. W. (2009). *SISTEMAS DE REFUERZO ESTRUCTURAL EN MONUMENTOS HISTORICOS DE LA REGION CUSCO*.
- Fernando Peña y Paulo Lourenço. (2012). CRITERIOS PARA EL REFUERZO ANTISÍSMICO DE ESTRUCTURAS. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 87* 47-66, 55.
- Giles, B., Sacroni, J., & Galindez, F. (s.f.). *Recomendaciones para las construcciones de adobe*.
- ICOMOS. (1964). International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites (The Venice Charter). Venecia.
- ICOMOS. (2003). Principios para el analisis, conservacion y Restauracion de las estructuras del Patrimonio Arquitectonico.
- Instituto Nacional de Cultura Cusco. (2009). *Informe de obra y Preliquidacion*.
- Karanikoloudis, G., & Lourenço, P. (2017). *Strutural assessment and seismic vulnerability of earthen history*.
- Karanikoloudis, G., & Lourenco, P. B. (2018). Structural assessment and seismic vulnerability of earthen historic structures. Application of sophisticated numerical and simple analytical models. *ELSEVIER*, 488-509.
- Lagomarcino, S., & Cattari, S. (2015). PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Laurenco, P. B. (1996). "Chapter 2: Modelling Masonry: A Material Description". En P. B. Laurenco, *Computational Strategies for Masonry Structures* (págs. 11-26). Delft, Netherlands: Delft UP.
- Liu, H., & Ling, H. (2006). *Modeling cyclic behaviour of geosynthetics using mathematical functions: Masing rule and bounding surface plasticity*.
- Lourenco; Lopez, Oller y Oñate. (1998).
- MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO. (1984).
- Meli, R. (1998). *INGENIERIA ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS HISTORICOS*. Mexico: Fundacion Ica.
- Milani, G., Shehu, R., & Valente, M. (2018). A kinematic limit analysis approach for seismic retrofitting of masonry towers through steel tie-rods. *ELSEVIER*.
- Morrison, N. (1993). *Interacción Suelo- estructura: Semi-espacio de Winkler*.
- Portugal Quevedo, V. H., & Tarque, N. (2019). *Non-Linear Modelling of a geomesh-reinforced earthen wall subjected to dynamic loading*.
- San Bartolomé, Á., & Quiun, D. (2015). DISEÑO DE MALLAS ELECTROSOLDADAS PARA EL REFORZAMIENTO SÍSMICO DE VIVIENDAS SISMICAS EN PERÚ. *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*
- SENCICO. (Junio de 2016). *Actualizacion del programa de computo orientado a la determinacion del peligro sismico en el pais*. Obtenido de <http://ppsh.sencico.gob.pe>
- Serrano, J. L. (2014). *Identificación de problemas estructurales en monumentos históricos y construcciones de tierra región Cusco*. Cusco.



- Tarque, N. (2011). *Material properties for the adobe masonry modelled using the concrete damage plasticity*.
- Tarque, N., Croley, H., M.EERI, R. P., & Varum, H. (2012). *Displacement-Based Fragility Curves for Seismic Assessment of Adobe Buildings in Cusco, Peru*.
- Teran, J. A. (2004). *Consideraciones que deben tenerse en cuenta para la restauracion arquitectonica. Revista Conserva N°8*.
- Tolles, L., Kimbro, E., & Ginell, W. (2005). *Guías de planeamiento e ingeniería para la estabilización sísmoresistente de estructuras historicas de adobe*. Los Ángeles : Getty Publications.
- Torrealva, D. (2009). *Diseño Sismico de Muros De Adobe Reforzados con Geomalla*.
- Vargas Diaz, L. (2016). *Determinacion de propiedades mecanicas de la mamposteria de adobe, ladrillo y piedra en edificaciones historicas peruanas*. Lima.



ANEXO A

Estudio Geofísico en la Localidad de Santa Lucia de Pomacanchi



ESTUDIO GEOFÍSICO REFRACCIÓN SÍSMICA MASW 1D

PROYECTO:

**“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE
REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA
LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”**




SOLICITA:

ING. ABERLARDO ABARCA

CONTRATISTA:




Revisión Número	Descripción	Fecha	Aprobado por
1	Vr.1	Abril 2024	Ángel G. luna Guillen

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

INDICE

GENERALIDADES	3
1.1 INTRODUCCIÓN	3
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 Objetivo Principal	3
1.2.2 Objetivos Específicos	3
1.3 NORMATIVA DE REFERENCIA.....	4
1.4 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	4
1.5 GEOLOGIA	5
2. EXPLORACIONES GEOFISICAS	6
2.1 ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA (ASTM D 5777).....	6
2.1.1 Equipo Humano	7
2.1.2 Equipos Utilizados	7
2.1.3 Método de ensayo refracción sísmica	8
2.1.4 Trabajo de campo.....	9
2.1.5 Procesamiento e Interpretación	10
2.2 ENSAYOS DE MEDICIÓN DE ONDAS DE SUPERFICIE EN ARREGLO MULTICANAL (MASW 1D).....	14
2.2.1 Método de ensayo	16
2.2.2 Equipo Utilizado	16
2.2.3 Procesamiento, Interpretación y clasificación sísmica	17
3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	25
4. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.....	27
5. ANEXO.....	28


	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación política de la zona de estudio.	4
Figura 3: Esquema de la refracción sísmica	6
Figura 4: Perfil de Refracción Sísmica	7
Figura 5: Perfil Sísmico RS-01, SANTA LUCIA - POMACANCHI.....	13
Figura 7: Curva de dispersión Fuente: Hayashi K., 2008	15
Figura 8: Representación simplificada de la técnica para un arreglo Dipolo-Dipolo.Fuente: Chávez et al., 2011.	16
Figura 9: Mapa del Perú con las zonas Sísmicas.	19
Figura 10: Análisis de ondas superficiales en arreglo multicanal – MASW 01, Línea 01.....	24

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Normatividad referida a las técnicas de investigación.....	4
Tabla 2: Ubicación política de la zona de estudio.....	4
Tabla 3:Características del sismógrafo ECHOS 24.	8
Tabla 4: Coordenadas de las líneas sísmicas.....	9
Tabla 5: Velocidades Primarias de material.....	11
Tabla 6: Velocidades primarias del material.....	11
Tabla 7:Velocidades Primarias de material.....	12
Tabla 8: Resultados de los Ensayos de Refracción Sísmica.	12
Tabla 9: Características del equipo utilizado	17
Tabla 10: Coordenadas de los ensayos.....	17
Tabla 11: Tipos de suelo, características.....	18
Tabla 12: Periodos.....	20
Tabla 13: Factor del suelo	20
Tabla 14: Clasificación del Sitio (Fuente Norma E.030, 2019).....	21
Tabla 15: Velocidades promedio de ondas de corte a 30 m de profundidad (30).....	21
Tabla 16: Clasificación Sísmico NTP E-030-2018	22
Tabla 17: Valores representativos de la relación de Poisson	23

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente informe es realizado por **GEOINTEC J Y H** para el proyecto: **“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”**

Asimismo, incluye los resultados del reconocimiento y evaluación de los aspectos físicos observados y recopilados en la etapa de campo para su posterior análisis y evaluación de los resultados en gabinete, todos ellos con la finalidad de caracterizar el suelo en el área del proyecto.

Los trabajos de campo se llevaron a cabo en el mes de abril, los cuales consistieron en la exploración del terreno mediante 01 ensayos de Refracción Sísmica y 01 ensayos multicanal de onda superficial de MASW 1D.

Las pruebas estándar de Refracción Sísmica determinan las ondas P y S que satisfacen las demandas de la ingeniería geotécnica al determinar los parámetros elásticos requeridos, la velocidad de corte, la velocidad de compresión, la relación de Poisson, el módulo Young y el módulo de corte.

Por lo tanto, los parámetros derivados de las pruebas geofísicas desempeñan un papel importante en el futuro ayudando a diseñar construcciones en un terreno seguro.


1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Principal

- Conocer las capas o estratos del terreno donde se emplazará las estructuras proyectadas, a través de las velocidades de ondas registradas y resistividades en la zona de estudio, para este fin se han proyectado ensayos geofísicos (Refracción Sísmica, MASW 1D).

1.2.2 Objetivos Específicos

- Obtener el perfil de ondas compresionales P (V_P), con el fin de conocer las variaciones tanto en profundidad como en la horizontal de la velocidad de onda P.
- Estimar los parámetros elásticos de deformación del terreno.
- Estimar Clasificación del sitio según la norma sismorresistente E030, en función de la onda de corte, determinando parámetros como el V_{s30} con la ayuda del MASW.

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

- Estimar el periodo fundamental de vibración natural del suelo.
- Obtener un perfil unidimensional a partir de la variación de las velocidades de ondas de corte S (V_s).
- Determinar la relación de Poisson, el Módulo de Elasticidad, el Módulo de Corte, y el Módulo Volumétrico a partir de las velocidades V_p y V_s .

1.3 NORMATIVA DE REFERENCIA

En el presente estudio se han tenido en cuenta la siguiente documentación.

- Reglamento Nacional de Construcciones Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
- International Building Code (IBC – 2015)
- American Society for Testing and Materials (ASTM)
- Normas Técnicas Peruanas E-030 - 2018

Tabla 1: Normatividad referida a las técnicas de investigación.

TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN Y ENSAYOS DE CAMPO	NORMA
Ensayo de Refracción Sísmica	ASTM D 5777
Ensayos de Prospección Geofísica	ASTM G 5778
Ensayo Resistividad Eléctrica	ASTM D 6431

1.4 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de estudio se ubica en el Distrito de Pomacanchi, de la Provincia de Acomayo, del Departamento de Cusco: (VER ANEXO MAPAS)

Tabla 2: Ubicación política de la zona de estudio.

DISTRITO	Pomacanchi
PROVINCIA	Acomayo
DEPARTAMENTO	Cusco

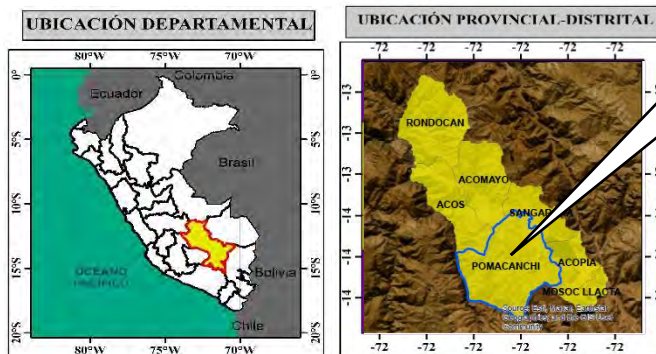



Figura 1: Ubicación política de la zona de estudio.

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

1.5 GEOLOGIA

De manera local la zona de estudio se encuentra sobre Depósitos Glaciares del grupo Puno. (ANEXOS “MAPA GEOLÓGICOS”).

➤ GRUPO PUNO

Las variaciones litológicas y texturales de esta unidad de ambiente continental son notables de un lugar a otro y puede ser el resultado de una depositación en cuencas intramontañas separadas o parcialmente conectadas, sometidas a la influencia de diferentes condiciones, medios y tipos de transporte, diversidades de las rocas madre y de los procesos de sedimentación. Esto también sería la razón por la cual sus afloramientos se presentan con solución de continuidad, aparte de los casos donde realmente sea la consecuencia de fenómenos de remoción.

➤ *Depósitos Glaciares*

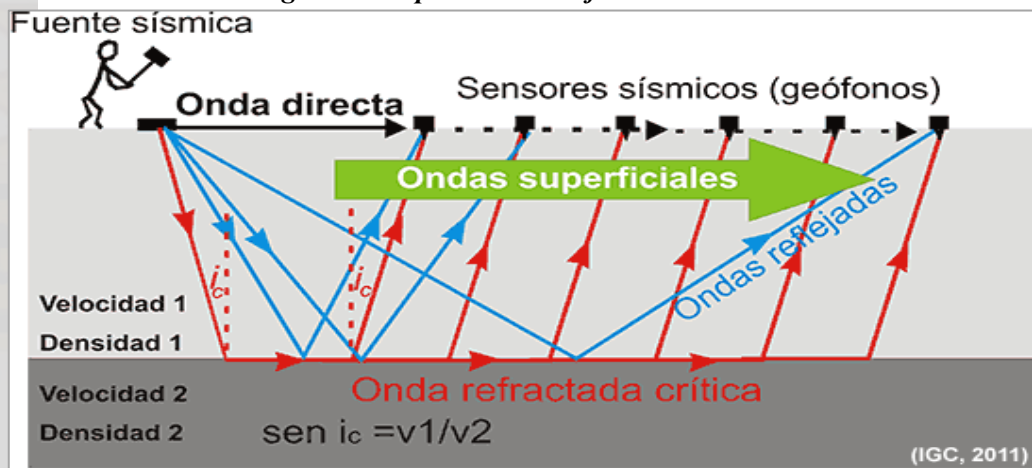
Los depósitos glaciares están formados por materiales que pueden haber sido erosionados o no por el glaciar, pero que han sido transportados y posteriormente abandonados por el hielo.

2. EXPLORACIONES GEOFISICAS

2.1 ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA (ASTM D 5777)

El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman. Este método consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno.

Figura 2: Esquema de la refracción sísmica

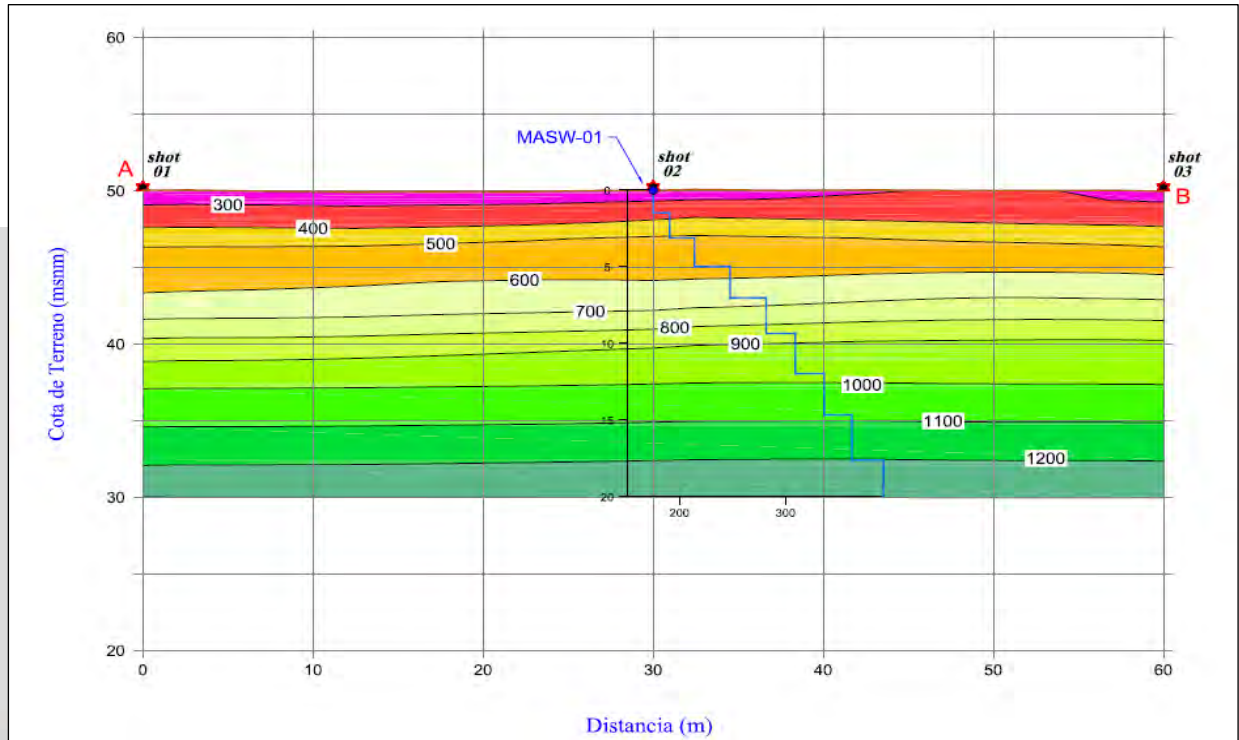


Fuente (IGC,2011)

La energía, que se propaga en forma de ondas, es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El tiempo cero o inicio de la grabación es generado por un dispositivo de arranque o “trigger” que activa el sistema de adquisición de datos al momento de producirse el impacto o explosión. La diferencia entre el tiempo de arribo y el tiempo cero permite evaluar el tiempo de propagación de las ondas desde la fuente de energía hasta el lugar en que éstas son registradas.

Los datos de tiempo y distancia obtenidos para diferentes ubicaciones del punto de aplicación de la energía (shot), nos permite determinar las velocidades de propagación de ondas P a través de los diferentes estratos de suelos y rocas cuya estructura, geometría y continuidad son investigadas.

Figura 3: Perfil de Refracción Sísmica



Fuente: GEOINTEC JyH CONSULTORES SAC, 2025

2.1.1 Equipo Humano

La prospección geofísica consistió en la ejecución de uno (01) ensayos de REFRACCIÓN SISMICA, con la finalidad de determinar los espesores de los materiales presentes en el subsuelo e inferir la existencia de estratos blandos. Su elaboración estuvo a cargo de la empresa GEOINTEC J Y H.

2.1.2 Equipos Utilizados

El equipo Sismógrafo ECHOS 24, utilizado para realizar el trabajo de prospección sísmica posee un sistema de adquisición de datos que son almacenados y procesados por una computadora; este equipo tiene las siguientes características técnicas:



	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Tabla 3: Características del sismógrafo ECHOS 24.

Características	Valor nominal
Marca / Modelo / N° de Canales	ECHOS / 24
Resistencia de Salida	> 600 ohmios
Rango de Frecuencia	10 - 400 Hz
Filtro de Frecuencias	10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz.
Base de ruido	63 x (24 o 36 dB) 2%
Tiempo de Registro	64, 128, 256, 512, 1024, 2000 s
Tiempo de Retardo de Registro	0-999 ms.
Tiempo de Prearranque	90% duración general
Filtros	High, Notch, Low, Pasa bandas
Intervalo de muestreo	0.0625, 0125, 025, 0.5, 1 y 2 ms
Tensión de Alimentación	12 V
Potencia de Consumo	48 W




Fuente: GEOINTEC JyH CONSULTORES S.A.C., 2025

- Sismógrafo ECHOS 24.
- 02 cables de conexión para geófonos de 12 canales.
- 01 cable trigger de 150 m.
- 24 geófonos de 14 Hz para Refracción Sísmica.
- Laptop con software de adquisición de datos, ECHO 24/2010.
- Placa de acero 30cm de diámetro.
- Comba de 25 Lbs

2.1.3 Método de ensayo refracción sísmica

El ensayo de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales tipo P generadas por un golpe de impacto producidas por una comba de 25 lb; los impactos fueron localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo.

