

**Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**Diagnóstico técnico de la edificación Templo Colonial San José de Orosi
en Cartago, para la intervención de conservación**

Proyecto de graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Ariana De Los Ángeles Chavarría Gómez

Director de Proyecto de Graduación:

Allan Rojas Ramírez

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Hoja de aprobación

Director

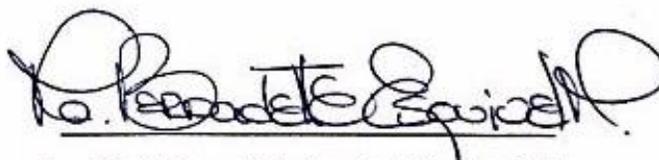


Ing. Allan Rojas Ramírez

Asesores

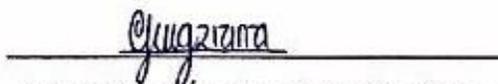


Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.



Arq. María Bernadette Esquivel Morales, M.Sc.

Estudiante



Ariana de los Angeles Chavarria Gómez

Derechos de propiedad intelectual

Fecha: 2021, agosto, 20

El suscrito, Ariana De Los Ángeles Chavarría Gómez, cédula 6-0424-0545, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **B41832**, manifiesta que es autor (a) del Proyecto Final de Graduación **Diagnóstico técnico de la edificación Templo Colonial San José de Orosi en Cartago, para la intervención de conservación**, bajo la Dirección del **Licenciado, Allan Rojas Ramírez**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

Este proyecto final de graduación se lo dedico en primer lugar a Dios, a la Virgen de los Ángeles y a todos los santos a los cuales acudí para que me ayudaran a cumplir este sueño; además, por ser el pilar más importante en mi vida, porque sin su ayuda no lo hubiera logrado.

A mis padres Esther Gómez Rodríguez y Rubén Chavarría González, les dedico desde lo más profundo de mi corazón este primer logro, para que sientan que todo lo que se han esforzado por mí ha valido la pena, por ser esa fuerza que me impulsa a ser cada día mejor, porque los amo y una de mis metas de vida es hacerlos sentir orgullosos.

A mi hermana Ana Ruth Chavarría Gómez, por ser esa persona que siempre ha estado a mi lado apoyándome incondicionalmente en las buenas y en las no tan buenas, y porque te amo con toda mi alma.

A mis tíos Juana Gómez Rodríguez y Carlos Mendoza Gómez, porque saber que me tienen en sus oraciones me hace sentir paz. Por creer y sentirse orgullosos de mí; además, porque sé que en sus corazones hay un lugar para mí.

A mi prima Emily Mendoza Gómez, porque te quiero y porque como su hermana mayor que me siento, quiero siempre ser un buen ejemplo.

A mis amigos Lucho y Daniel, por haberse convertido en ángeles durante mi paso por la universidad, siempre estuvieron ahí para mí cuando más los necesité, dándome apoyo, transmitiéndome paz, tranquilidad, además de hacerme sentir segura y acompañada.

A mi amiga Sofía, por escucharme siempre, por darme ánimos cuando lo necesitaba y por ser mi compañera fiel en la parte divertida del paso por la universidad.

Finalmente, a mis verdaderos amigos y compañeros, por haberme ayudado de alguna manera y ser parte de este logro.

Agradecimientos

Agradezco a Dios y a todas las personas que de alguna manera me ayudaron y fueron parte del desarrollo de este proyecto de graduación.

A mi director Allan Rojas Ramírez, por la confianza, paciencia, indicaciones, predisposición, apoyo y conocimientos para poder desarrollar el proyecto.

A mis asesores Álvaro Poveda Vargas y María Bernadette Esquivel Morales, por la paciencia y disposición de transmitirme y poner al servicio del proyecto sus conocimientos.

A mis padres y hermana, por creer en mí y apoyarme en todo momento.

Chavarría Gómez, Ariana De Los Ángeles.

Diagnóstico técnico de la edificación Templo Colonial San José de Orosi en Cartago, para la intervención de conservación.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil. San José, C.R.:

A. Chavarría G., 2021

xxi, 95, [66]h; ils. col. -20 refs.

RESUMEN

El presente proyecto se basa en la realización de un diagnóstico técnico de la edificación Templo Colonial San José de Orosi en Cartago, para la intervención de conservación, al ser de los templos más antiguos del país y declarado Patrimonio histórico- arquitectónico en 1996.

Mediante un escaneo láser se realizó el levantamiento geométrico con alto grado de detalle de la edificación patrimonial que está formada por la estructura del templo, antiguo convento y campanario; y con ello se generó un modelo tridimensional en un programa de trabajo BIM. Además, mediante pruebas en sitio se documentó las características de los materiales que conforman los elementos estructurales principales (muros) y su respectivo sistema constructivo; y por medio de inspecciones en sitio, se obtuvo la información referente a los demás elementos estructurales y arquitectónicos.

Por otro lado, y gracias a la información obtenida y mencionada anteriormente, se realizó un análisis de vulnerabilidad estructural simplista a partir de los esfuerzos generados en los extremos de los muros ante la presencia de un evento sísmico.

A partir de los resultados determinados en todo el proyecto en general, se pretende generar documentación técnica referente a la edificación patrimonial con el fin de que sea trasladada a las futuras generaciones por su importancia histórica; además, de proporcionar información referente a la vulnerabilidad estructural actual de la edificación y recomendaciones de reforzamiento, que podrá ser usada en la gestión de conservación mediante intervenciones de restauración. A.C.G

PATRIMONIO HISTÓRICO - ARQUITECTÓNICO, ESCANER LÁSER; BIM; TRIDIMENSIONAL ADOBE; CALICANTO; COEFICIENTE SÍSMICO; FUERZA SÍSMICA.

Ing. Allan Rojas Ramírez

Escuela de Ingeniería Civil

Chavarría Gómez, Ariana De Los Ángeles.

Technical diagnostic performed at San Jose de Orosi, the Colonial Church located in Cartago. The goal of the diagnostic is its conservation.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil. San José, C.R.:

A. Chavarría G., 2021

xxi, 95, [66]h; ils. col. -20 refs.