La energía fue detectada y registrada de tal manera que puede determinarse el tiempo de arribo en cada punto. El inicio de la grabación fue dado a partir de un dispositivo o SWITCH que nos da el tiempo cero para evaluar el tiempo de recorrido.

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Estos datos, tiempo y distancia, usados para cada caso especial y, además una variación del punto aplicación de la energía, nos permite evaluar las velocidades de propagación de ondas P, a través de los diferentes suelos cuya estructura, geometría, continuidad son investigadas.

Se utilizó el método de “Delete Time” que permite calcular la profundidad de los límites estratigráficos debajo de cada geófono con la ayuda de disparos en dirección normal y reversa. Todas las formas de análisis manejan criterios que utilizan la suposición de la Ley de Snell en cuanto a la reflexión y refracción de las ondas P. De los espesores y las velocidades de propagación de ondas P obtenidas, las características geotécnicas pueden ser correlacionadas a la compacidad y densidad.

2.1.4 Trabajo de campo


Para el ensayo de refracción sísmica se utilizó la estación portátil de Prospección Sísmica ECHOS de 24 canales de registro, geófonos magnéticos y una computadora para almacenar datos.

En la zona de estudio, se realizó 01 líneas de Refracción Sísmica, con una separación entre geófonos. La fuente de energía utilizada para generar las ondas sísmicas fue una comba de 25 lb, la cual ha permitido obtener registros de ondas de propagación con una adecuada nitidez. En el siguiente cuadro se presenta las coordenadas de los puntos proporcionados en campo.

LINEA SISMICA	X	Y	POSICIÓN
RS 01	207979.96	8443230.16	INICIO
	208039.40	8443196.24	FINAL

Tabla 4: Coordenadas de las líneas sísmicas.

Fuente: GEOINTEC JyH CONSUTORES SAC, 2025

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Notas y Abreviaturas:

I: Inicio de Línea Sísmica

F: Final de Línea Sísmica

2.1.5 Procesamiento e Interpretación

a) Procesamiento

El procesamiento de los ensayos sísmicos se realizó mediante el grupo de programas PickWin y PlotRefra. El primero de ellos permite realizar las lecturas de los sismogramas y además permite obtener el tiempo de llegada de la primera onda (esto se realiza para los cinco shots).

El segundo programa produce un modelo de profundidad a partir del archivo de datos de entrada producido por el primero, creando el gráfico de las dromocrónicas el cual permite distinguir los cambios de pendientes que vendría a representar el cambio de velocidad del suelo en estudio.

Asimismo, el programa calcula las velocidades de los estratos mediante la técnica de mínimos cuadrados, usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades y, finalmente, ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica.

Este último proceso se hace de forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado.

b) Interpretación

Para caracterizar el material en función de la velocidad de propagación de la onda sísmica (V_p), el Consultor ha recopilado tablas que correlacionan el valor de la velocidad con el tipo de material. A continuación, se presentan las principales correlaciones propuestas por diferentes autores:

Tabla 5: Velocidades Primarias de material

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos intemperizados	240 - 610
Grava o arena seca	460 - 915
Arena saturada	1220 - 1830
Arcilla saturada	910 - 2750
Agua	1430 - 1665
Agua de mar	1460 – 1525
Arenisca	1830 – 3960
Esquistos, arcillas esquistosas	2750 – 4270
Tiza	1830 – 3960
Caliza	2130 – 6100
Granito	4575 – 5800
Roca metamórfica	3050 – 7000

Fuente: Norma ASTM D 5777 – 95

Tabla 6: Velocidades primarias del material

Tipo de suelos	V_p (m/s)
Suelos de cobertura	< 1000
Roca muy alterada o aluvión compacto	1000 - 2000
Roca alterada o aluvión muy compacto	2000 - 4000
Roca poco alterada	4000 - 5000
Roca firme	> 5000

Fuente: Arce Helberg (1990)


	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Tabla 7: Velocidades Primarias de material

Tipo de suelos	Vp (m/s)
Esquisto arcilloso	2700 - 4800
Grava arcillosa seca	300 - 900
Arena – arena húmeda	200 - 1800
Roca metamórfica	4500 - 6800

Fuente: Curvich J. (1975), Dobrin, Milton (1961), NB (1976), Savicha y Satonov V.A. (1979)

La evaluación de la refracción sísmica ha consistido en graficar líneas de la superficie basándose en la topografía superficial, indicando los puntos de localización de geófonos y los puntos de impacto. Para la línea sísmica se estableció un perfil estratigráfico con valores de velocidad de propagación de ondas longitudinales (ondas P), basándose en las dromocrónicas que son gráficas que relacionan tiempo de llegada con distancias.

De acuerdo a los datos obtenidos de campo para cada una de las líneas sísmicas se obtuvieron perfiles sísmicos. El siguiente cuadro presenta los resultados de los ensayos de refracción sísmica.

Tabla 8: Resultados de los Ensayos de Refracción Sísmica.

Línea sísmica	N.º Capa	Espesor (m) Aprox	V _p (m/s)	Descripción
RS-01	Capa 01	3.0 – 4.0	176 - 766	Suelo con arcillas limos y arenas
	Capa 02	4.0 - ¿?	766 - 968	Gravas y Arenas más densas

Fuente: GEOINTEC JyH CONSULTORES., 2025



“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW
ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”

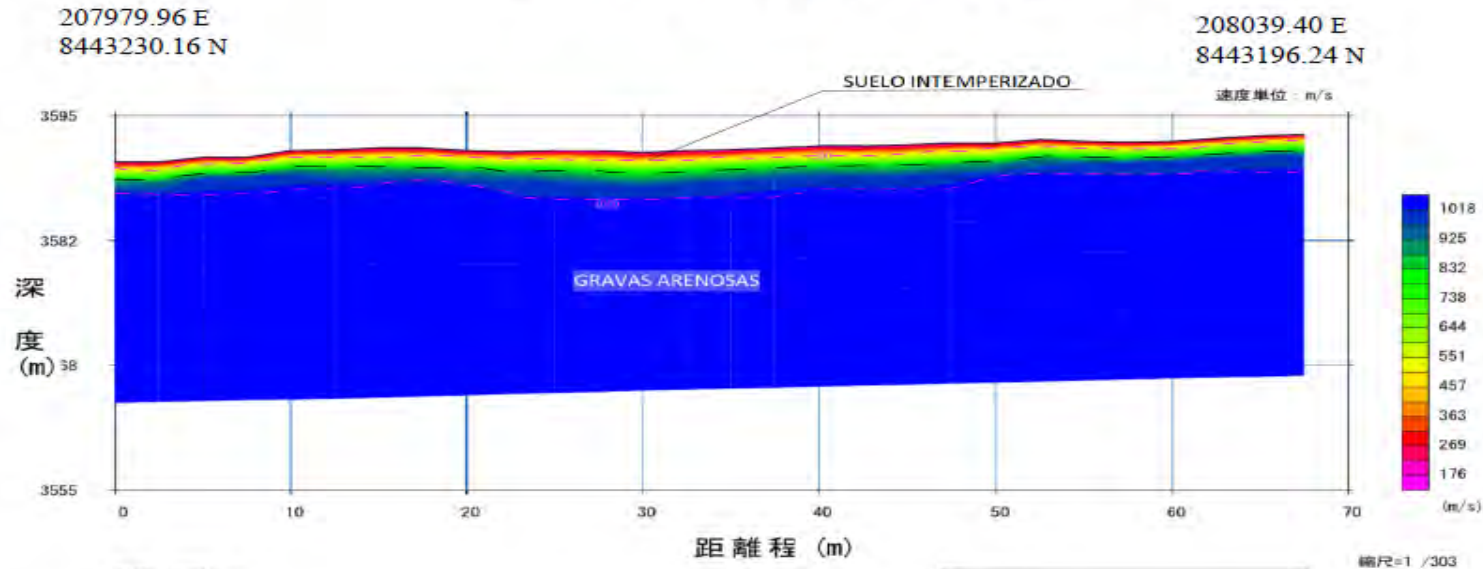
GEOINTEC J&H

REV. 1

FECHA ABRIL 2025

PERFIL SISMICO RS-01

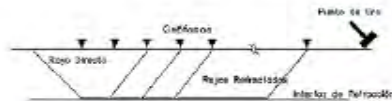
PERFIL DE REFRACCION SISMICA RS - 01



SANTA LUCIA vs

LEYENDA
CONTACTO LITOLOGICO
ZONIFICACION POR Vp


Dispositivo Sismico



HORIZONTE	Velocidad Vp (m/s)	Potencia aprox. (m)	Descripción
1	176 - 766	3.00 - 4.00	Suelo con arcillas limos y arenas
2	766 - 968	> 4.00	Gravas y Arenas más densas

	DISTRITO: POMACANCHI	PROYECTO: “ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”	PROCESADO POR: MIGUEL VILCARANI	CODIGO: RS - 01	
	PROVINCIA: ACOMAYO		ELABORADO POR: MIGUEL VILCARANI		
	DEPARTAMENTO: CUSCO	ESTUDIO: REFRACCION SISMICA	REVISADO POR:	FECHA: ABR25	ESCALA: 1/497
	SISTEMA DE COORDENADAS: WGS 1984 ZONA 19S	ESPECIALIDAD: GEOFISICA	APROBADO POR:		

Figura 4: Perfil Sismico RS-01, SANTA LUCIA - POMACANCHI.

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

2.2 ENSAYOS DE MEDICIÓN DE ONDAS DE SUPERFICIE EN ARREGLO MULTICANAL (MASW 1D)

El ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal es un método que consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea, fue desarrollado por investigadores de Kansas University. El principal requerimiento es el uso de geófonos de muy baja frecuencia (4,5 Hz) y un programa de modelamiento.

En este método, la interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión (velocidad de fase (c) vs la frecuencia (f)), Luego, el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) se calcula utilizando un proceso iterativo que requiere la inversión no lineal de los datos de la curva de dispersión.

El método MASW estima que, a partir de la curva de dispersión, el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) del terreno es construido mediante una simple transformación. Esta transformación estima que la longitud de onda (λ) se calcula a partir de la frecuencia (f) y la velocidad de fase (c) (Ecuación 1, a continuación, la profundidad (D) se define como $1/3$ de la longitud de onda, y la velocidad de onda de corte (V_s) a dicha profundidad es b veces la velocidad de fase medida c , donde b es un coeficiente que cambia ligeramente con la frecuencia y se basa en un semi-espacio homogéneo.

Se grafica el esquema Velocidad de Onda de Corte (m/s) vs Profundidad (m), (Hayashi K., 2008).

$\lambda = c/f$	Ecuación 1
$D = \lambda/3$	Ecuación 2
$V_S = b*c$ (b es 1.05 a 1.11)	Ecuación 3

Dónde:

λ = Longitud de onda

c = Velocidad de fase

f = Frecuencia

D = Profundidad

V_s = Velocidad de la onda S

Es importante remarcar que la forma de la curva de dispersión está fuertemente relacionada a la variación de la rigidez con la profundidad. Por lo tanto, el método MASW tiene la capacidad de identificar estratos más blandos entre estratos rígidos.

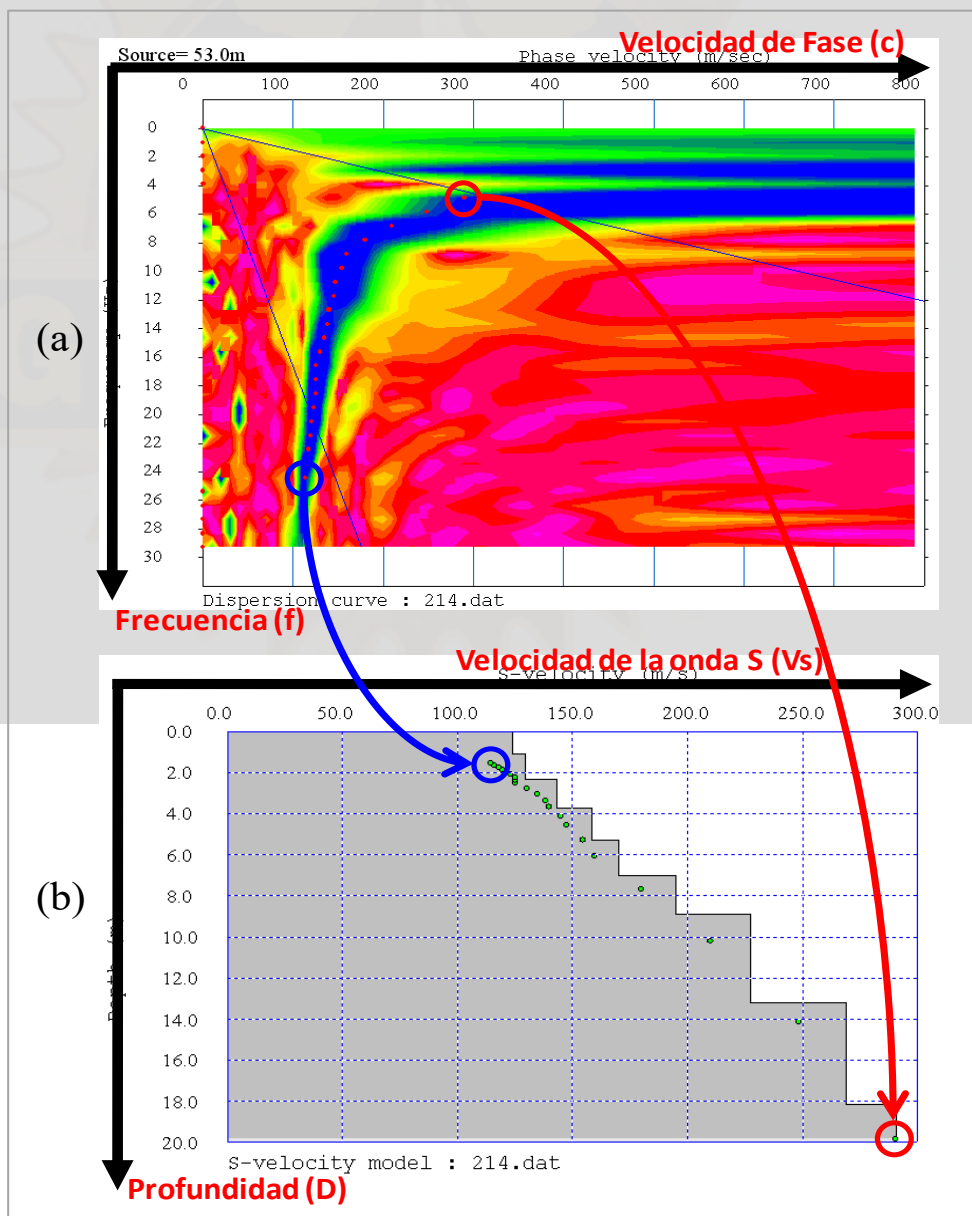



Figura 5: Curva de dispersión Fuente: Hayashi K., 2008

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Esta técnica se ha venido utilizando con bastante frecuencia en la exploración geotécnica para la cimentación de edificaciones, de puentes, cimentación de máquinas, cimentación de presas de tierra, presas de relaves y pads de lixiviación, obteniéndose buenas correlaciones con los perfiles estratigráficos del suelo en los casos donde se han realizado perforaciones diamantinas, así como con los resultados de los ensayos SPT, por lo que tiene una buena confiabilidad y constituye una alternativa muy económica para la evaluación de los parámetros elásticos del suelo de fundación.

Teniendo las velocidades de onda P y de onda S, se pueden estimar los módulos elásticos del suelo (Coeficiente de Poisson, Módulo de Young, Módulo volumétrico, Módulo de corte).

2.2.1 Método de ensayo

El ensayo es similar al de refracción sísmica, consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de corte (V_s) generadas por un golpe de impacto producidas por una comba. La diferencia principal radica que para este método se emplean geófonos de 4.5 Hz de frecuencia, además, los puntos de disparo se ubican a $0,2$ y $0,4 L$ a los extremos de la línea, tal y como se muestra en la siguiente figura:

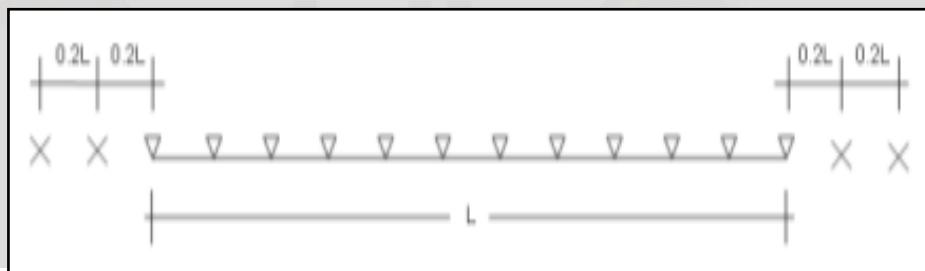



Figura 6: Representación simplificada de la técnica para un arreglo Dipolo-Dipolo. Fuente: Chávez et al., 2011.

2.2.2 Equipo Utilizado

El equipo utilizado para realizar el trabajo de Prospección Sísmica por el ensayo MASW es el mismo que el equipo utilizado para realizar el ensayo de refracción sísmica (sismógrafo ECHOS de 24 canales) con la diferencia que los geófonos empleados son de 4.5 Hz de frecuencia. El equipo tiene las siguientes características:

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025


CARACTERÍSTICAS	VALOR NOMINAL	
Nº de canales	24	
Resistencia de salida	> 600 Ω	
Rango de frecuencia	10 - 400 Hz	
Filtro de frecuencias	10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz.	
Ganancia	63 x (36 dB) 2%	
Tiempo de registro	64, 128, 256, 512, 1024	
Tiempo de retardo de registro	0-999 ms	
Tiempo de pre-arranque	90% duración general	
Tensión de alimentación	12 V	
Potencia de consumo	48 W	

Tabla 9: Características del equipo utilizado

2.2.3 Procesamiento, Interpretación y clasificación sísmica

El siguiente cuadro presenta el número de ensayos geofísicos para MASW 1D realizar:

LINEA SISMICA	X	Y	POSICIÓN
RS 01	207979.96	8443230.16	INICIO
	208039.40	8443196.24	FINAL


Tabla 10: Coordenadas de los ensayos.

a) Procesamiento

Para el procesamiento de los registros de campo, se realiza la inversión de velocidades de las ondas S mediante el análisis de la dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que éstas cuentan con un 98% de componente de onda S y menos del 2% de onda P. Las ondas de superficie pierden velocidad de fase de manera significativa mientras la frecuencia de las mismas aumenta.

Por esto, la dispersión de la onda de superficie (o Rayleigh) ocurre por lo general entre 5 Hz y 30 Hz.

Mediante un procesamiento minucioso se obtiene un gráfico de distancia versus tiempo que luego mediante las transformadas de Fourier se obtiene las curvas de

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

velocidad de fase versus frecuencia en donde se puede ver la tendencia de la onda de fase que define la velocidad de la onda S que nos permite obtener la curva de dispersión en el modo fundamental generada en el ensayo.

b) Interpretación

Los resultados de este ensayo nos permitirán obtener la variación de las velocidades de ondas de corte (V_s) hasta una profundidad de 30,00 m. aproximadamente. El procesamiento de la información de campo se realizó por medio del programa Seislmager/SW versión 1.4.

CLASIFICACIÓN SÍSMICA IBC - 2015

Se ha calculado la velocidad promedio de ondas de corte V_{s30} de acuerdo al International Building Code (IBC, 2015) con el propósito de caracterizar sísmicamente el tipo de suelo en función de los perfiles unidimensionales de ondas de corte y sus correspondientes velocidades promedio hasta los 30 m de profundidad (V_{s30}). De acuerdo al código IBC 2015, se clasifica los suelos en 5 clases, tal como se presenta en Tabla 11, esta clasificación ha sido definida en función a la velocidad de ondas de corte promedio de un estrato de 30 m de profundidad que se calcula de acuerdo a la siguiente relación:

$$\bar{v}_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}}$$


d_i : Espesor de cada capa entre 0.0 m y 30.0 m

v_{si} : Velocidad de ondas de corte de cada capa (m/s)

Tabla 11: Tipos de suelo, características

TIPO DE SUELO	DENOMINACIÓN DEL SUELO	VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE VS 30(M/S) *	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT (N)*
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$	N/A
B	Roca o suelo muy rígido	$760 < V_s < 1500$	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s < 760$	$N > 50$
D	Suelo rígido	$180 < V_s < 360$	$15 \leq N \leq 50$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	$N < 15$

- V_{s30} (m/s) *: Velocidad promedio de ondas de corte en los 30 m más superficies

	<p align="center">"ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI"</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

- N*: Numero de golpes

Los resultados muestran que el comportamiento elástico del suelo en el área de estudio del sondaje MASW, corresponde a suelo Tipo D (Suelo rígido), cuya velocidad promedio de onda de corte Vs30 es de 296 m/s

Sondaje	VS30 (m/s)	Tipo de suelo	Nombre del Tipo de suelo
			(IBC)
MASW-01	296	D	Suelo Rígido

CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO SEGÚN NORMA TÉCNICA E 030 2019

En el caso del diseño sísmico estructural, de acuerdo con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente (SENCICO, 2019), se considera que los suelos de la zona de estudio se clasifican en el tipo de suelo S₁.



Figura 7: Mapa del Perú con las zonas Sísmicas.

Tabla 12: Periodos

PERIODOS “ T_P Y T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla 13: Factor del suelo

FACTOR DE SUELO “S”				
ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Para el caso del suelo tipo S_1 le corresponde un periodo predominante $T_P(s)=0.6s$ y un $T_L(s)=2.0s$. Como el proyecto se encuentra ubicada en el Distrito de Pomacanchi, Provincia de Acomayo, Departamento de Cusco, que pertenece a la Zona Sísmica 2, le corresponde un factor de Zona $Z_2=0.25$ y un factor de amplificación sísmica $S=1.20$.

En la tabla 14 se puede observar la clasificación de tipos de suelos de acuerdo con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente (SENCICO, 2019).

Tipo de Suelo	Vs 30(m/s) *	Denominación
S0	Vs > 1500	Roca dura
S1	500 < Vs < 1500	Suelo muy rígido
S2	180 < Vs < 500	Suelo intermedio
S3	Vs < 180	Suelo blando

Tabla 14: Clasificación del Sitio (Fuente Norma E.030, 2019)

De acuerdo con la Norma E-030, los resultados muestran que el comportamiento elástico del suelo en el área de estudio de los sondajes MASW, corresponde a suelo **S₁** (Suelo muy rígido), cuya velocidad promedio de onda de corte Vs30 es de 296 m/s

Sondaje	V_{s30}	Tipo de suelo (E.030, 2019)	Nombre del Tipo de suelo
			(E.030, 2019)
MASW-01	296	S2	Suelo Rígido

Tabla 15: Velocidades promedio de ondas de corte a 30 m de profundidad (30)

CLASIFICACIÓN SÍSMICA NTP E-030 – 2018

Actualmente, las categorías del suelo usados en códigos de edificaciones para diseño sísmico son generalmente basados en, o al menos correlacionado con la velocidad de las ondas que se propagan por las capas superficiales.

De acuerdo a la norma técnica peruana de diseño sismo resistente (E-030 - 2018), los suelos se clasifican en cuatro grupos diferentes que están en función del promedio de velocidades de onda de corte, correspondientes a cada capa existente en una potencia de 30 m más superficiales. El concepto de Vs30 está basado en la idea de que la amplificación del terreno y los efectos de sitio ocurren principalmente en los primeros 30 metros de profundidad.


	<p align="center">"ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI"</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Tabla 16: Clasificación Sismico NTP E-030-2018

Tipo de suelo	Vs 30 (m/s)	Denominación
S0	Vs > 1500	Roca dura
S1	500 < Vs < 1500	Suelo muy rígido
S2	180 < Vs < 500	Suelo intermedio
S3	Vs < 180	Suelo blando

De acuerdo a la norma E-030 (2018), las características del terreno definen en un solo tipo de suelo.

PARÁMETROS DE DISEÑO EN BASE A ENSAYOS GEOFÍSICOS

Los métodos geofísicos aplicados a la geotecnia en especial los métodos sísmicos son útiles en varios factores una de ellas son los diferentes parámetros que pueden ser calculados a partir de la correlación entre las velocidades de ondas de compresión (Vp) y de ondas de corte (Vs) obtenidos de los estudios de refracción sísmica y de MASW respectivamente para el uso que sea necesario en el análisis de ingeniería.


a) Parámetros de deformación

Las técnicas sísmicas permiten obtener la velocidad de propagación de las ondas sísmicas P (primarias) y de las ondas sísmicas S (secundarias). Con estos valores de velocidad de propagación de las ondas P y S (VP y VS) a través del terreno y los pesos volumétricos obtenidos se determina la relación de Poisson (ν), el Módulo de Elasticidad Dinámico (Ed), el Módulo de Corte Dinámico (Gd) de los suelos o macizos rocosos.

Coefficiente de Poisson:
$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

Módulo de Corte:
$$G_d = \gamma \cdot V_s^2$$

Módulo de Young:
$$E_d = 2 \cdot G_d (1 + \mu)$$

	“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

Módulo Volumétrico:
$$K_d = \frac{E_d}{3 \cdot (1 - 2\mu)}$$

Tabla 17: Valores representativos de la relación de Poisson

TIPO DE MATERIAL	RELACIÓN DE POISSON
Arcilla	0.40-0.5
Arcilla Blanda	0.15-0.25
Arcilla Media	0.2-0.5
Arena	0.30-0.40
Arena Densa	0.3-0.45
Arena Limosa	0.2-0.4
Arena Media	0.25-0.4
Arena Seca	0.3-0.35
Arena Suelta	0.2-0.4
Materiales en la Superficie con Saturación de Aire o Arenas de Cuarzo Puro	0.1
Roca	0.15-0.25
Rocas muy Blandas	0.45
Rocas muy Duras	0-0.05
Sedimentos no Consolidados y no Saturados	0.31
Suelo; Anisotrópicos	-1.0-0.5
Suelos Superficiales con Presencia de Humus	<0.5

Fuente: Pickering (1970), Salem (2000)

Utilizando las formulaciones planteadas líneas arriba y los resultados de las velocidades de ondas primarias V_p y ondas de corte V_s obtenidos de los ensayos geofísicos (sísmicas de refracción y MASW) se obtiene los módulos elásticos de los estratos, el cual se presenta un resumen en el siguiente cuadro:

Línea Sísmica y MASW	Velocidades		Densidad (T/m ³)	Poisson ν	Modulo de Corte dinámico	Modulo Elástico dinámico	Modulo volumétrico
	V_p (m/s)	V_s (m/s)			Gd (kg/cm ²)	Ed (kg/cm ²)	Kd (kg/cm ²)
RS-01	766	222	1.80	0.45	914.8	2660.	9688.5
y MASW-1	968	502	1.90	0.32	4843.2	12745.4	11533.1

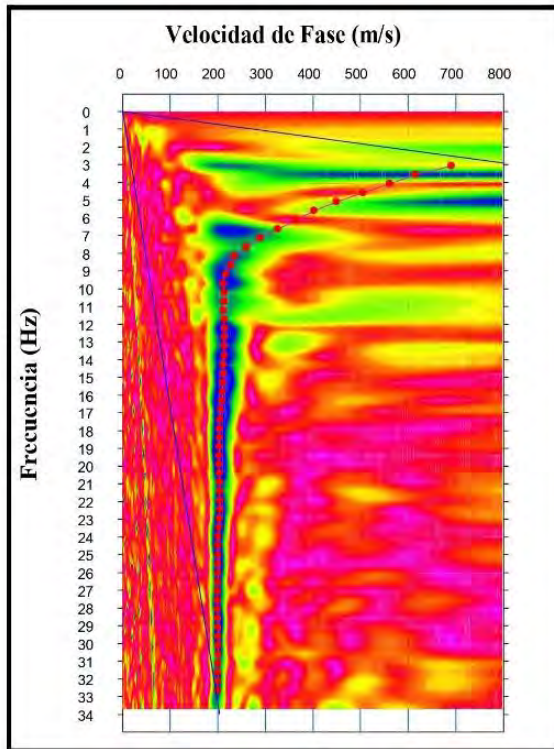


**“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW
ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”**

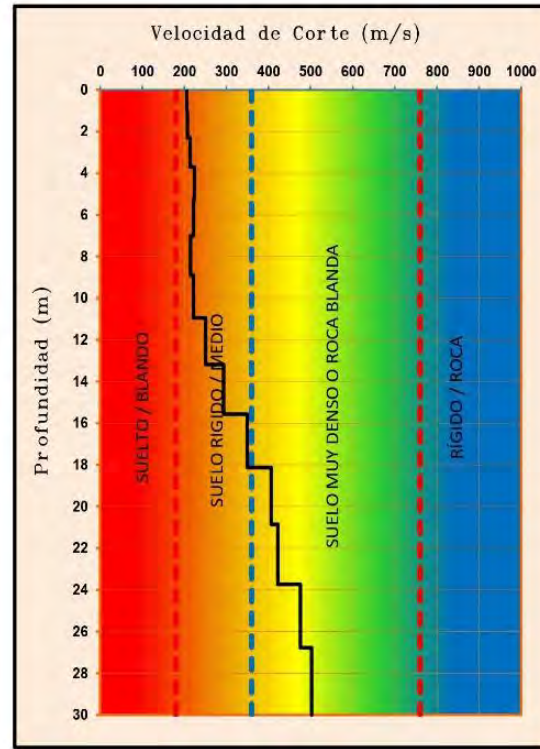
GEOINTEC J&H

REV.	1
FECHA	ABRIL 2025

Curva de Dispersión



Perfil Unidimensional




Cuadro Resumen

D(m)	Vs(m/s)	D/Vs
1.07	205.81	0.00521
2.31	207.59	0.00596
3.71	213.86	0.00655
5.27	223.94	0.00699
7.01	221.77	0.00780
8.90	215.01	0.00882
10.96	222.10	0.00928
13.19	250.76	0.00887
15.58	293.02	0.00816
18.13	349.81	0.00730
20.85	406.79	0.00669
23.74	421.48	0.00684
26.79	475.50	0.00641
30.00	502.39	0.00640
Σ		0.10128

Vs 30 (m/s)	296
Tipo de Suelo	D

Periodo fundamental (Ts)	0.41	S2
Suelo intermedio		

Figura 8: Análisis de ondas superficiales en arreglo multicanal – MASW 01, Línea 01

	<p align="center">"ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI"</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A. Para Refracción Sísmica

- Se ha realizado la evaluación geofísica consistente en la medición de la velocidad de propagación de las ondas P por medio de los ensayos de Refracción Sísmica para determinar el perfil sísmico estratigráfico del terreno.

Línea sísmica	N.º Capa	Espesor (m) Aprox	V _p (m/s)	Descripción
RS-01	Capa 01	3.0 – 4.0	176 - 766	Suelo con arcillas limos y arenas
	Capa 02	4.0 - ¿?	766 - 968	Gravas y Arenas más densas

B. Para MASW 1D


- Se caracterizó el suelo en función al Vs30 de los ensayos MASW 1D, lo cual se menciona a continuación:

Ubicación	Ensayo	Periodo Fundamental T ₀ (s)	Vs 30 (m/s)	IBC	Tipo de Suelo según IBC
SANTA LUCIA - POMACANCHI	MASW 1D-01	0.45	296	D	Suelo Rígido

- De acuerdo a la norma E-030 (2018), respecto a las características del terreno se definió el tipo de suelo:

La clasificación del suelo es de tipo S2 y los parámetros sísmicos del suelo son los siguientes:


- Factor de zona $Z = 0.25$ g
- Perfil del suelo tipo S2
- Período predominante $T_p = 0,6$ s
- Factor de amplificación del suelo $S = 1.20$

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW 1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	1
		FECHA	ABRIL 2025

- Con los resultados de las velocidades V_s , se determinó los módulos dinámicos detallados de la siguiente manera:

Línea Sísmica y MASW	Velocidades		Densidad (T/m ³)	Poisson ν	Modulo de Corte dinámico	Modulo Elástico dinámico	Modulo volumétrico
	Vp (m/s)	Vs (m/s)			Gd (kg/cm ²)	Ed (kg/cm ²)	Kd (kg/cm ²)
RS-01	766	222	1.80	0.45	914.8	2660.	9688.5
y MASW-1	968	502	1.90	0.32	4843.2	12745.4	11533.1

- La interpretación geológica de la sección RS-01 corresponde a depósitos cuaternarios en la capa superior compuesto por depósitos aluviales, esta capa sobreyace a otra compuesta posiblemente por material volcánico y brechas, correspondientes al grupo puno.

	<p align="center">“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”</p>	GEOINTEC J&H	
		REV.	<i>1</i>
		FECHA	<i>ABRIL 2025</i>

4. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

- Delleur, Jacques W. (2007), The handbook of Groundwater Engineering Second Edition, Edit. CRC Press USA.
- Fetter, C.W. (2001). Applied Hydrogeology, fourth Edition, Prentice Hall, USA.
- Freeze Allan and Cherry John A. (1979). Groundwater, Edit. Prentice Hall, Inc. USA
- Fonseca S. Autoridad Nacional del Agua. Elaboración de isoyetas – ámbito administrativo y unidades hidrográficas.
- Ghislain de Marsily (1986). “Quantitative Hydrogeology, Groundwater Hydrology for Engineers” Edit. Academic Press, Inc. California – USA.
- J.L Astier (1975). Geofísica aplicada a la hidrogeología, Editorial Omega, España.
- Kirsch, Reinhard (2009), Groundwater Geophysics – A Tool for Hydrogeology, Second Edition, Edit. Springer, Berlin Germany.
- Orellana, Ernesto. (1972), Prospección Geoeléctrica en Corriente Continua; Paraninfo; Madrid; pp. 60-109.
- R. Kirsch, and K. Ernstson, “Goelectrical Methods,” In: R. Kirsch, Ed., Groundwater Geophysics, a Tool for Hydrogeology, Germany, 2006, pp. 85-116.
- Telford, W.M., Geldart, L.P. and Keys, D.A. (1976) Applied Geophysics. Cambridge University Press, Cambridge, 860 p.
- Universidad Estatal de Moscú (2000). IPI2Win – Guía del Usuario. Moscú.
- Villanueva, M. Iglesias, A. (1984). Pozos y Acuíferos. Técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo. IGME, 21 p. Madrid, España.
http://www.igme.es/biblioteca/Libros_agotados/pozos_acuiferos_2.pdf



5. ANEXO

ANEXO A

PANEL FOTOGRAFICO

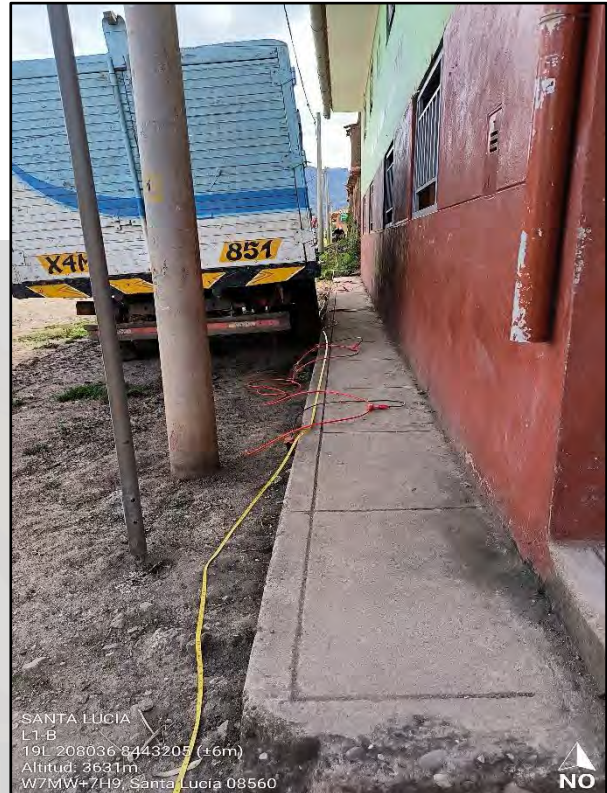


**“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW
1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”**

GEOINTEC J&H

REV.	1
FECHA	ABRIL 2025

REFRACCION SISMICA 01 – SANTA LUCIA - POMACANCHI





*“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW
1D EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”*

GEOINTEC J&H

REV. 1

FECHA ABRIL

2025

ANEXO B

MAPAS



REV.	<i>1</i>
FECHA	<i>ABRIL 2025</i>

ANEXO C

PARÁMETROS

DINÁMICOS



**“ESTUDIO GEOFISICO POR EL METODO DE REFRACCION SISMICA Y MASW
ID EN LA LOCALIDAD DE SANTA LUCIA - POMACANCHI”**

GEOINTEC J&H

REV.	<i>1</i>
FECHA	<i>ABRIL 2025</i>

Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Densidad (Tn/m³)	Relación de poisson μ	Módulo de Corte Gd (Kg/cm²)	Módulo de Young Ed (Kg/cm²)	Módulo Volumétrico Kd (Kg/cm²)	Módulo de Corte Ge (Kg/cm²)	Módulo de Young Ee (Kg/cm²)	Módulo Volumétrico Ke (Kg/cm²)
1.07	636	206	1.8	0.44	778.2	2243.5	6382.4	51.9	149.6	425.5
2.31	636	208	1.8	0.44	796.1	2293.3	6399.7	53.1	152.9	426.6
3.71	636	214	1.8	0.44	845.7	2429.1	6340.3	56.4	161.9	422.7
5.27	640	224	1.8	0.43	934.7	2673.5	6381.3	62.3	178.2	425.4
7.01	766	222	1.8	0.45	914.8	2660.7	9688.5	61.0	177.4	645.9
8.90	904	215	1.8	0.47	863.7	2539.4	14109.2	57.6	169.3	940.6
10.96	965	222	1.8	0.47	926.6	2728.0	16262.1	61.8	181.9	1084.1
13.19	968	251	1.9	0.46	1188.0	3478.5	16129.1	79.2	231.9	1075.3
15.58	968	293	1.9	0.45	1626.3	4715.0	15590.3	108.4	314.3	1039.4
18.13	968	350	1.9	0.42	2324.4	6624.3	14710.2	155.0	441.6	980.7
20.85	968	407	1.9	0.39	3157.3	8795.3	13679.0	263.1	732.9	1139.9
23.74	968	421	1.9	0.38	3392.0	9383.0	13379.3	282.7	781.9	1114.9
26.79	968	476	1.9	0.34	4330.1	11614.2	12182.0	360.8	967.8	1015.2
30	968	502	1.9	0.32	4843.2	12745.4	11533.1	403.6	1062.1	961.1



ANEXO B

Panel Fotográfico

Fotografía 1 Muestra de adobe extraída del Templo de Santa Lucía de Pomacanchi.