Abstract

This project comprises the technical diagnosis performed to the Colonial Church located at San Jose de Orosi, in Cartago. The goal of said diagnosis is the conservation of the church since it is one of the oldest in the country, and it was declared a historical and architectural heritage in 1996.

A laser scanning was used to perform a highly-detailed measurement of the building. The main structure of the church is a former convent and bell tower. Taking all these components into account, it was possible to design a three-dimensional model with a BIM tool; as well as to document the characteristics of the materials that constitute the main structural elements of the church, that is, the walls, and their construction system. Also, it was possible to collect some information related to other structural and architectural elements thanks to the continuous inspections of the building.

Moreover, thanks to the collected information, it was possible to perform a simplistic analysis of the church's structural vulnerability through the application of force to the extremes of the walls simulating a seismic event.

The purpose of the whole project is to use its results to generate technical documentation that relates to this historic building so that it is passed down to future generations due to its historic importance. Moreover, the documentation will provide insights about the current structural vulnerability of the church and recommendations to strengthen its infrastructure. All this can be used for conservation management and restoration initiatives.

HISTORICAL - ARCHITECTURAL HERITAGE; LASER SCANNING; BIM; TRIDIMENSIONAL ADOBE; MASONRY; SEISMIC COEFFICIENT; SEISMIC FORCE.

Ing. Allan Rojas Ramírez
Escuela de Ingeniería Civil

Índice

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Justificación.....	1
1.1.1 Problema específico.....	1
1.1.2 Importancia	2
1.1.3 Antecedentes teóricos y prácticas del problema	3
1.2 Objetivos	4
1.2.1 Objetivo general.....	4
1.2.2 Objetivos específicos	4
1.3 Marco teórico	5
1.3.1 Iglesia Colonial San José de Orosi.....	5
1.3.2 Patrimonio histórico arquitectónico	5
1.3.3 Escaneo láser y modelo BIM en edificaciones patrimoniales	5
1.3.4 Análisis a las construcciones con tierra	7
1.3.5 Adobe como material de construcción	7
1.3.6 Sistemas constructivos en tierra	8
1.3.7 Piedra como material de construcción	9
1.3.8 Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica.....	9
1.3.9 Consideraciones para la restauración de patrimonios de adobe en zonas sísmicas	10
1.4 Delimitación del problema	11
1.4.1 Alcance	11
1.4.2 Limitaciones.....	12
1.5 Descripción de la metodología a usar	13
1.5.1 I Etapa: Investigación preliminar	14
1.5.2 II Etapa: Determinación de información base	15
1.5.3 III Etapa: Diagnostico de vulnerabilidad estructural.....	15
1.5.4 IV Etapa: Evaluación de deficiencias	15
1.5.5 Etapa: Análisis y resultados.....	16
1.6 Mecanismos posibles de la evaluación del problema.....	16
Capítulo 2. Escaneo láser y modelado BIM	17
2.1 Levantamiento de estructura con escaneo láser	17

2.1.1 Escaneo en sitio	18
2.1.2 Procesamiento de datos.....	19
2.2 Modelo tridimensional en programa de trabajo BIM	24
2.2.1 Elaboración del modelo tridimensional.....	24
2.2.2 Resultado final del modelo tridimensional.....	29
Capítulo 3. Caracterización de materiales	33
3.1 Materiales presentes en los muros.....	33
3.1.1 Pruebas en sitio	33
3.1.2 Exploración en sitio	50
3.1.3 Resultado final de la caracterización de materiales en muros	54
3.2 Materiales presentes en los demás elementos de la edificación.....	56
3.2.1 Madera.....	56
3.2.2 Teja	57
3.2.3 Ladrillo	58
3.2.3 Piedra	59
Capítulo 4. Vulnerabilidad estructural	60
4.1 Fuerza de sismo (F).....	60
4.1.1 Coeficiente sísmico (C)	60
4.1.2 Peso (W).....	66
4.2 Distribución de fuerzas.....	68
4.2.1 Templo.....	69
4.2.2 Convento.....	70
4.2.3 Campanario	71
4.3 Determinación y análisis de esfuerzos.....	72
4.3.1 Templo y convento.....	74
4.3.3 Campanario	81
Capítulo 5. Recomendaciones de reforzamiento	84
5.1 Reforzamiento con geomalla	84
5.2 Reforzamiento con malla electrosoldada.....	87
5.3 Detallado de muros que necesitan intervención de reforzamiento	89

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones	91
6.1 Conclusiones	91
6.2 Recomendaciones	92
Bibliografía	94
Apéndices.....	96
Apéndice A: Memoria de cálculo del período fundamental para el campanario	96
Apéndice B: Memoria de cálculo de los pesos de los elementos del templo que aportan a la fuerza sísmica.....	102
Apéndice C: Memoria de cálculo de los pesos de los elementos del convento que aportan a la fuerza sísmica.....	115
Apéndice D: Memoria de cálculo de los pesos de los elementos del campanario que aportan a la fuerza sísmica	128
Apéndice E: Memoria de cálculo de la distribución de la fuerza de sismo en los muros del templo.....	132
Apéndice F: Memoria de cálculo de la distribución de la fuerza de sismo en los muros del convento.....	135
Apéndice G: Memoria de cálculo de la distribución de fuerza de sismo en el campanario	138
Apéndice H: Memoria de cálculo de la determinación de esfuerzos en los muros del templo	139
H.1 Transformación de secciones a único material	139
H.2 Determinación de carga permanente para cada muro	142
H.3 Determinación de esfuerzos.....	143
Apéndice I: Memoria de cálculo de la determinación de esfuerzos en los muros del convento	147
I.1 Transformación de secciones a único material.....	147
I.2 Determinación de carga permanente para cada muro	150
I.3 Determinación de esfuerzos.....	151

Apéndice J: Memoria de cálculo de la determinación de esfuerzos en el campanario	155
Apéndice K: Lista de láminas de planos	157
Anexos	158