Fotografía 2 Pulverización de la muestra de adobe.



Fotografía 3 Lavado de la muestra para granulometría mecánica.



Fotografía 4 Tamizado mecánico para la obtención de la curva granulométrica.



Fotografía 5 Material retenido en las mallas de la muestra de adobe.



Fotografía 6 Muestra de mortero extraído del Templo de Santa Lucía de Pomacanchi.



Fotografía 7 Material retenido en la malla de la muestra de mortero.



Fotografía 8 Prueba de Hidrómetro del adobe, mortero y suelo.



Fotografía 9 Material de adobe y mortero preparado para la obtención del límite líquido y plástico



Fotografía 10 Prueba de Cuchara de Casa Grande.



Fotografía 11 Preparación del material para la obtención del límite plástico.



Fotografía 12 Calicata de prospección para extracción de muestras.



Fotografía 13 Preparación de muestra para el ensayo de corte directo.



Fotografía 14 Ensayo de corte directo.



Fotografía 15 Reconstrucción de adobes para el ensayo de pilas y muretes.



Fotografía 16 Construcción y medidas de pilas de adobe para la obtención de resistencia a compresión de la mampostería.



Fotografía 17 Construcción de muretes de adobe para obtención de resistencia a corte.



Fotografía 18 Rotura de muretes de mampostería de adobe.



Fotografía 19 Rotura de muretes de adobe.



Fotografía 20 Rotura de pilas de adobe.



Fotografía 21 Rotura de pilas de adobe.



Fotografía 22 Rotura de bloques de adobe para obtención de la resistencia a compresión del bloque de adobe original.



Fotografía 23 Preparación para el ensayo de MASW 1 D



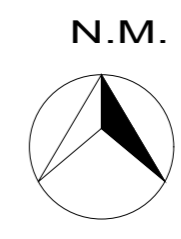
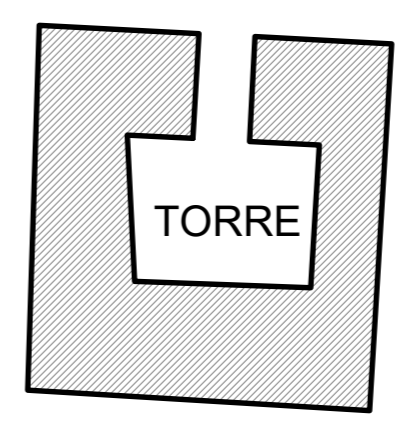
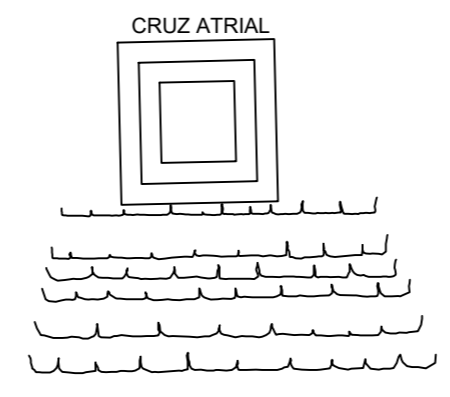
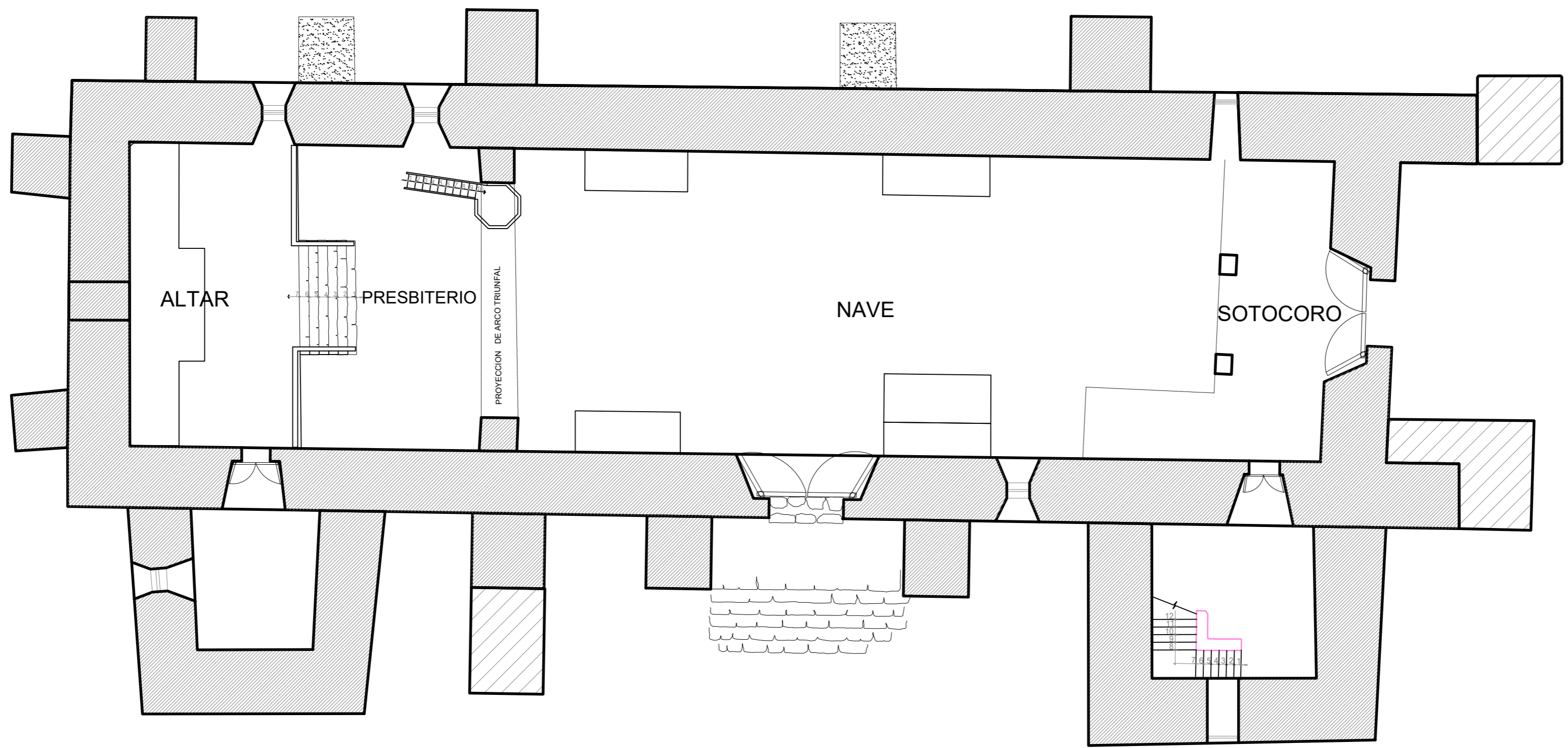
Fotografía 24 Ensayo MASW 1D en Templo Santa Lucía de Pomacanchi



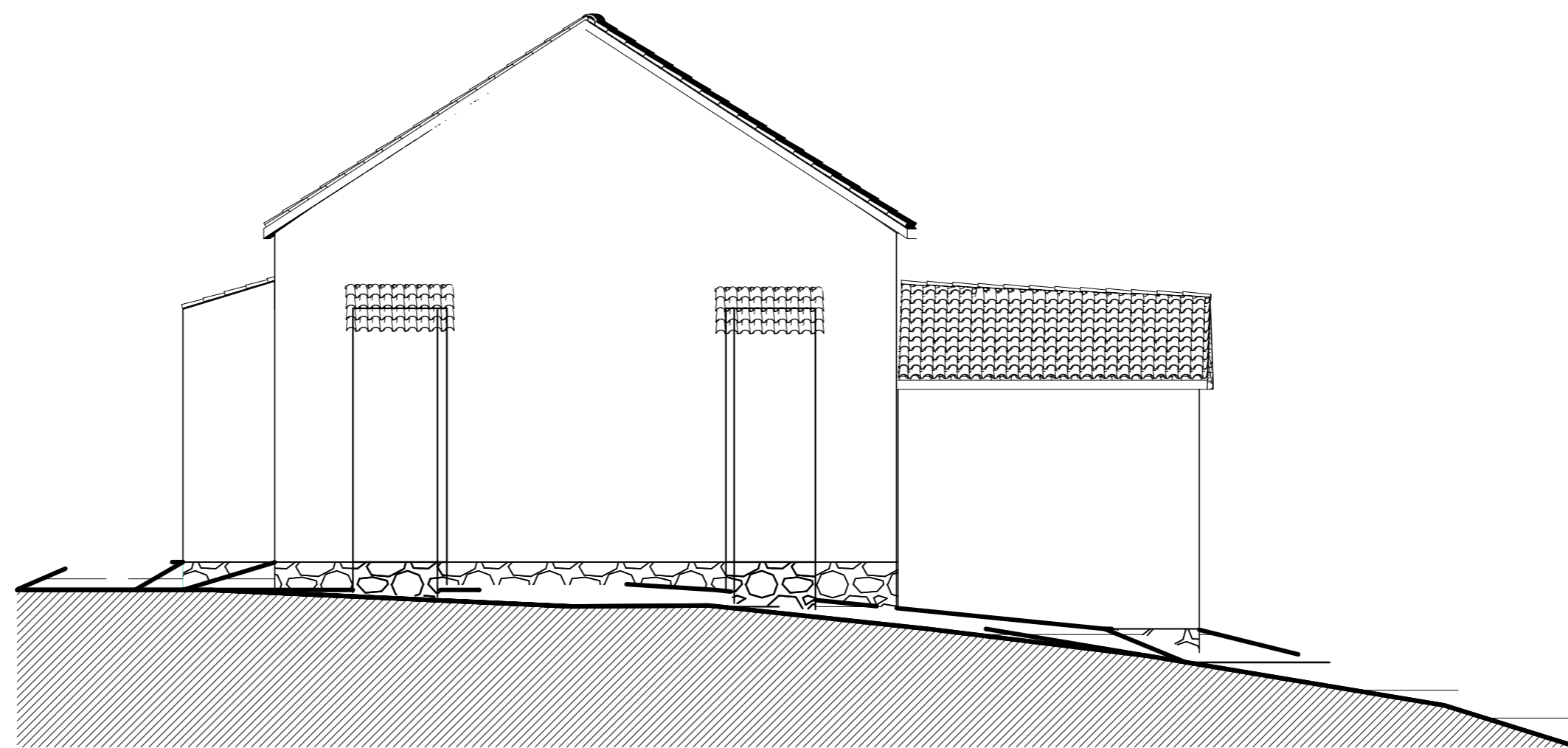
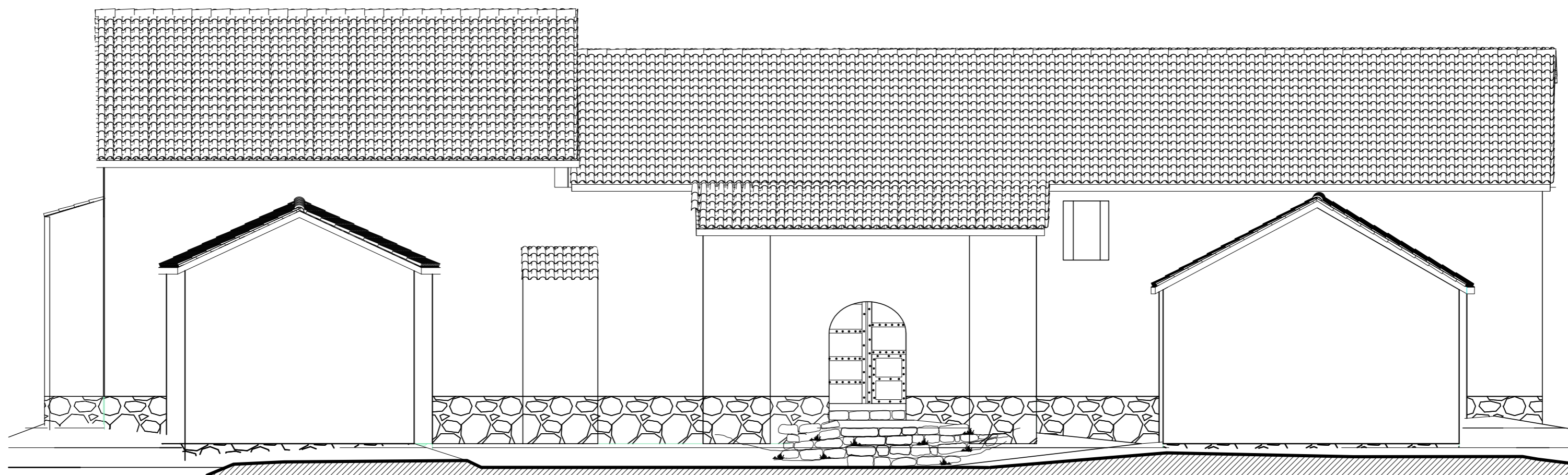


ANEXO C

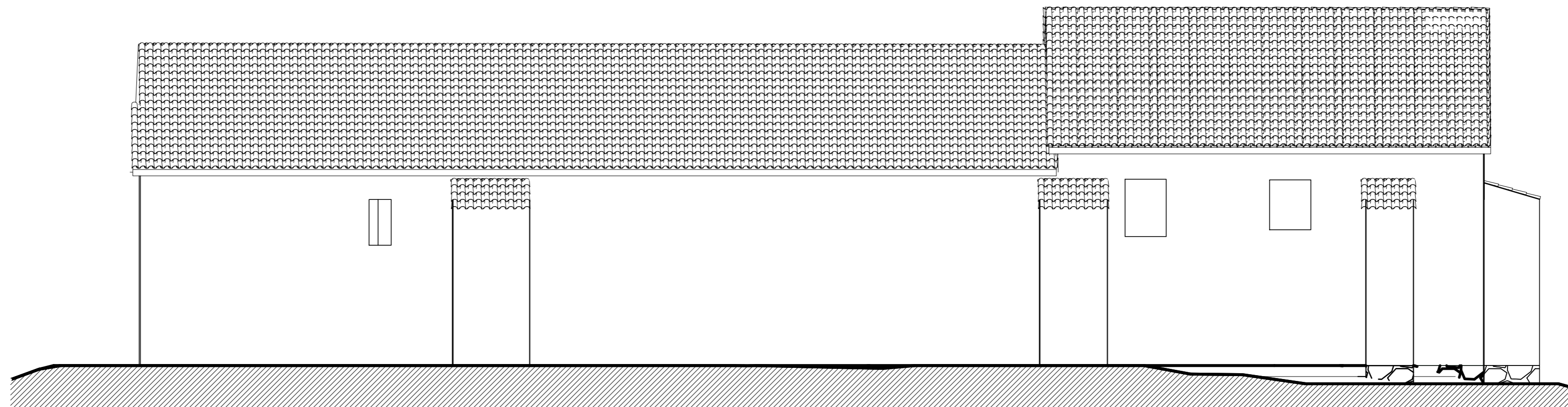
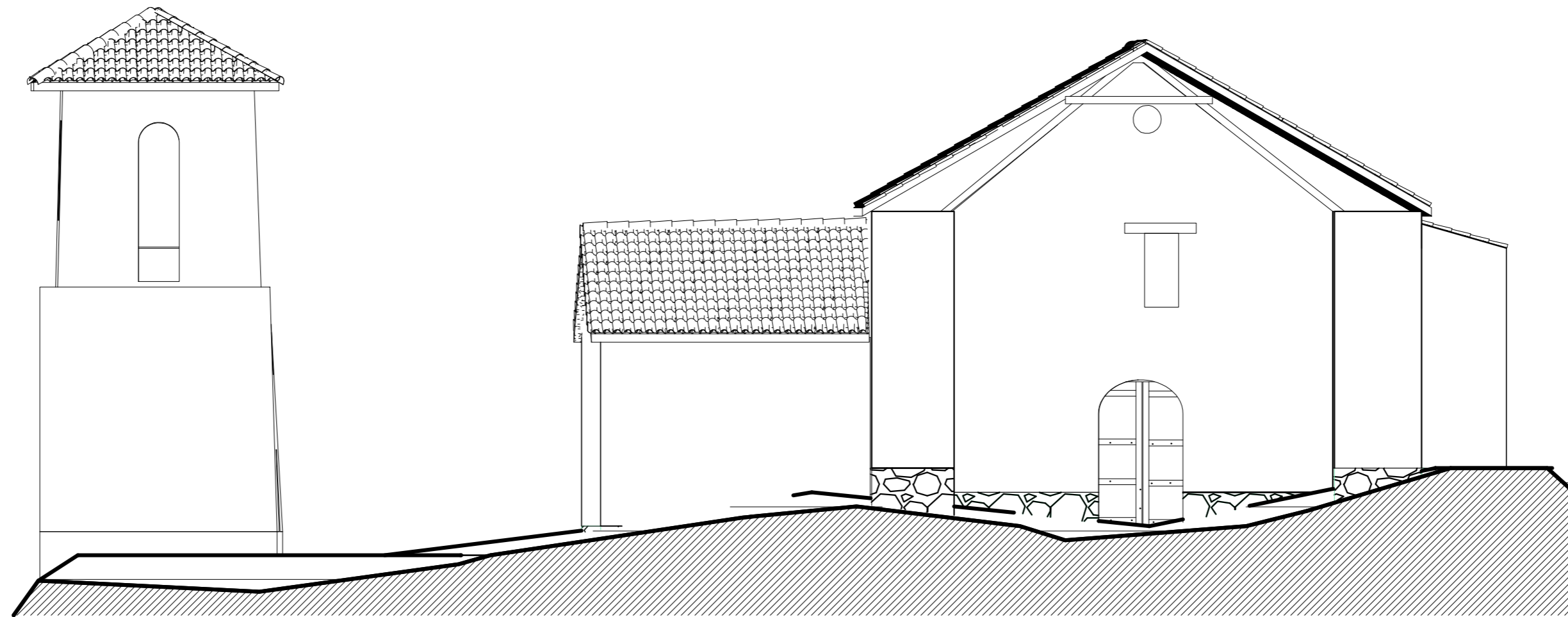
Planos Arquitectónicos y Estructurales



DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO		
PLANO	ARQUITECTURA-PLANTA	PLANO Nº
UBICACION	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA	ESCALA
DISTRITO	POMACANCHI	1/100
PROVINCIA	ACOMAYO	
DEPARTAMENTO	CUSCO	AR-01

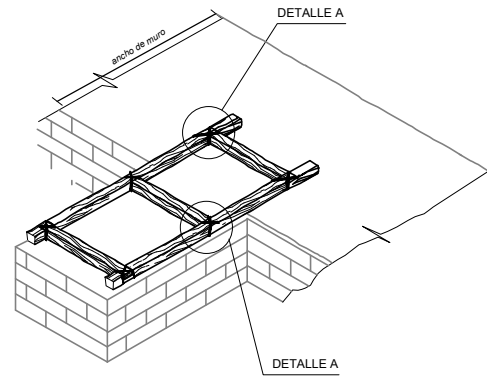


DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO		
PLANO: ARQUITECTURA - ELEVACION	ESCALA: 1/100	PLANO N°: AR-02
UBICACION: CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA Distrito: POMACANCHI Provincia: ACOMAYO Departamento: CUSCO		

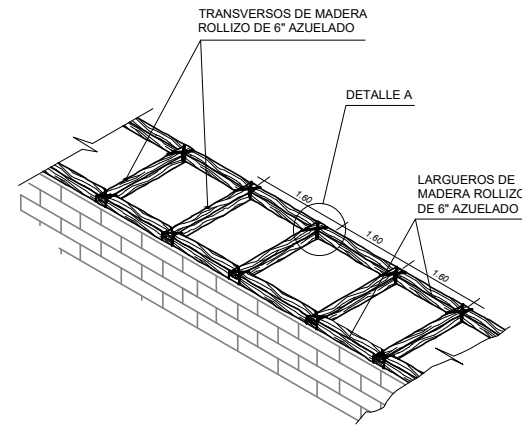


DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO		
PLANO: ARQUITECTURA - ELEVACION	ESCALA: 1/100	PLANO Nº: AR-03
UBICACION: CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA Distrito: POMACANCHI Provincia: ACOMAYO Departamento: CUSCO		

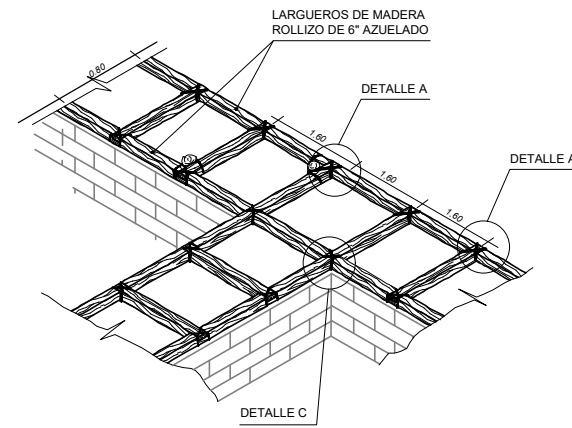
DETALLES DE REFUERZO DE MADERA



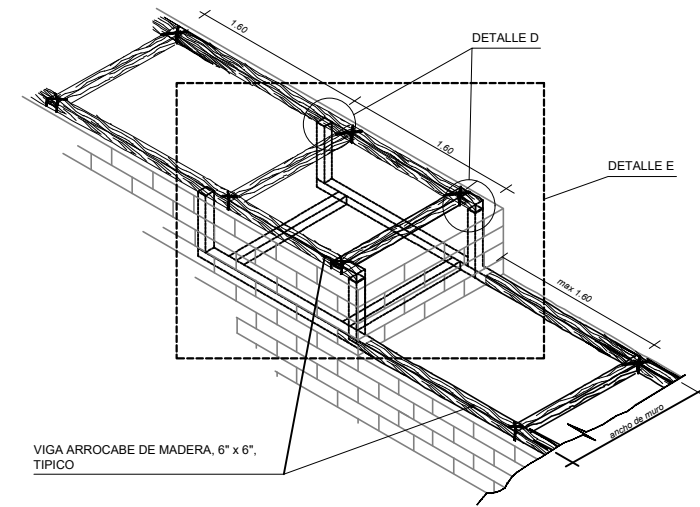
① LLAVE CONTRAFUERTE - MURO
MADERA ROLLIZA 6" x 6"



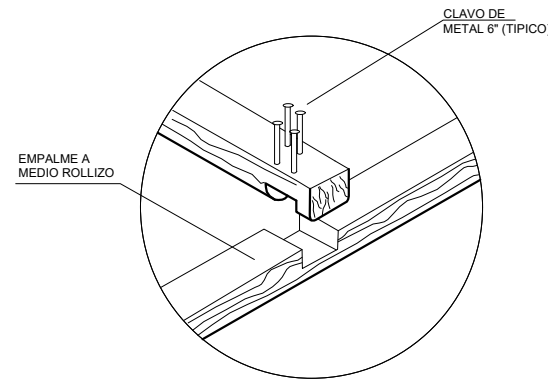
② ESCALERA DE MADERA ROLLIZA 6" x 6"



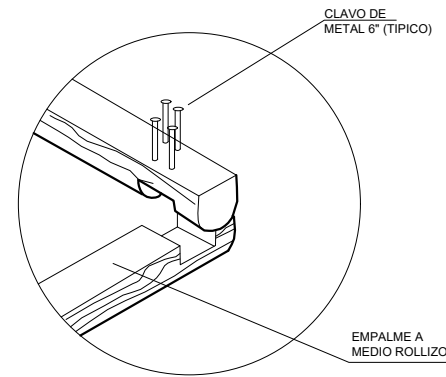
③ CONEXIÓN TIPO "T"
MADERA ROLLIZA 6" x 6"



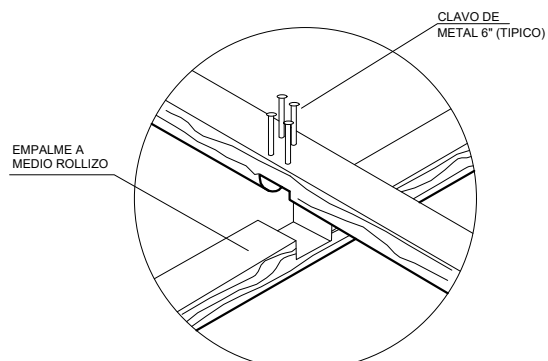
④ CONEXIÓN ENTRE VIGAS ARROCABES



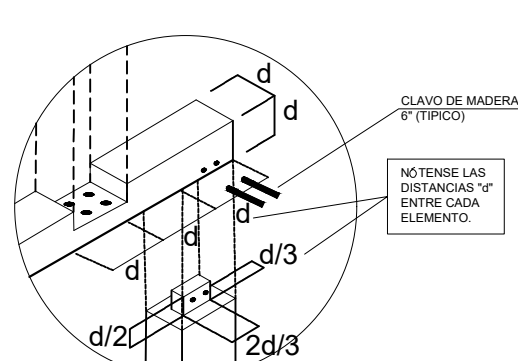
⑤ DETALLE A
EMPALME A MEDIA MADERA



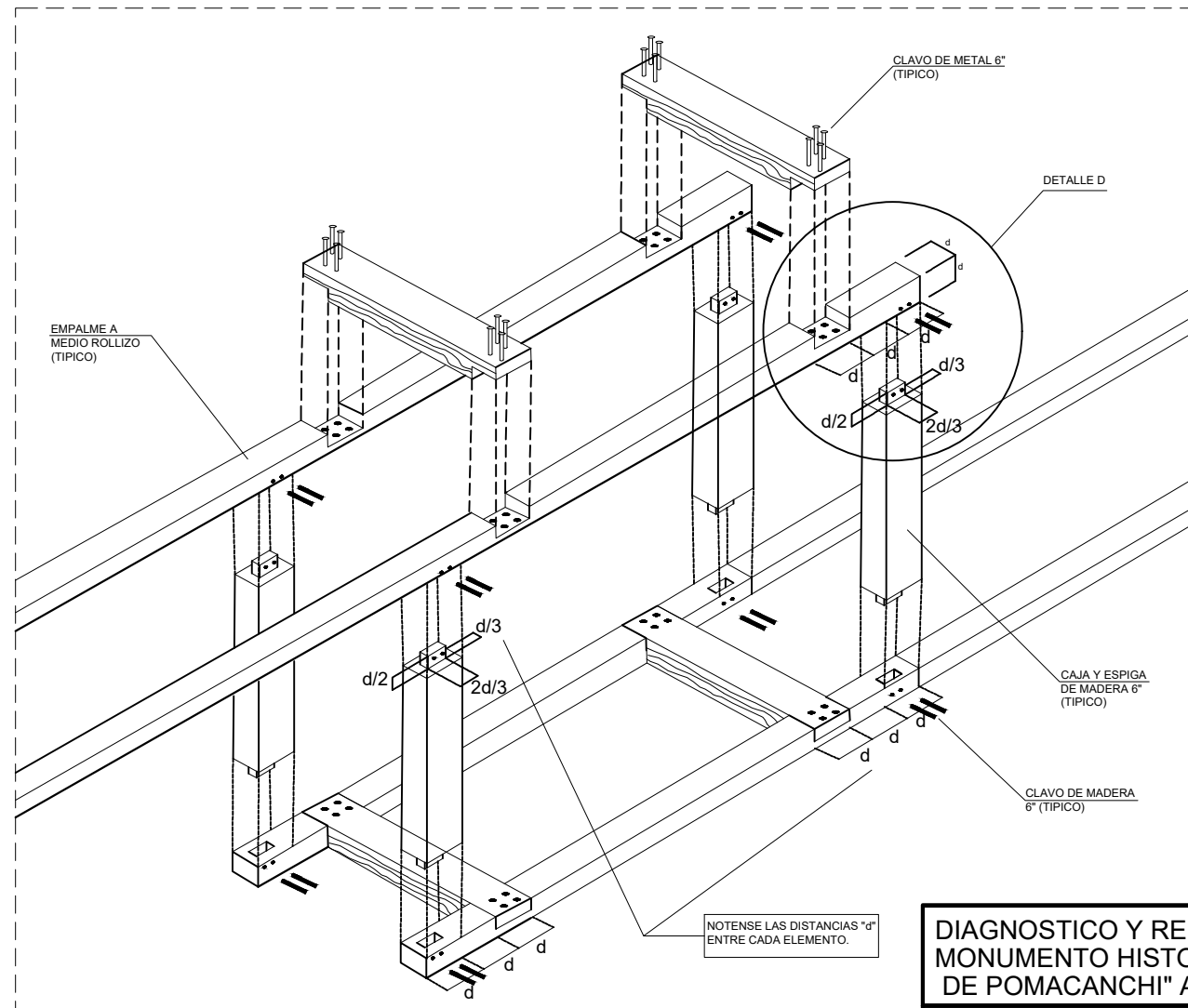
⑥ DETALLE B
EMPALME A MEDIA MADERA



⑦ DETALLE C
EMPALME A MEDIA MADERA



⑧ DETALLE D
EMPALME A MEDIA MADERA Y
CAJA Y ESPIGA DE MADERA

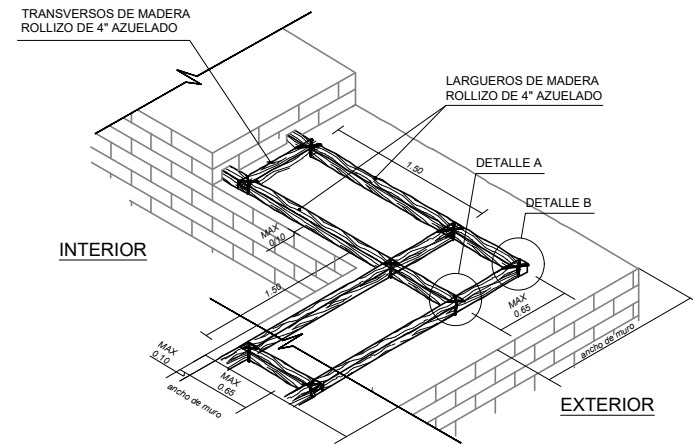


⑨ DETALLE E
EMPALME A MEDIA MADERA Y CAJA Y ESPIGA DE MADERA

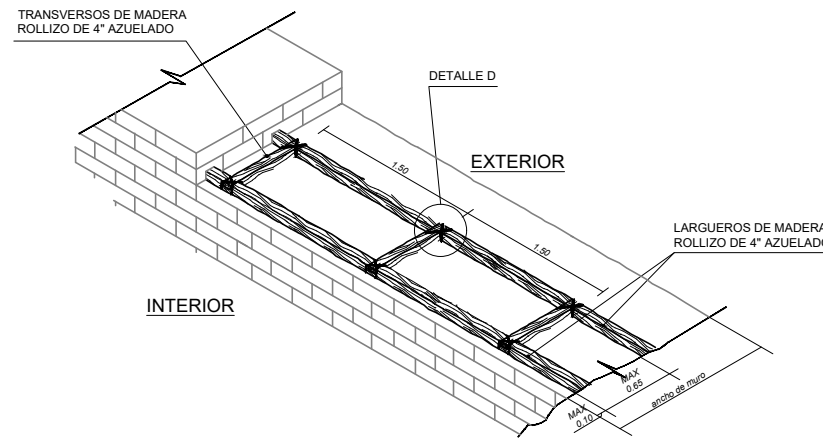
DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURA
MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA
DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO

PLANO DETALLE DE VIGA COLLAR	PLANO Nº
UBICACION CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA Distrito: POMACANCHI Provincia: ACOMAYO Departamento: CUSCO	ESCALA 1/75
	D-01

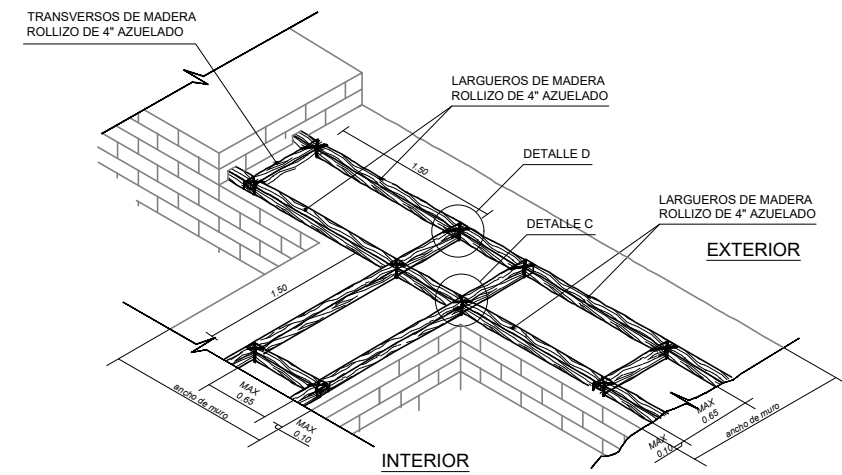
DETALLES DE REFUERZO CON LLAVES DE MADERA



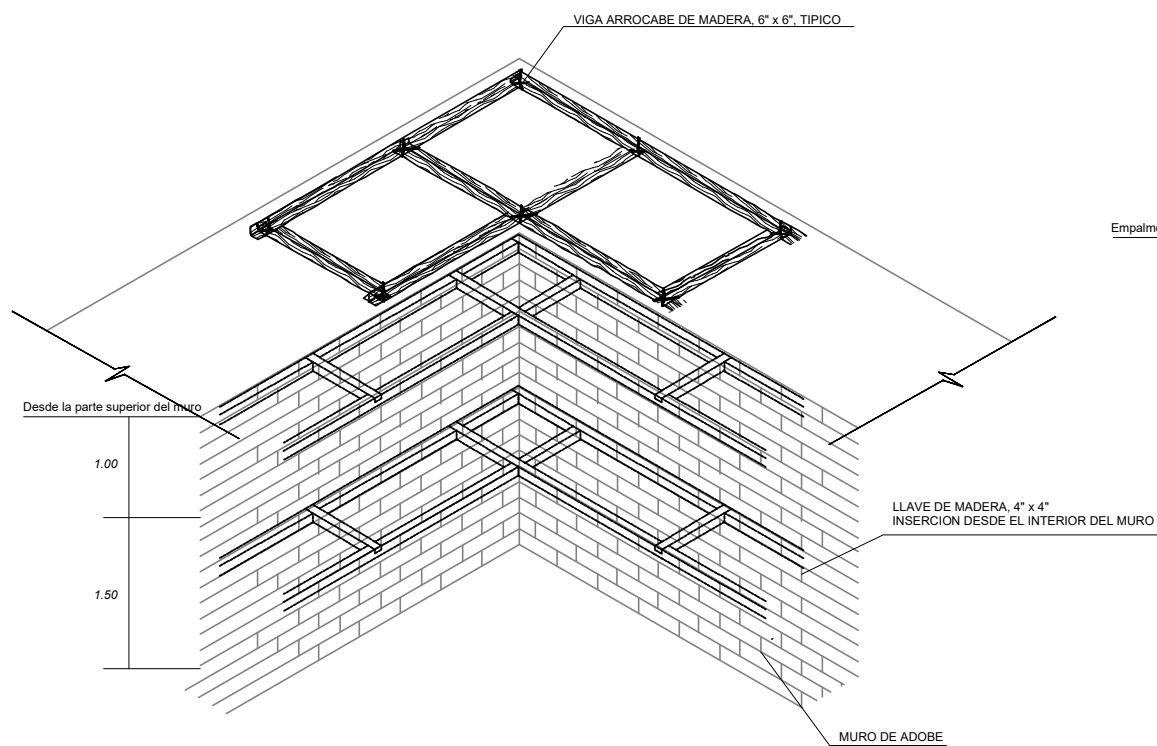
1 CONEXIÓN TIPO "L", MADERA ROLLIZA 4" x 4"



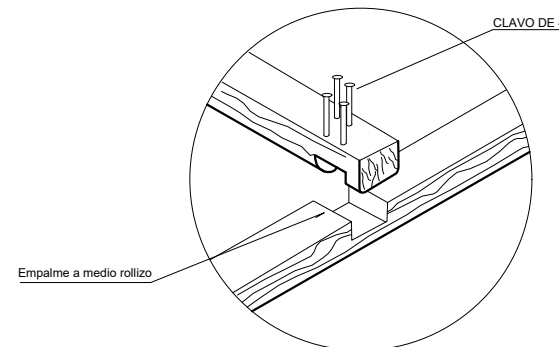
2 ESCALERA DE MADERA ROLLIZA 4" x 4"



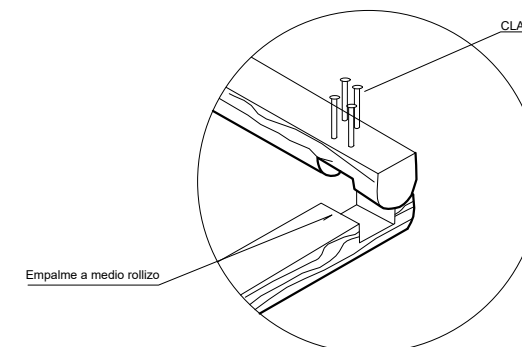
3 CONEXIÓN TIPO "T" MADERA ROLLIZA 4" x 4"



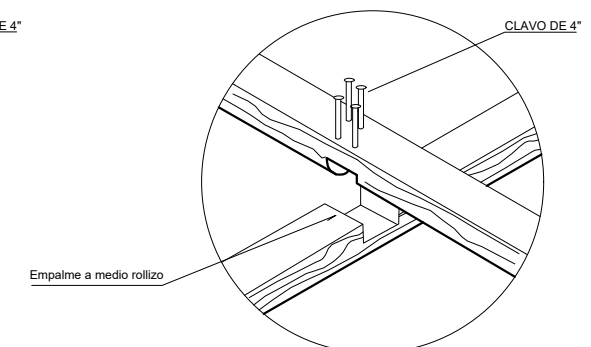
4 POSICIÓN DE LAS LAAVES DE MADERA



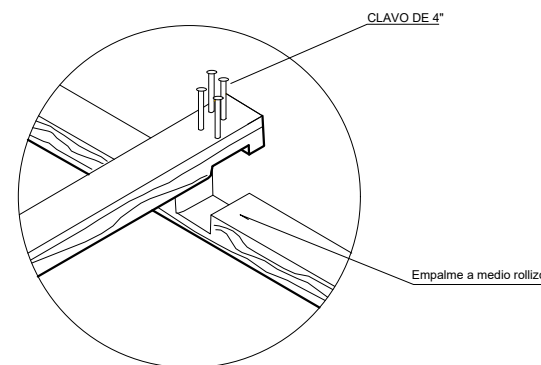
5 DETALLE A EMPALME A MEDIA MADERA



6 DETALLE B EMPALME A MEDIA MADERA



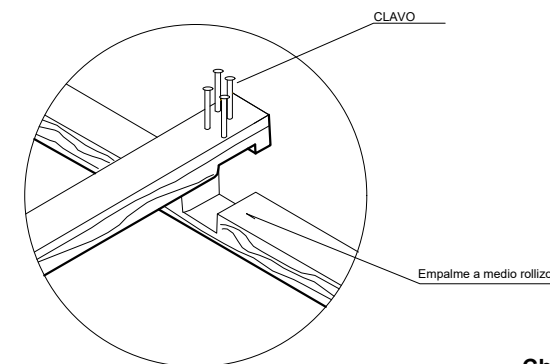
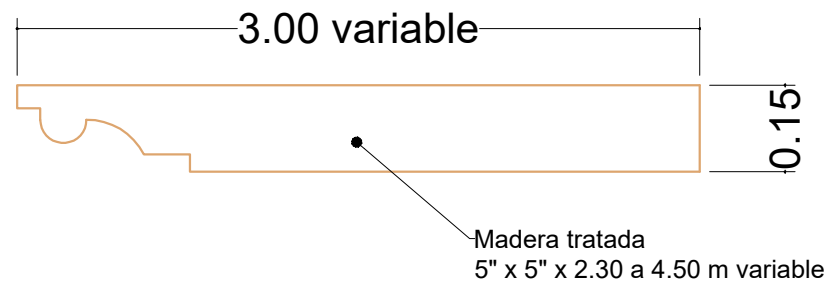
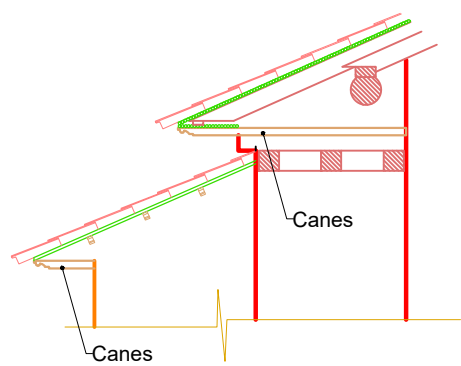
7 DETALLE C EMPALME A MEDIA MADERA



8 DETALLE D EMPALME A MEDIA MADERA

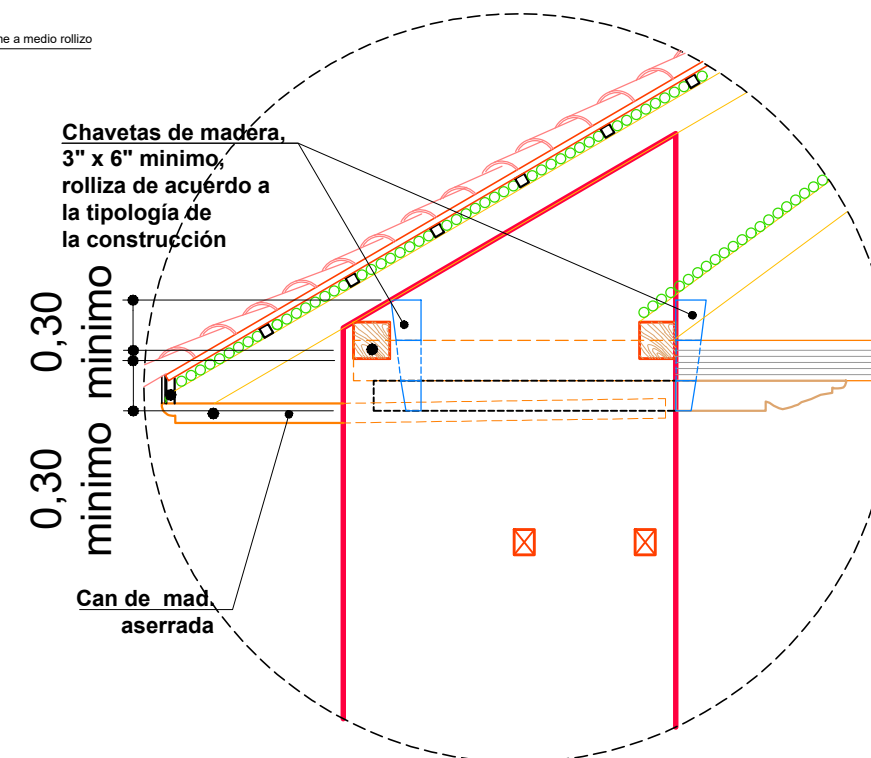
DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURA
MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA
DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO

PLANO DETALLE DE LLAVES DE MADERA	PLANO Nº
UBICACION CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA Distrito: POMACANCHI Provincia: ACOMAYO Departamento: CUSCO	ESCALA 1/75
	D-02

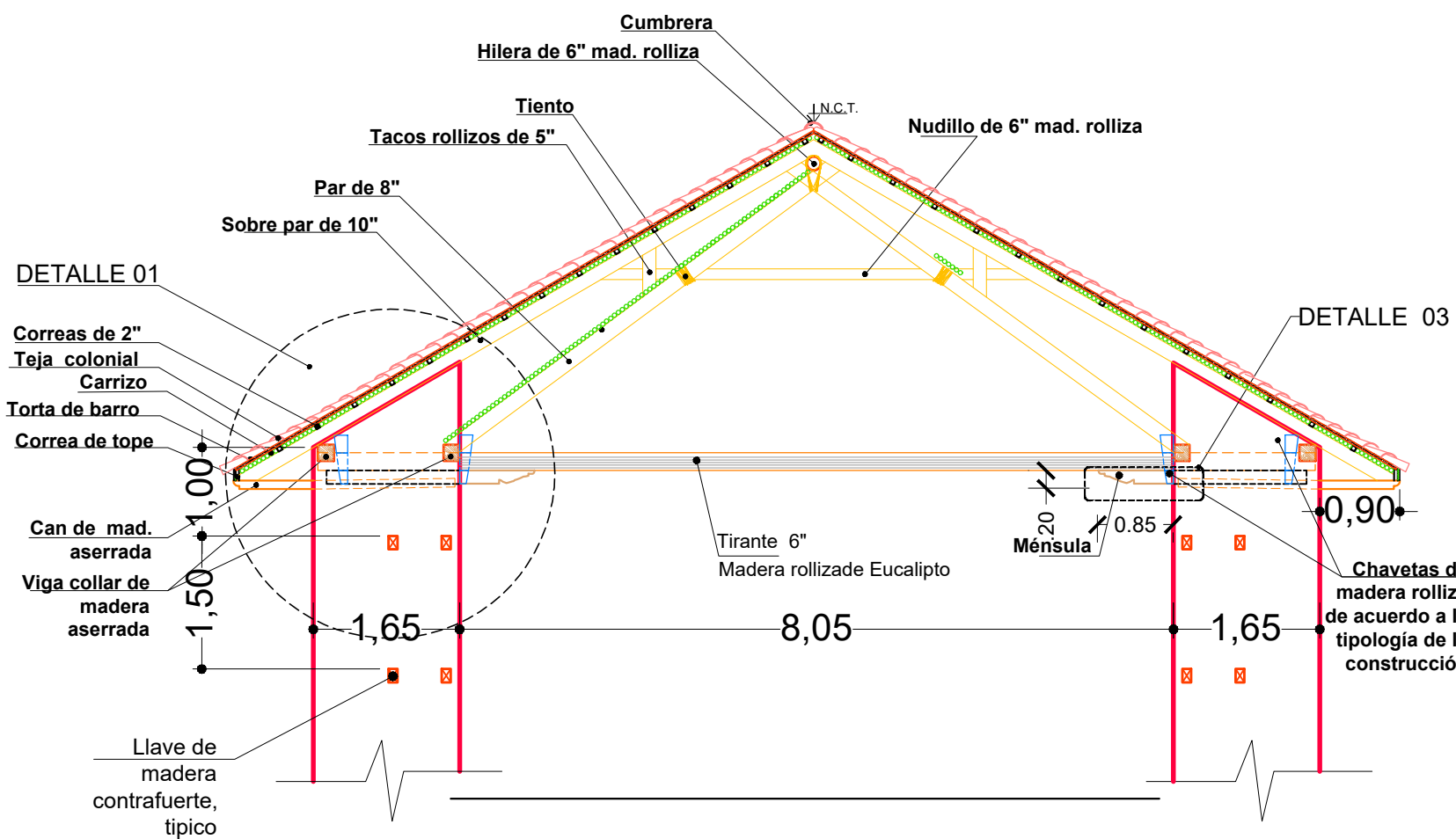


DETALLE 03 - DETALLE de CAN

DETALLE de CONEXIÓN ENTRE VIGA ARROCABE y TIRANTES

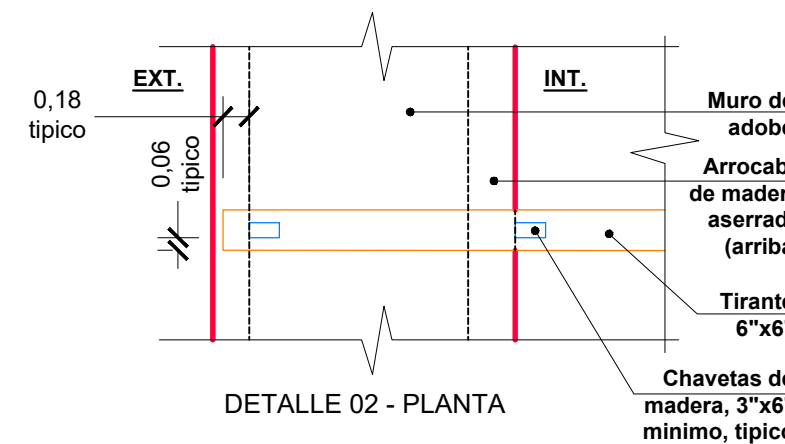


DETALLE 01 - SECCION



DETALLE 01

DETALLE 03



DETALLE 02 - PLANTA

TIJERAL TIP PAR Y NUDILLO CON SOBRE PAR

DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURA MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO

PLANO	DETALLE DE TIJERAL Y EMPALME DE TIRANTE	PLANO N°
UBICACION	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA	ESCALA
Districto:	POMACANCHI	1/75
Provincia:	ACOMAYO	D-03
Departamento:	CUSCO	

Excavar y llenar

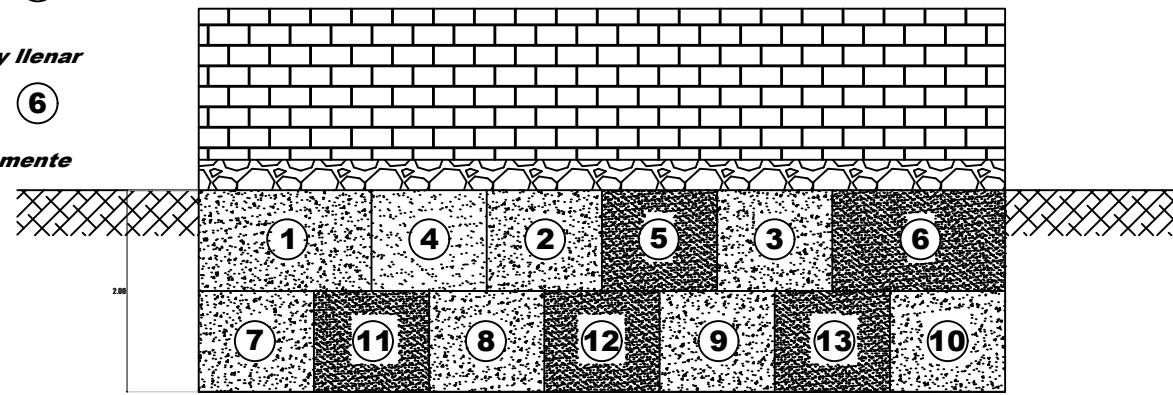
① ② ③

Luego excavar y llenar

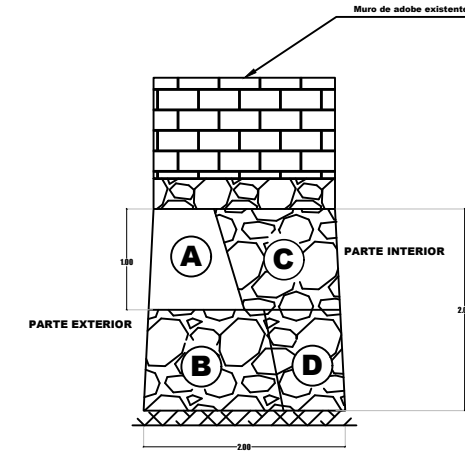
④ ⑤ ⑥

Y así sucesivamente

Cimentación



DETALLE -CALZADURA-CIMENTACION



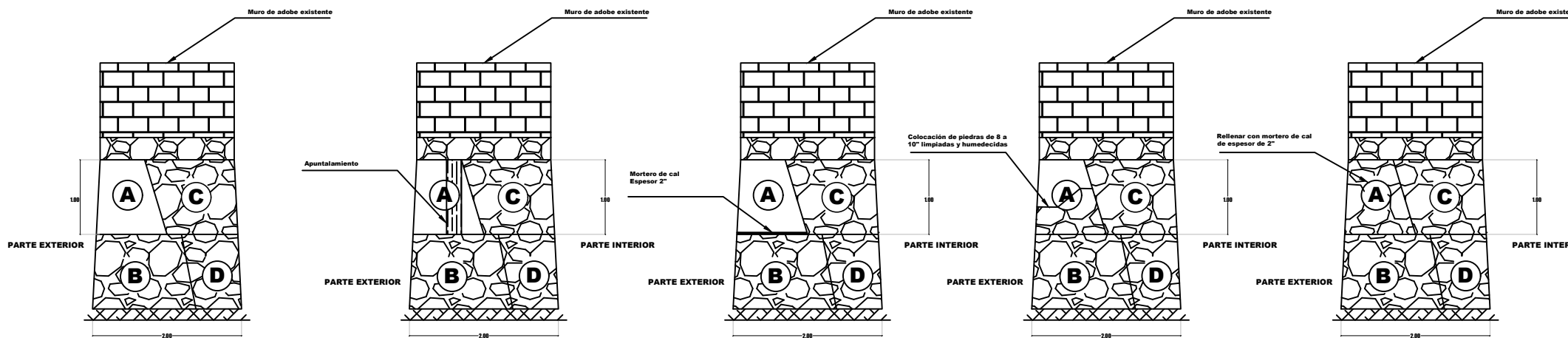
DETALLE CALZADURA

PROCEDIMIENTO DE RECONSTRUCCIÓN CIMENTACIÓN

PARTE "A" (EXTERNA)

1. Excavar 1.00m de ancho, 1.00m de profundidad y hacia el interior hasta la mitad del espesor del la cimentación, finalmente retirar la mampostería de piedra.
2. Apuntalar con rollizos de madera de eucalipto (parte superior). Pañetear los tres lados de la excavación.
3. Colocar una base de mortero de barro y cal de un espesor de 2"
4. Asentar las piedras grandes de 8" a 10" (previamente limpiadas y humedecidas con agua), dejando espacios entre piedra y piedra para llenar con mortero de cal
5. Realizado el paso 3, llenar con mortero de cemento un espesor de 2" y asentar nuevamente las piedras grandes, hasta completar la altura excavada.