Índice de figuras

Figura 1. Diagrama metodológico del proyecto	13
Figura 2. Diagrama metodológico del proyecto (Cont.)	14
Figura 3. Procedimiento para determinación de nube de puntos a partir del escaneo laser ..	17
Figura 4. Herramienta láser en proceso de escaneo del interior del templo.....	18
Figura 5. Ilustración del proceso de alineamiento entre dos estacionamientos	20
Figura 6. Vista en planta de los estacionamientos y su respectivo enlace después del alineamiento.....	21
Figura 7. Vista 3D de nube de puntos global obtenida a partir del escaneo láser.....	22
Figura 8. Vista suroeste 3D de la nube de puntos global obtenida a partir del escaneo láser	23
Figura 9. Vista de interior de la nube de puntos obtenida a partir del escaneo láser en el templo	24
Figura 10. Vista sureste 3D de la nube de puntos en la plataforma de modelado BIM	24
Figura 11. Corte longitudinal (templo) de la nube de puntos después de la inserción en el software BIM	25
Figura 12. Vista en planta de la nube de puntos después de la inserción en el software BIM	26
Figura 13. A) Recorte en AutoCAD de vista de la columna. B) Columna creada en REVIT ...	27
Figura 14. Corte transversal (templo) de la nube de puntos después de la inserción en el software BIM.....	28
Figura 15. A) Modelo 3D del campanario del Templo Colonial. B) Imagen real del campanario	28
Figura 16. Vista 3D noroeste de la edificación patrimonial resultado del modelado BIM	29
Figura 17. Vista sureste 3D del modelo más la nube de puntos	29
Figura 18. Vista suroeste 3D del modelo más la nube de puntos	30
Figura 19. Alzado sur de la edificación patrimonial resultado del modelo BIM	30
Figura 20. Alzado norte de la edificación patrimonial resultado del modelo BIM	31
Figura 21. Vista en planta de la edificación patrimonial resultado del modelado BIM	31
Figura 22. Corte longitudinal de la estructura del templo colonial resultado del modelo BIM	32
Figura 23. Corte transversal de la estructura del templo colonial resultado del modelo BIM .	32
Figura 24. Representación gráfica de pruebas en sitio	33
Figura 25. Diagrama resumen del desarrollo de las pruebas.....	34
Figura 26. Ilustración de apertura de ventanas de inspección.....	35

Figura 27. Ilustración ejemplo de resultado inmediato de pared sellada con mortero de cal y arena	36
Figura 28. Ilustración ejemplo de acabado final de las ventanas de inspección	37
Figura 29. Ubicación en planta de los puntos de pruebas.....	38
Figura 30. Esquema de aparejo a tizón adelante y a soga atrás.....	39
Figura 31. Resultado exposición de muro en P-1	39
Figura 32. Medición de ancho del adobe P-1	39
Figura 33. Medición de espesor del adobe P-1	39
Figura 34. Vista de la tierra expuesta en P-2.....	40
Figura 35. Vista de la tierra expuesta en P-3.....	40
Figura 36. Vista de la tierra expuesta en P-6.....	41
Figura 37. Esquema de aparejo a tizón adelante y a soga atrás.....	41
Figura 38. Vista de la tierra expuesta en P-7.....	41
Figura 39. Medición del ancho del adobe P-7	41
Figura 40. Medición del espesor del adobe P-7	41
Figura 41. Vista de tierra expuesta en P-10	42
Figura 42. Vista de tierra expuesta en P-13	42
Figura 43. Medición del ancho del adobe P-13	42
Figura 44. Medición del espesor del adobe P-13.....	42
Figura 45. Vista de piedra expuesta en P-2.....	45
Figura 46. Vista de piedra expuesta en P-4.....	45
Figura 47. Vista de piedra expuesta en P-5.....	45
Figura 48. Vista de piedra expuesta en P-8.....	46
Figura 49. Vista de piedra expuesta en P-9.....	46
Figura 50. Vista de piedra expuesta en P-11	46
Figura 51. Vista de piedra expuesta en P-12.....	47
Figura 52. Vista de ladrillo expuesto en P-3	49
Figura 53. Vista de ladrillo expuesto en P-6	49
Figura 54. Medición de espesor de muestra de ladrillo.....	50
Figura 55. Medición de ancho de muestra de ladrillo	50
Figura 56. Ubicación en planta de los puntos de exploración.....	51
Figura 57. Vista de muro de tierra en museo mediante exploración en ventana	52

Figura 58. Vista de interior de pared hueca de concreto en convento.....	52
Figura 59. Adobe expuesto visto por arriba del cielo del convento	52
Figura 60. Vista de acero en parte inferior de muro.....	53
Figura 61. Vista de ladrillos en abertura existente	53
Figura 62. Vista de marcas de formaleta en muro	53
Figura 63. Modelo 3D de la edificación con colores de referencia para materiales de los muros	55
Figura 64. Vista en planta de edificación con los colores de referencia para los materiales...	55
Figura 65. Vista en planta del techo de la edificación tomada con dron	57
Figura 66. Vista de cerca del estado actual del techo.....	57
Figura 67. Piso de ladrillo del centro de nave principal del templo	58
Figura 68. Piso de ladrillo de todo el templo menos centro de nave principal	58
Figura 69. Piso de ladrillo de aceras templo, acera frente e interior del convento	59
Figura 70. Piso de piedra en corredor del lado oeste del convento.....	59
Figura 71. Vista en planta de la edificación con señalización de muros críticos.....	72
Figura 72. Diagrama de cuerpo libre para el análisis de esfuerzos en los muros	74
Figura 73. Diagrama de cuerpo libre para el análisis de esfuerzos en el campanario.....	81
Figura 74. Diagrama de cuerpo libre para el análisis de volcamiento del campanario.....	83
Figura 75. Geomalla biaxial (material polimérico)	84
Figura 76. Proceso de reforzamiento de muros de adobe con geomalla.....	85
Figura 77. Muro de tierra posterior a la perforación y colocación de cuerda Nylon para conexión de mallas	85
Figura 78. Representación gráfica de refuerzo de muros de adobe con geomalla	86
Figura 79. Modelo de muro reforzado a escala real para ensayo dinámico.....	86
Figura 80. Malla electrosoldada	87
Figura 81. Pasos generales para el reforzamiento de muros con malla electrosoldada	88
Figura 82. Representación gráfica del reforzamiento de muros con malla electrosoldada	88
Figura 83. Gráfico de carga vs desplazamiento de muros ensayados.....	89
Figura 84. Ilustración 3D de la edificación con codificación en muros que necesitan reforzamiento	90
Figura 85. Vista en elevación del lado sur del campanario.....	96
Figura 86. Vista en planta de corte a nivel base del campanario	97