Este trabajo se realizará en jornada completa es decir excavar y llenar 1, 2 y 3 luego excavar y llenar 4, 5, y 6 así sucesivamente en cada capa. Para el contacto con la parte interna dejar escalones de piedra con cierta inclinación para tener un entramado adecuado.



1) EXCAVACIÓN

2) APUNTALAMIENTO Y PAÑETEO

3) BASE DE MORTERO DE CEMENTO

4) COLOCACIÓN DE PIEDRAS DE 8 A 10"

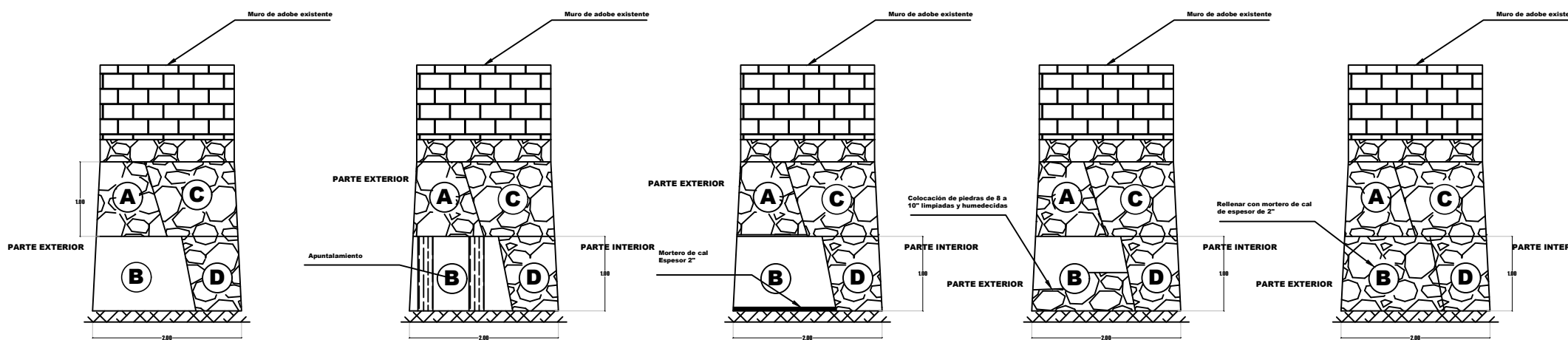
5) ASENTAR PIEDRAS HASTA COMPLETAR

PROCEDIMIENTO DE RECONSTRUCCIÓN CIMENTACIÓN

PARTE "B" (EXTERNA)

1. Excavar 1.00m de ancho, 1.00m de profundidad y hacia el interior hasta la mitad del espesor del la cimentación, finalmente retirar la mampostería de piedra.
2. Apuntalar con rollizos de madera de eucalipto (parte superior). Pañetear los tres lados de la excavación.
3. Colocar una base de mortero de barro y cal de un espesor de 2"
4. Asentar las piedras grandes de 8" a 10" (previamente limpiadas y humedecidas con agua), dejando espacios entre piedra y piedra para llenar con mortero de cemento
5. Realizado el paso 3, llenar con mortero de cemento un espesor de 2" y asentar nuevamente las piedras grandes, hasta completar la altura excavada.

Este trabajo se realizará en jornada completa es decir excavar y llenar 7, 8 y 9, luego excavar y llenar 11, 12, y 13 así sucesivamente en cada capa. Para el contacto con la parte interna dejar escalones de piedra con cierta inclinación para tener un entramado adecuado. La parte interna C y D se realizara de la misma manera que la parte externa.



1) EXCAVACIÓN

2) APUNTALAMIENTO Y PAÑETEO

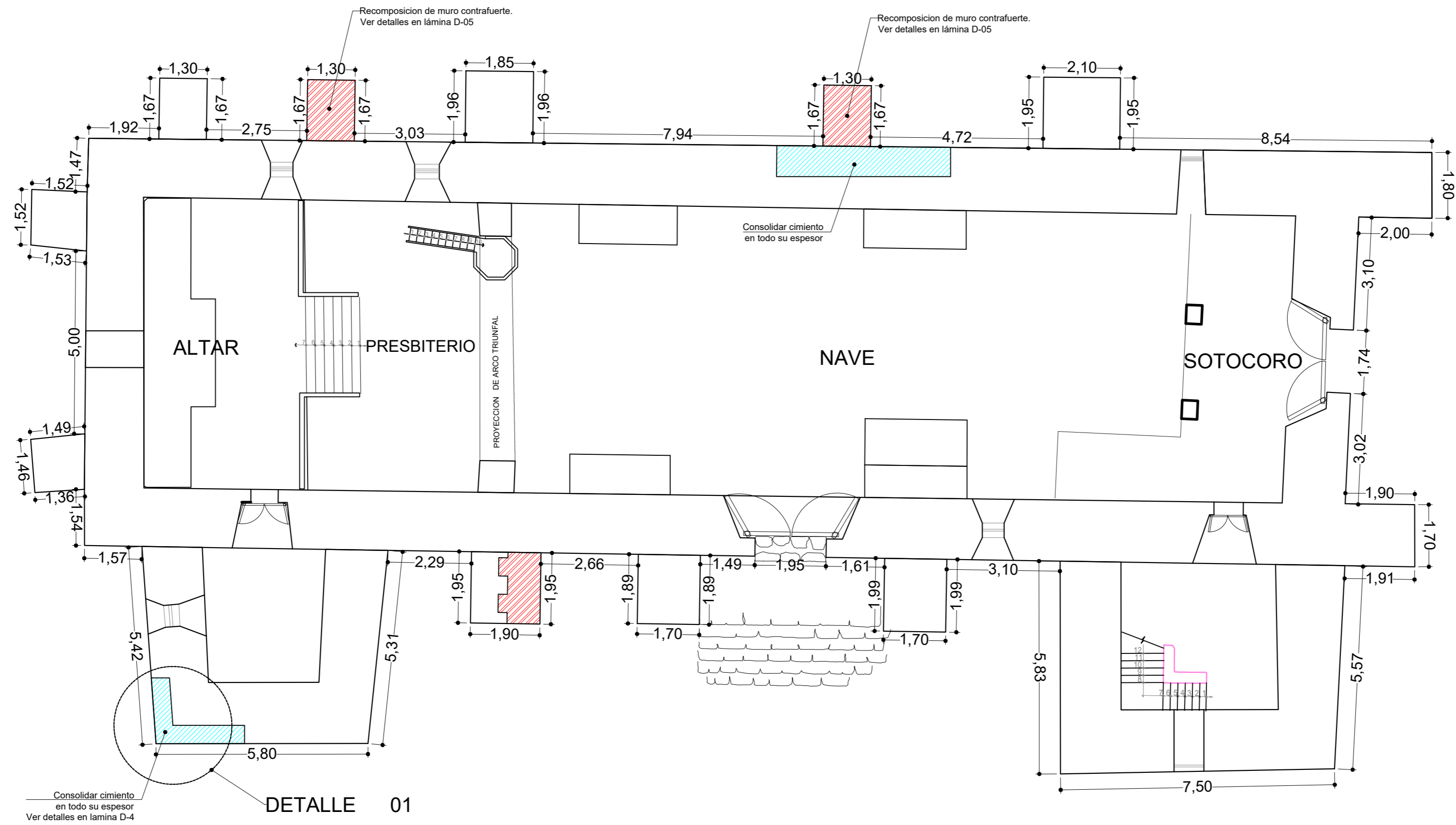
3) BASE DE MORTERO DE CEMENTO

4) COLOCACIÓN DE PIEDRAS DE 8 A 10"

5) ASENTAR PIEDRAS HASTA COMPLETAR

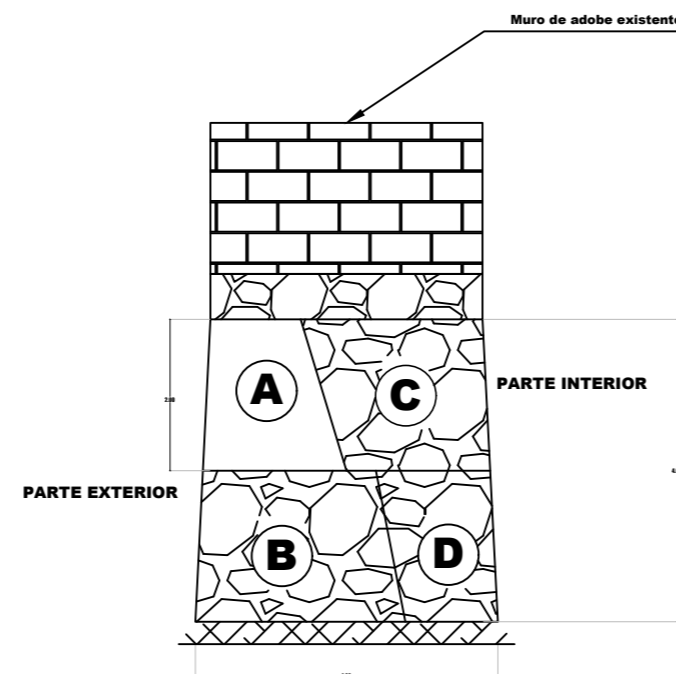
DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURA MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO

PLANO	DETALLE DE CALZADURAS DE CIMENTACION	PLANO Nº
UBICACION	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA	ESCALA
Districto:	POMACANCHI	1/75
Provincia:	ACOMAYO	D-04
Departamento:	CUSCO	

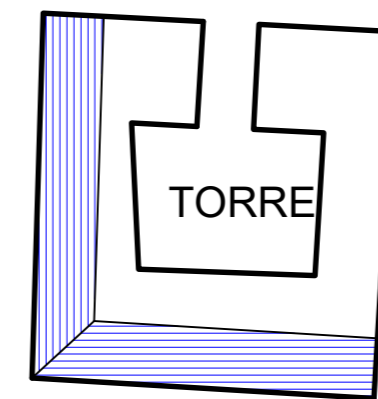


LEYENDA

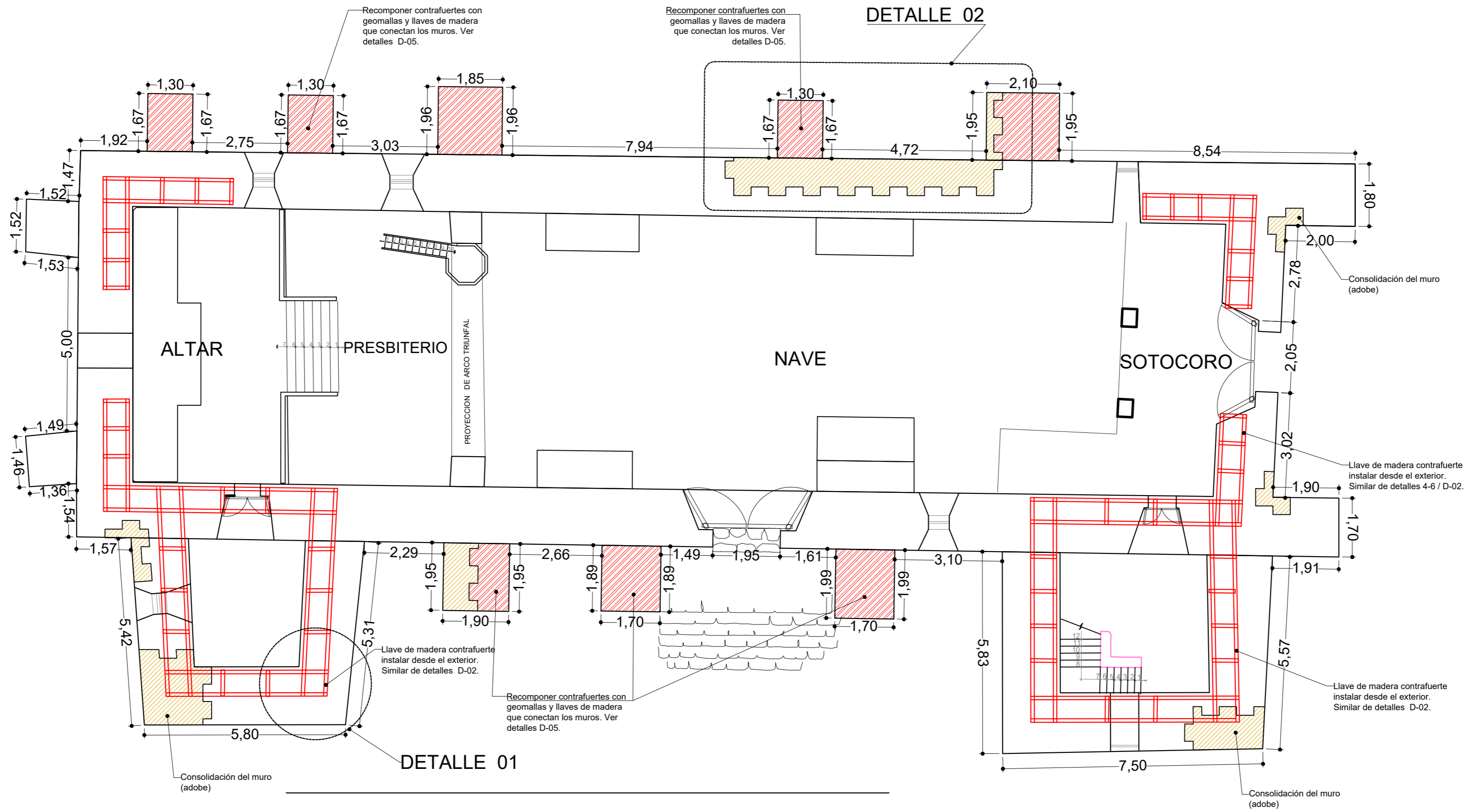
	CONTRAFUERTE DE ADOBE NUEVO
	INTERVENCION Y CONSOLIDACION DE CEMENTO EN EL CONTORNO DE LA CONSTRUCCION
	INTERVENCION Y CONSOLIDACION DE CIMENTACION EN EL CONTORNO DE LA CONSTRUCCION (ADOBE)
	INTERVENCION Y CONSOLIDACION DE CEMENTO EN EL CONTORNO DE LA CONSTRUCCION (PIEDRA)



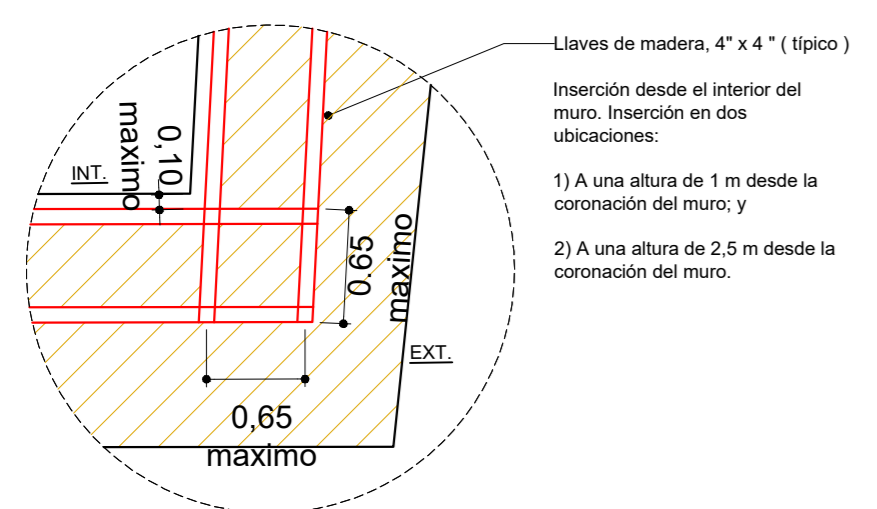
**DETALLE 01
CALZADURA**



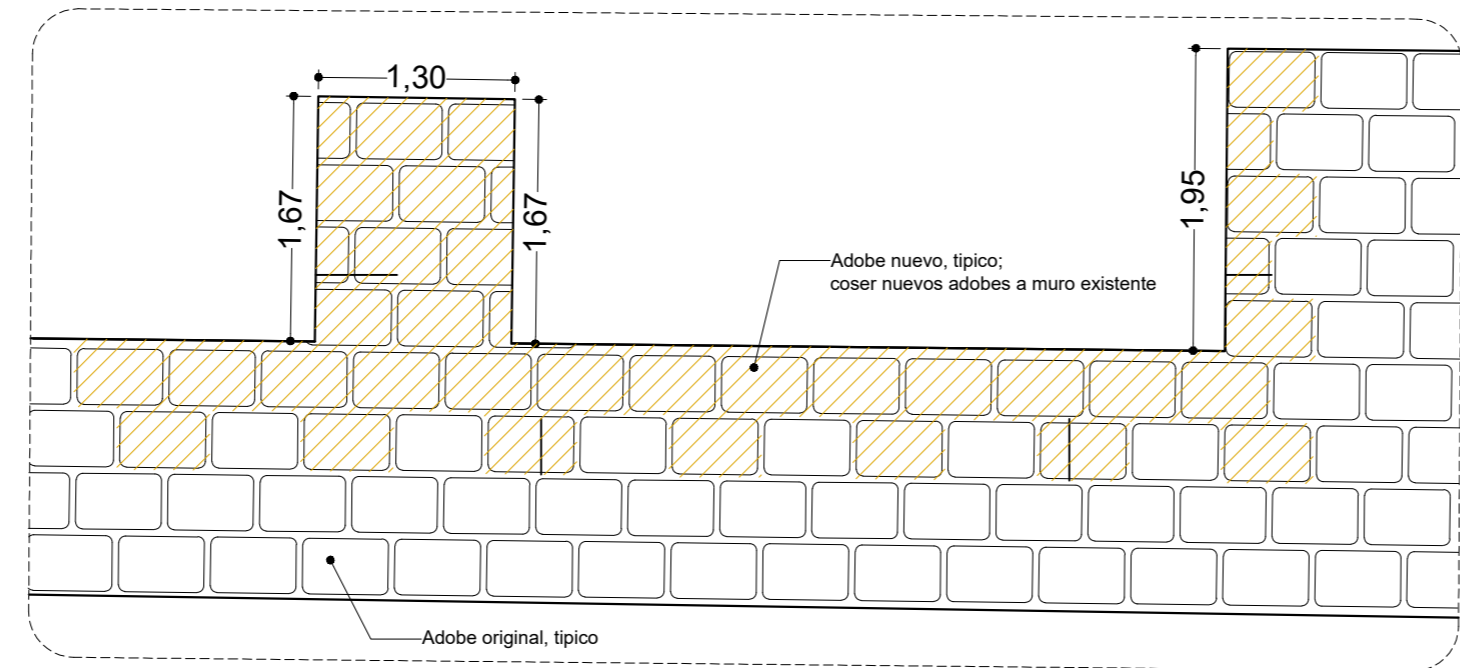
DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO		
PLANO	INTERVENCION Y CONSOLIDACION DE LA CIMENTACION	PLANO Nº
UBICACION	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA	ESCALA
DISTRITO	POMACANCHI	1/100
PROVINCIA	ACOMAYO	
DEPARTAMENTO	CUSCO	E-01



CONSOLIDACIÓN DE MUROS Y CONTRAFUERTE



Llaves de madera, 4" x 4" (típico)
 Inserción desde el interior del muro. Inserción en dos ubicaciones:
 1) A una altura de 1 m desde la coronación del muro; y
 2) A una altura de 2,5 m desde la coronación del muro.