Figura 87. Vista en planta de corte a 1,26 m de la base del campanario	98
Figura 88. Vista en planta de corte a 2,10 m de la base del campanario	99
Figura 89. Detalle en planta de techo del templo	102
Figura 90. Detalle de emplantillado de techo del templo	103
Figura 91. Vista lateral del emplantillado de techo del templo	104
Figura 92. Detalle de cumbrera del techo de templo.....	106
Figura 93. Detalle de cielo de madera y de caña brava	107
Figura 94. Detalle en 3D de vigas y columnas del templo.....	110
Figura 95. Vista en planta de los muros del templo	112
Figura 96. Ilustración en 3D de mezanine.....	114
Figura 97. Vista en planta del techo del convento.	116
Figura 98. Vista en planta del convento a nivel de cielo	119
Figura 99. Detalle en 3D de vigas y columnas en aleros del convento.	122
Figura 100. Vista en planta de muros convento.....	125
Figura 101. Vista en 3D del campanario.	128
Figura 102. Vista en planta de muros del campanario.....	130
Figura 103. Vista en elevación de muros del campanario.	130
Figura 104. Detalle de áreas tributarias para muros en dirección E-O del templo	132
Figura 105. Detalle de áreas tributarias para muros en dirección N-S del templo.....	133
Figura 106. Detalle de áreas tributarias para muros en dirección E-O del convento	135
Figura 107. Detalle de áreas tributarias para muros en dirección N-S del convento	137
Figura 108. Sección transversal muro T-J	140
Figura 109. Sección transversal muro T-H, T-I.....	140
Figura 110. Sección muro T-D, T-C, T-B, T-A.....	140
Figura 111. Sección transversal T-6,T-4,T-3	141
Figura 112. Sección transversal muro T-11	141
Figura 113. Sección Transversal T-9,...,T-1.....	141
Figura 114. Sección transversal muro C-B	148
Figura 115. Sección transversal muro C-C,C-H	148
Figura 116. Sección transversal muro C-E.....	148
Figura 117. Sección transversal muro C-3.....	149
Figura 118. Sección transversal muro C-4.....	149

Figura 119. Sección transversal muro C-5.....	149
---	-----

Índice de cuadros

Cuadro 1. Tipos comunes de traslajos en mampostería de adobe	9
Cuadro 2. Soluciones comunes para adecuación antisísmica en construcciones de tierra.	11
Cuadro 3. Resumen para la ubicación de las ventanas de inspección en muros de tierra	38
Cuadro 4. Resumen de resultados en muros de tierra.....	39
Cuadro 5. Resumen de resultados en muros de tierra (Cont.)	40
Cuadro 6. Resumen de resultados en muros de tierra (Cont.)	41
Cuadro 7. Resumen de resultados en muros de tierra (Cont.)	42
Cuadro 8. Resumen para la ubicación de las ventanas de inspección en muros de piedra	44
Cuadro 9. Resumen de resultados en muros de piedra	45
Cuadro 10. Resumen de resultados en muros de piedra (Cont.)	46
Cuadro 11. Resumen de resultados en muros de piedra (Cont.)	47
Cuadro 12. Resumen para la ubicación de las ventanas de inspección en muros de ladrillo..	48
Cuadro 13. Resumen de resultados en muros de ladrillo	49
Cuadro 14. Resumen de resultados de exploración en sitio	52
Cuadro 15. Resumen de resultados de exploración en sitio (Cont.).....	53
Cuadro 16. Resumen del resultado final de la caracterización de los materiales	56
Cuadro 17. Resumen de análisis en la madera	56
Cuadro 18. Resumen de análisis de la cubierta de teja del techo.....	58
Cuadro 19. Resumen de pisos de ladrillo de toda la edificación	58
Cuadro 20. Resumen de pisos de ladrillo de toda la edificación (Cont.)	59
Cuadro 21. Resumen de análisis de acera de piedra	59
Cuadro 22. Resumen de parámetros para el cálculo del período del campanario	63
Cuadro 23. Resumen de parámetros para la obtención del FED.....	64
Cuadro 24. Resumen de parámetros para coeficiente sísmico del templo	65
Cuadro 25. Resumen de parámetros para coeficiente sísmico del convento	65
Cuadro 26. Resumen de parámetros para coeficiente sísmico del campanario	66
Cuadro 27. Resumen de coeficiente sísmico para todo el inmueble patrimonial.....	66
Cuadro 28. Resumen del peso de cada elemento y el total para el templo.....	67
Cuadro 29. Resumen del peso de cada elemento y el total para el convento	67

Cuadro 30. Resumen del peso de cada elemento y el total para el campanario	68
Cuadro 31. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección E-O	69
Cuadro 32. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección N-S	70
Cuadro 33. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección E-O	70
Cuadro 34. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección N-S	71
Cuadro 35. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección N-S	71
Cuadro 36. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección E-O	71
Cuadro 37. Resumen resistencias de compresión sugeridas y módulo de elasticidad para los materiales	73
Cuadro 38. Resumen de análisis por esfuerzos en muros críticos para el templo	77
Cuadro 39. Resumen de análisis por esfuerzos en muros críticos para el convento.....	78
Cuadro 40. Comparación de esfuerzos en compresión en muros del templo con capacidad suelo	80
Cuadro 41. Comparación de esfuerzos de compresión en muros del convento con capacidad suelo.....	80
Cuadro 42. Resumen de análisis por esfuerzos en campanario	82
Cuadro 43. Resumen de comparación de esfuerzos con capacidad del suelo en el campanario	82
Cuadro 44. Resumen de muros críticos que necesitan intervención de reforzamiento	90
Cuadro 45. Parámetros para la determinación del peso ponderado del campanario.....	96
Cuadro 46. Datos para el cálculo de la inercia de la sección a 1,26 m de la base del campanario	98
Cuadro 47. Datos para el cálculo de la inercia en las dos direcciones ortogonales de la sección a 1,26 m de la base del campanario	98
Cuadro 48. Datos para el cálculo de la inercia de la sección a 2,10 m de la base del campanario	100

Cuadro 49. Datos para el cálculo de la inercia en las dos direcciones de la sección a 2,10 m de la base.....	100
Cuadro 50. Peso de los clavadores para teja de cada segmento y el total del techo del templo.	104
Cuadro 51. Peso de los clavadores para lámina HG de cada segmento y el total del techo del templo.	105
Cuadro 52. Peso de los largueros en cada segmento y el total para el techo del templo. ...	106
Cuadro 53. Peso de las cuerdas superiores de cada segmento y el total para el techo del templo.	107
Cuadro 54. Peso del cielo de madera de cada segmento y el total para el techo del templo.	108
Cuadro 55. Peso de cada elemento accesorio y el total para el techo del templo.....	108
Cuadro 56. Resumen del peso para el techo del templo.....	109
Cuadro 57. Peso de cada tipo de viga y el total para el templo.....	111
Cuadro 58. Peso de columnas, detalles en columnas y el total para el templo.....	111
Cuadro 59. Especificaciones de materiales presentes en muros del templo.....	113
Cuadro 60. Peso de cada muro y el total para el templo.	113
Cuadro 61. Peso de cada elemento y el total para mezanine en el templo.....	115
Cuadro 62. Peso de clavadores para teja en cada segmento y el total para el techo del convento	117
Cuadro 63. Peso de clavadores para lámina HG en cada segmento y el total para el techo convento	118
Cuadro 64. Peso de largueros en cada segmento y el total para el techo convento	118
Cuadro 65. Peso de cuerda superior en cada segmento y el total para el techo convento ..	119
Cuadro 66. Peso del cielo de madera de cada segmento y el total para el convento	120
Cuadro 67. Peso del cielo de caña brava para cada segmento y el total para el convento ..	120
Cuadro 68. Peso de cada elemento accesorio y el total para el techo del convento	121
Cuadro 69. Resumen de los pesos para cada elemento y el total para el techo del convento	122
Cuadro 70. Peso de las vigas y el total para el convento.....	123
Cuadro 71. Peso de columnas, detalle en columnas y total para el convento	124
Cuadro 72. Especificaciones de los materiales que componen los muros del convento.....	125

Cuadro 73. Peso de cada muro y total para el convento	126
Cuadro 74. Peso de las losas sobre muros y el total para el convento	127
Cuadro 75. Peso de muros, losa sobre muros y total para la bodega en el convento	127
Cuadro 76. Especificaciones de materiales presentes en elementos del campanario	128
Cuadro 77. Resumen de los pesos para cada elemento y el total para el techo del campanario	129
Cuadro 78. Peso de cada muro y el total para el campanario	131
Cuadro 79. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del templo en dirección E-O.....	133
Cuadro 80. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del templo en dirección N-S.....	134
Cuadro 81. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del convento en dirección E-O.....	136
Cuadro 82. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del convento en dirección N-S.....	137
Cuadro 83. Distribución fuerza de sismo con $\mu=1,0$ en muros del campanario en dirección N-S	138
Cuadro 84. Distribución fuerza de sismo con $\mu=1,5$ en muros del campanario en dirección N-S	138
Cuadro 85. Distribución fuerza de sismo $\mu=1,0$ en muros del campanario en dirección E-O.....	138
Cuadro 86. Distribución fuerza de sismo $\mu=1,5$ en muros del campanario en dirección E-O.....	139
Cuadro 87. Muros críticos del templo en dirección N-S.....	140
Cuadro 88. Muros críticos del templo en dirección E-O	141
Cuadro 89. Distribución de peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección N-S	142
Cuadro 90. Pesos que conforman la carga permanente de cada muro crítico en dirección N-S	143
Cuadro 91. Distribución de peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección E-O.....	143
Cuadro 92. Pesos que conforman el peso total de cada muro crítico en dirección E-O	143
Cuadro 93. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del templo en dirección N-S.....	144

Cuadro 94. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección N-S.....	145
Cuadro 95. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección S-N.....	145
Cuadro 96. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del templo en dirección E-O.....	146
Cuadro 97. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección E-O.....	146
Cuadro 98. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección O-E.....	147
Cuadro 99. Muros críticos del convento en dirección N-S	148
Cuadro 100. Muros críticos del convento en dirección E-O	149
Cuadro 101. Distribución del peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección N-S.....	150
Cuadro 102. Pesos que conforman el peso total de los muros críticos en dirección N-S	151
Cuadro 103. Distribución de peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección E-O.....	151
Cuadro 104. Pesos que conforman el peso total de los muros críticos en dirección E-O	151
Cuadro 105. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del convento en dirección N-S.....	152
Cuadro 106. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección N-S.....	153
Cuadro 107. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección S-N.....	153
Cuadro 108. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del convento en dirección E-O.....	154
Cuadro 109. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección E-O.....	154
Cuadro 110. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección O-E.....	155
Cuadro 111. Parámetros para determinar esfuerzos en el campanario en dirección N-S y S-N	155
Cuadro 112. Parámetros para determinar esfuerzos en el campanario en dirección E-O, O-E	156
Cuadro 113. Resumen de esfuerzos para el campanario	157

Índice de anexos

Anexo 1. Imagen de colocación del escáner láser dentro del templo colonial para el respectivo escaneo	158
Anexo 2. Inclinación de columnas en marco de madera junto al mezanine en el interior del templo	158
Anexo 3. Inclinación de columnas en marco de madera en el interior del templo.....	159
Anexo 4. Vista 3D del modelo realizado en Revit más la nube de puntos obtenida del escaneo láser	159
Anexo 5. Elevación oeste de la edificación patrimonial resultante del modelo tridimensional	159
Anexo 6. Elevación este de la edificación patrimonial resultante del modelo tridimensional	160
Anexo 7. Esquema de ubicación de muestreo con imágenes de referencia.....	160
Anexo 8. Informe de registro de escaneo en el software Cyclone REGISTER 360 después del alineado	161