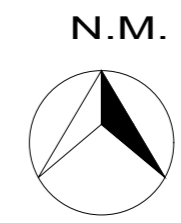


DETALLE 02 - PLANTA
 ESCALA 1/50

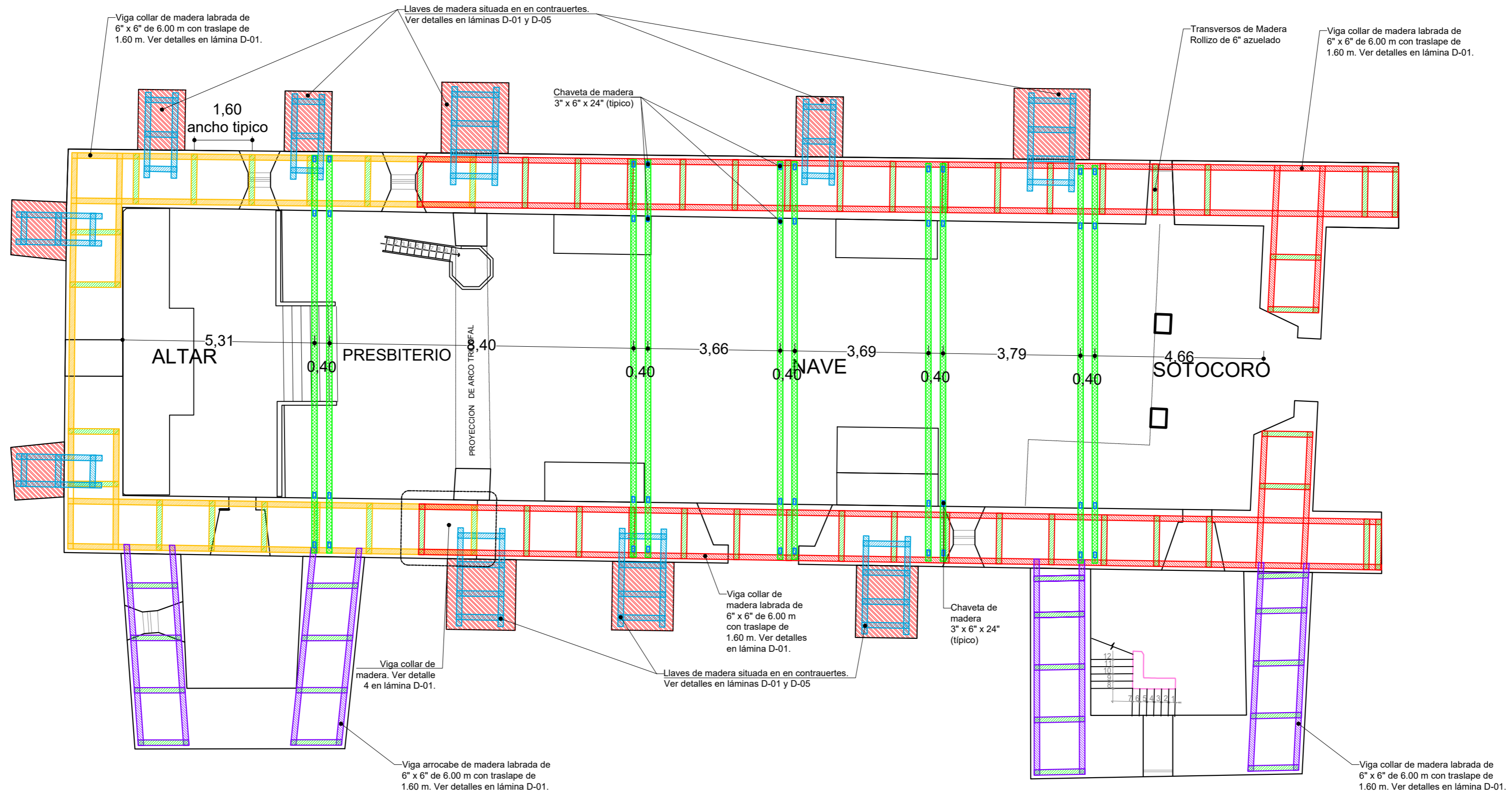
LEYENDA

- RECOMPONER CONTRAFUERTE CON ADOBE NUEVO Y GEOMALLA
- CONSOLIDACIÓN DE MURO (ADOBE)
- LLAVE DE MADERA DE 4" x 6"

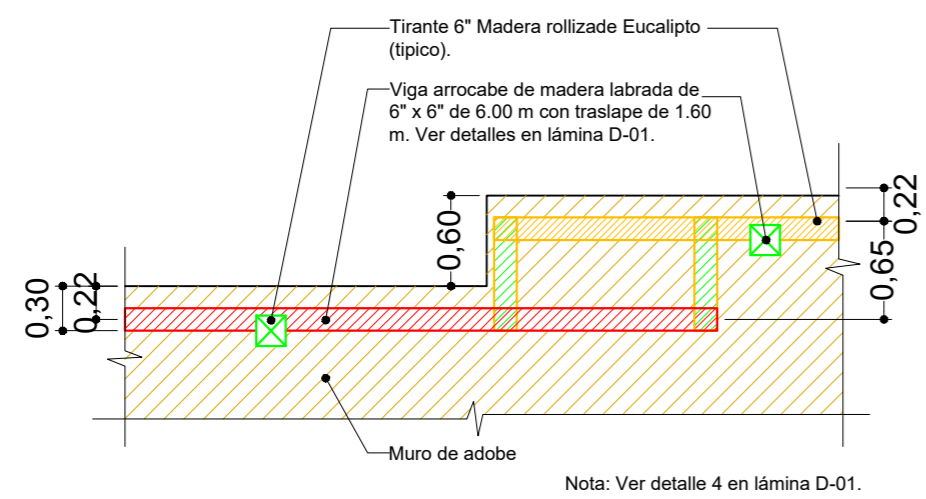
DETALLE 01 - PLANTA
 ESCALA 1/50



DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO		PLANO Nº
PLANO	CONSOLIDACIÓN DE MUROS	E-02
UBICACIÓN	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA	ESCALA
DISTRITO	POMACANCHI	1/100
PROVINCIA	ACOMAYO	
DEPARTAMENTO	CUSCO	



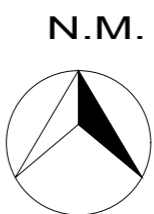
**UBICACION DE VIGAS ARROCABE Y TIRANTES -
NIVEL + 7.10 EN EL SECTOR PRESBITERIO Y
NIVEL + 6.50 EN EL SECTOR DE NAVE**

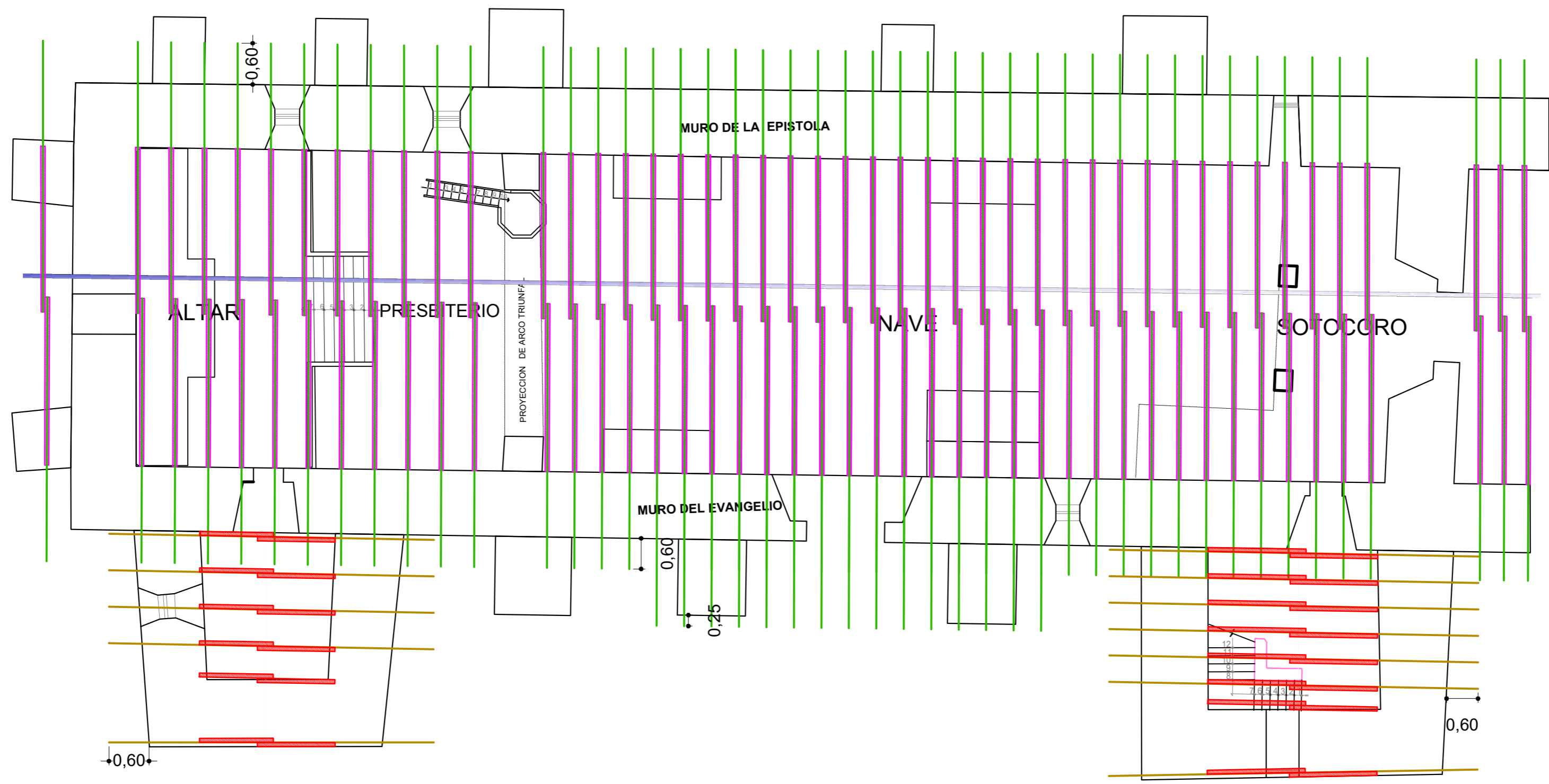


DETALLE 01 - CORTE
ESCALA 1 / 50

LEYENDA

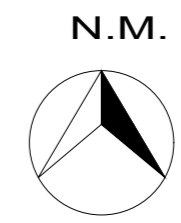
- Contrafuerte de adobe reforzado con geomalla
- Viga Collar de madera labrada de 6" x 6" de 6.00mt. con traslape de 1,60 mt. (cubierta del presbiterio); Excepto pared elevacion al este: Viga arrocabe de madera de 4" x 4" de 6.00mt. con traslape de 0,50 mt.
- Viga Collar de madera labrada de 6" x 6" de 6.00mt. con traslape de 1,60 mt. (cubierta de la nave)
- Viga Collar de madera labrada de 6" x 6" de 6.00mt. con traslape de 1,60 mt. (BAPTISTERIO Y SACRISTIA)
- Tirante existente de madera rolliza 6" x 6" x 11.00 mt.



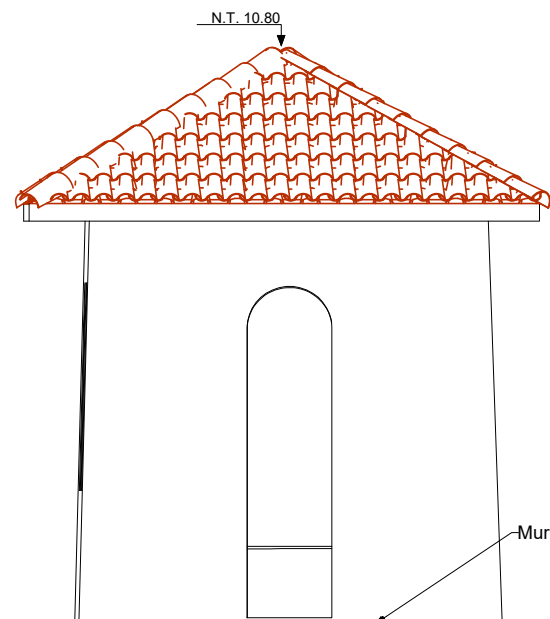


UBICACION DE PARES Y SOBREPARES

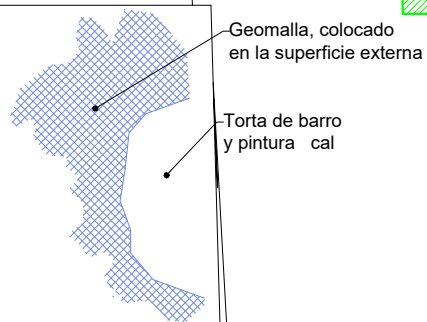
LEYENDA	
	Pares madera rolliza de 8"
	Sobregar de madera rolliza de 10"
	Pares madera rolliza de 6"



DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO		
PLANO	UBICACION DE PARES Y SOBREPARES	PLANO Nº
UBICACION	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA	ESCALA
DISTRITO	POMACANCHI	1/100
PROVINCIA	ACOMAYO	
DEPARTAMENTO	CUSCO	



Muro de adobe

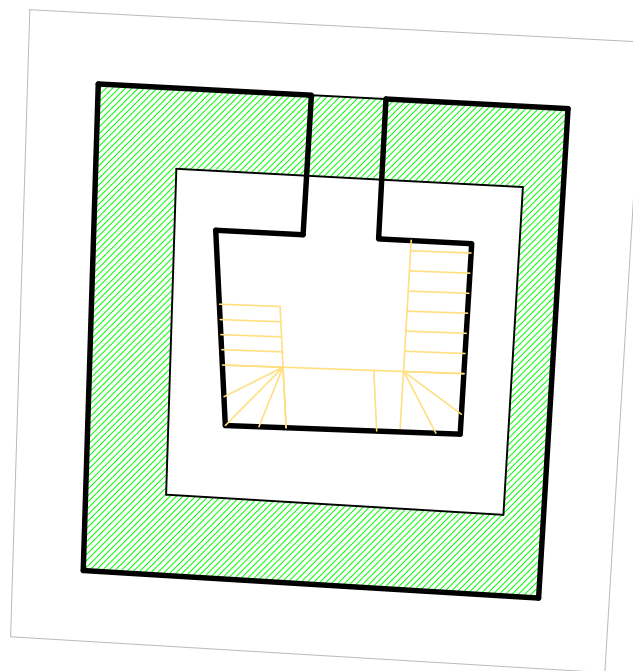


Geomalla, colocado en la superficie externa

Torta de barro y pintura cal

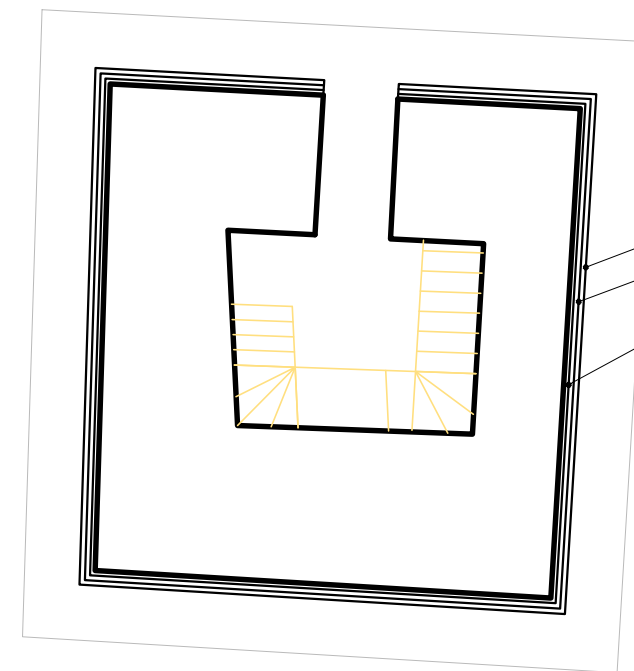
Cota Ref.: + - 0.00

ELEVACION



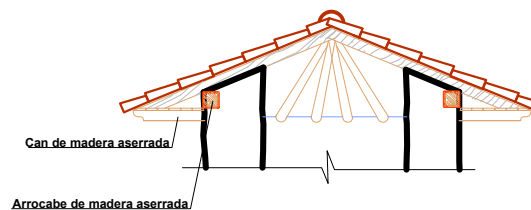
CONSOLIDACION DE CIMENTO EN LA SUPERFICIE EXTERNA DE LA TORRE

**CIMIENTO TORRE EXENTA
Planta**



Capa de Pintura Cal
Torta de Barro (Embarre)
Geomalla en la superficie exterior del muro

**MUROS TORRE EXENTA
Planta**

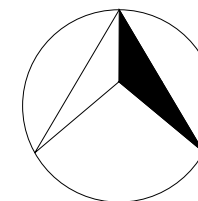


Can de madera aserrada

Arrocabe de madera aserrada

TECHO DE TORRE

N.M.



DIAGNOSTICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO HISTORICO "TEMPLO SANTA LUCIA DE POMACANCHI" ACOMAYO, CUSCO

PLANO	DETALLE DE TORRE EXCENTA	PLANO Nº
UBICACION	CENTRO POBLADO DE SANTA LUCIA Distrito: POMACANCHI Provincia: ACOMAYO Departamento: CUSCO	ESCALA 1/75
		E-05