Índice de abreviaturas

CICPC: Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural

CSCR/10-14: Código sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014

BIM: Building Information Modeling

3D: Tridimensional

f' : Resistencia a la compresión [kg/m^2]

f'_m : Resistencia a la compresión de la mampostería [kg/m^2]

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto [kg/m^2]

F: Fuerza de sismo [kg]

C: Coeficiente sísmico

W: Peso de cada estructura [kg]

a_{ef} : Aceleración pico efectiva de diseño

I: Importancia

FED: Factor espectral dinámico

SR: Factor de sobrerresistencia

μ : Ductilidad global asignada

T: Período fundamental [s]

N: Número total de pisos

w: Peso por unidad de longitud [kg/m]

H: Altura total del elemento [m]

h: Altura parcial del elemento [m]

E: Módulo de elasticidad [kg/m^2]

$I_{x,y}$: Inercia respecto en el eje x y eje y [m^4]

g: Aceleración de la gravedad [m/s^2]

A: Área [m^2]

A_T : Área transversal [m^2]

d: Distancia desde el centroide de cada figura hasta centroide de figura compuesta [m]

CP: Carga permanente [kg]

L: Longitud [m]

M: Momento flector [kg-m]

n: Relación entre módulos de elasticidad

f_{FC} : Esfuerzo de flexión en compresión [kg/m²]

f_{FT} : Esfuerzo de flexión en tensión [kg/m²]

f_{AC} : Esfuerzo axial en compresión [kg/m²]

S_c : Módulo de sección en compresión [m³]

S_t : Módulo de sección en tensión [m³]

EN: Eje neutro [m]

\bar{Y} : Longitud de fibra extrema en compresión hasta eje neutro [m]

(C): Compresión

(T): Tensión

M1: Momento de volcamiento [kg-m]

M2: Momento resistente [kg-m]

Φ : Factor de reducción

$q_{umín}$: Presión última mínima [kg/m²]

q_{umax} : Presión última máxima [kg/m²]

q_{usuelo} : Resistencia última del suelo [kg/m²]

Capítulo 1. Introducción

1.1 Justificación

1.1.1 Problema específico

El Templo San José de Orosi, en Cartago, es una edificación que fue declarada Patrimonio histórico- arquitectónico el 11 de junio de 1996. Ubicada en el distrito de Orosi, cantón Paraíso de la provincia de Cartago, Costa Rica, es una edificación colonial por haber sido construida a mediados del siglo XVIII, época anterior a la independencia de Costa Rica del imperio español en 1821, es decir, fue construida en los tiempos donde el país era dominado por el reino español, contexto en el que se utilizaba el adobe (tierra) como material principal para la construcción.

El país cuenta con 387 edificaciones consideradas patrimonio histórico – cultural que necesitan, en muchos casos, ser intervenidas para su conservación y restauración, debido a que el paso del tiempo provoca en estas edificaciones diversas deficiencias propias del sistema constructivo y de los materiales, lo que las hace vulnerables ante las diversas cargas a las cuales están sometidas; es por eso que se realizará una investigación de diagnóstico técnico al templo San José de Orosi para su intervención de conservación y restauración.

Las edificaciones construidas con adobe son más vulnerables ante un sismo dada su condición estructural, es por lo que, en Costa Rica, al ser un país sísmico está establecido en el Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014 (CSCR/10 – 14) en la sección 1.1, prohíbe el uso del adobe como material de construcción para las nuevas edificaciones por no poseer características sismorresistentes. Aunado a lo anterior, la nula utilidad actual del material en el país ha causado que no existan parámetros del comportamiento estructural del adobe; de igual forma, a nivel internacional existe escasa información sobre el tema, lo que tiene un impacto importante en el proceso del diagnóstico técnico de la iglesia.

El templo es una edificación antigua, y con el pasar de los años comienza a presentar diversas deficiencias que es necesario intervenir para alargar la vida útil de la estructura y evitar su posible ruina inminente. Los daños no tratados a tiempo pueden ocasionar que las medidas ya no sean solo de restauración, sino que se tenga que hacer una reconstrucción, que sería lo menos prudente para edificaciones denominadas patrimonio histórico - arquitectónico.

1.1.2 Importancia

El templo católico San José de Orosi, por su antigüedad y características presenta una gran importancia histórica y cultural para el país, por lo que es considerado parte del patrimonio histórico – arquitectónico de Costa Rica avalándonos en la Ley No 7555 desde el 20 de octubre de 1995, específicamente en el artículo 2, que dice: “Forma parte del patrimonio histórico - arquitectónico del país, todo aquel inmueble público o privado con una gran significancia cultural o histórica”.

En la Carta Internacional para la Conservación y Restauración de Monumentos y Sitios, firmada en 1964 en Venecia - Italia, se indica la necesidad de registrar y documentar de forma detallada lo referente a los edificios patrimoniales, con el fin de que se puedan gestionar, conservar y restaurar, procurando siempre la preservación de su testimonio histórico a través de las generaciones.

Es por eso que, la presente investigación mediante la tecnología emergente de escaneo láser en conjunto con Building Information Modeling (BIM), permite documentar y comprender el aspecto real del patrimonio histórico-arquitectónico, para la gestión de conservación y restauración o hasta una posible reconstrucción de la edificación patrimonial, en este caso mediante el escaneo laser se genera una nube de puntos tridimensional con alta precisión de la geometría de la estructura y con ello la generación de un modelo tridimensional en un programa de trabajo BIM.

Aunque en Costa Rica existen varias edificaciones consideradas como coloniales, la iglesia de Orosi es la única edificación colonial que actualmente permanece en pie, debido a que, por ejemplo, en el caso de la Iglesia de Nicoya, esta fue reconstruida y de la Iglesia de Ujarrás solo prevalecen las ruinas (Lemistre, s.f); aquí radica lo importante de la edificación en estudio y su época constructiva. La conservación y restauración del templo católico San José de Orosi permite mantener un símbolo de identidad para los costarricenses y, a su vez, da validez al presente proyecto de investigación.

Actualmente, la edificación funciona como un museo religioso, situación beneficiosa para el pueblo de Orosi, puesto que es su único atractivo turístico importante para la economía de la localidad, es decir, además de ser parte de la historia del país, también pertenece a su economía.

Para la conservación y restauración del patrimonio arquitectónico se requiere de un adecuado proyecto de investigación. En primer lugar, debe considerarse la historia constructiva, que involucra los materiales utilizados y métodos constructivos propios del periodo colonial, de lo cual, en muchos casos, no hay suficientes datos, y en ocasiones, la investigación debe determinar mediante pruebas en sitio la información faltante. Por otro lado, al ser patrimonio, el diagnóstico debe estar sometido a rigurosas normativas cuyo principal objetivo es que se produzca el mínimo impacto posible a la edificación.

1.1.3 Antecedentes teóricos y prácticas del problema

Con base en la investigación bibliográfica preliminar, se puede verificar que las estructuras de adobe en el país se han estudiado muy poco, sin embargo, actualmente, en la Universidad de Costa Rica se encuentran desarrollando varios proyectos de investigación basados en edificaciones declaradas patrimonio y que involucran el adobe como principal material de construcción, entre estos proyectos encontramos: "Residencia Delgado Carvajal", desarrollado por el estudiante Ariel Solís Esquivel y "Templo Católico El Carmen de San Miguel", llevado a cabo por el estudiante Eduardo Rodríguez Campos.

Texeira (2015) en su tesis doctoral, estudió las propiedades de las edificaciones históricas de adobe como información base a las intervenciones de rehabilitación, lo que permitió la caracterización y comprensión del adobe como material de construcción, así como las patologías propias de este. Su proyecto, además, facilita información sobre cómo se determinaron los parámetros y las propiedades del material en cuestión para llevar a cabo el análisis del comportamiento estructural.

Hernández (2014), máster en Conservación del Patrimonio Arquitectónico, llevó a cabo un estudio de la arquitectura de tierra en zonas sísmicas con el fin de obtener información para su conservación. A partir de este, muestra patologías típicas que presenta la arquitectura de adobe y bahareque; además, nuevas técnicas constructivas propuestas en diferentes investigaciones para la intervención de las estructuras, así como recomendaciones para su puesta en práctica.

Rivera (2012), en su estudio, pretende ampliar el conocimiento sobre los sistemas constructivos en tierra cruda, adobe y otros materiales. Al mismo tiempo, propone cómo determinar las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los materiales presentes en bienes históricos y,

principalmente, de arquitectura religiosa. Lo anterior con fines de utilización estructural de los materiales y para poder realizar un análisis sismorresistente adecuado de los bienes históricos.

Rodríguez (2011) detalla una aproximación a las patologías presentadas en las construcciones de tierra, ofrece recomendaciones para un correcto diagnóstico de estas y describe posibles intervenciones según los resultados obtenidos. Dado que el documento hace referencia, específicamente, a construcciones a base de tierra denominadas patrimoniales, también se muestran recomendaciones generales para su conservación.

Las investigaciones sobre el comportamiento estructural y parámetros de caracterización del adobe como resistencia a la compresión y módulo de elasticidad son casi nulas en el país, sin embargo, aunque es escasa, a nivel internacional sí existe información de dichos parámetros y los ensayos pertinentes para la determinarlos. Estos parámetros son esenciales para el dimensionamiento y evaluación de las estructuras, por lo que, en el presente proyecto se determinaran con ayuda de bibliografía y conocimientos de profesionales que han trabajado en proyectos similares.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Examinar las condiciones estructurales actuales del Templo Colonial de Orosi en Cartago por medio de un análisis técnico de la edificación para la intervención de conservación.

1.2.2 Objetivos específicos

- Registrar geométricamente la edificación patrimonial mediante un escaneo láser con su respectivo modelo tridimensional en un programa de trabajo BIM.
- Determinar las características de los materiales y sistemas constructivos que conforman el inmueble.
- Identificar las deficiencias presentes en la estructura mediante un diagnóstico de vulnerabilidad estructural.
- Establecer recomendaciones de reforzamiento estructural de acuerdo a los resultados del diagnóstico estructural, que cumplan con los lineamientos para la conservación de edificaciones patrimonio histórico – cultural.

1.3 Marco teórico

1.3.1 Iglesia Colonial San José de Orosi

El templo católico a estudiar en el presente proyecto se llama San José de Orosi, ubicado, precisamente, en el pueblo de Orosi, nombre que se debe a una larga historia del periodo colonial entre indios y españoles, donde se cuenta: "Entonces él (San José Cabécar) llegó nada más que a Orosí entonces dice: ¡Ora-sí, de ningún lado me voy! Y el quedó ahí, por eso los españoles le pusieron Orosi" (Lemistre, s.f, p.18). De acuerdo a lo investigado la palabra que identifica a dicho pueblo cartaginés califica como grave, es decir, no se tilda.

La iglesia se considera una edificación propia del periodo colonial debido a que fue diseñada entre los años de 1743 y 1766; fue construida por misioneros franciscanos en el Valle de Orosi y forma parte de un total de 12 ermitas edificadas, sin embargo, la de San José de Orosi es la única que aún se conserva. Fue fabricada con paredes de adobe de gran espesor, cubierta de teja, con estructura de techo de madera, piso de ladrillo y fachada de mampostería de piedra. En general, presenta un estilo arquitectónico sencillo, donde la fachada blanca, color propio de la cal, destaca por su forma triangular, complementada con una torre para el campanario.

1.3.2 Patrimonio histórico arquitectónico

El templo católico San José de Orosi es Patrimonio histórico arquitectónico, lo que quiere decir, como se indica en la Ley No 7555, que "Forma parte del patrimonio histórico-arquitectónico del país, el inmueble de propiedad pública o privada con significación cultural o histórica, declarado así por el Ministerio de Cultura, Juventud y Deportes de conformidad con la presente ley. Se declaran de interés público la investigación, la conservación, la restauración, la rehabilitación y el mantenimiento del patrimonio histórico-arquitectónico".

1.3.3 Escaneo láser y modelo BIM en edificaciones patrimoniales

1.3.3.1 Escaneo láser

El escaneo láser se realiza mediante un dispositivo colocado sobre un trípode, denominado escáner laser, este se coloca en varios puntos de la edificación, mejor conocidos como estacionamientos, permitiendo mediante rayos láser la captura de imágenes panorámicas a color de su entorno, formando lo denominado como nube de puntos tridimensional con alto grado de precisión.

López (2018) afirma. "El escáner láser permite acelerar la recopilación de los datos espaciales, manteniendo siempre el nivel de detalle y la precisión de la información adquirida. En particular, los escáneres láser proporcionan una gran cantidad de datos tridimensionales en poco tiempo, bajo la forma de millones de puntos (nube de puntos) con coordenadas geométricas (X, Y, Z)".

1.3.3.2 Nube de puntos

Es el conjunto de millones de puntos obtenidos a partir del escaneo láser. Inicialmente se obtienen nubes de puntos parciales debido a cada estacionamiento, que posterior al procesamiento de los datos, se obtiene la nube de puntos tridimensional global, que una vez procesada puede ser incorporada a las diferentes plataformas BIM.

1.3.3.3 Modelo BIM y HBIM

Se define el acrónimo Building Information Modeling (BIM) como, un proceso inteligente basado en un modelo tridimensional que posee las herramientas necesarias ya sea para construir o administrar edificaciones e infraestructura actual de una forma eficiente, sin embargo, se dice que en algunos casos no se tienen las herramientas específicas necesarias para modelar con precisión las formas complejas e irregulares presentes en los edificios históricos. También, es una forma de respaldo digital de la renovación, mantenimiento, conservación durante la vida útil de las diferentes edificaciones incluidas la patrimoniales (López, 2018).

Del BIM deriva el modelo de información de construcción patrimonial, por sus siglas en inglés Heritage Building Informantion Modeling (HBIM), el cual persigue el modelado y la documentación de los elementos arquitectónicos según tipologías artísticas, históricas y constructivas, de gran utilidad para administrar, documentar y reconstruir digitalmente el patrimonio cultural dentro del marco general del patrimonio inteligente. Generalmente, HBIM se construye utilizando los manuscritos y la documentación histórica arquitectónica, el escaneo láser, las técnicas fotogramétricas, así como cualquier otro dato obtenido del análisis físico del edificio en cuestión (López, 2018).

1.3.4 Análisis a las construcciones con tierra

El análisis integral de las deficiencias en edificaciones creadas a base de tierra implica la identificación y el entendimiento de los agentes internos (aquellos propios del material) y de los externos, los cuales son responsable del deterioro o daños visibles y, a su vez, indicadores de alteración en la estructura (Rodríguez, 2011). Además, dicho análisis detalla los factores intrínsecos y extrínsecos de la siguiente manera:

Factores Intrínsecos: Se refiere a los factores como el origen, la composición, la textura y la estructura de la base sólida del suelo que constituye la obra. Para el respectivo análisis se debe realizar una investigación de las características de los materiales: su origen, comportamiento, propiedades físicas y químicas; además del sistema constructivo empleado.

Factores Extrínsecos: Refiere a los factores ambientales (agua, aire, temperatura, presencia de sales, contaminación atmosférica); biológicos (biodegradación por insectos, animales y plantas); mecánicos (defectos del material, problemas en la ejecución de la obra, problemas de diseño); y antrópicos (diseño, construcción, uso).

1.3.5 Adobe como material de construcción

Los bloques de adobe utilizados como material para la construcción son elaborados principalmente de tierra cruda. En Costa Rica, se inició su utilización como material de construcción con la llegada de los españoles, siendo entre el siglo XVIII y XIX cuando más fue utilizado, principalmente en el Valle Central y Pacífico Norte (Hernández, 2014).

En relación con los bloques de adobe, son también conocidos como "adobos" y presentan tamaños variables, formando muros de mampostería, como se puede observar en la Figura 2. Se elaboran a partir de una pasta conformada por tierra (suelo arcilloso), cal, agua, arena y otras fibras naturales; no obstante, las mezclas pueden variar dependiendo del fabricante. Su forma se obtiene con moldes de madera, en los cuales se coloca el material para su consolidación y posterior desmolde, después se dejan secar de forma natural con el sol, en un periodo de hasta tres semanas. La variabilidad de sus dimensiones depende de quién lo produzca, sin embargo, la regla general es que la longitud sea el doble de su ancho (Teixeira, 2015).

Para determinar las características principales de la composición del bloque y del sistema de mampostería que conforma en grupo, se deben revisar según Rivera (2012), tres procesos de análisis principales utilizados en ingeniería, que son:

- Caracterización física en el laboratorio de suelos y geotecnia.
- Caracterización mecánica en el laboratorio de materiales.
- Caracterización química en el laboratorio.

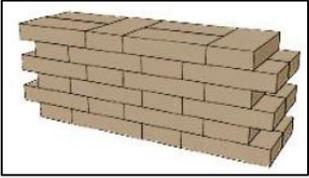
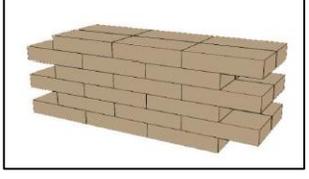
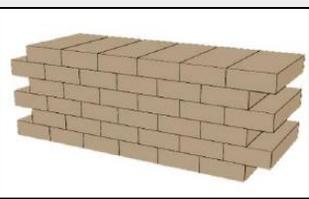
1.3.6 Sistemas constructivos en tierra

Los sistemas constructivos en tierra, que se destacan en edificaciones patrimoniales, consisten principalmente en muros de carga compuestos por mampostería de bloques de tierra cruda, con traslapes y colocación de diferentes formas; esto hace que los muros tengan espesores y alturas variables, lo que puede causar que se traben. Dichos muros, fueron diseñados para resistir las cargas permanentes (peso propio, entresijos, cubierta, entre otros) y carga viva, sin embargo, en su diseño no se toma en cuenta las cargas laterales provocadas por sismo (Rivera, 2012).

En cuanto a los sistemas constructivos en tierra, Hernández (2014) hace referencia a dos sistemas principales: en primer lugar, se tiene el sistema que utiliza la tierra como material de relleno a los elementos constituidos por troncos de madera o caña; el segundo sistema, utiliza la tierra mezclada con fibras vegetales, incluido estiércol, para formar bloques, técnica conocida como "adobe". Ambos sistemas constructivos eran utilizados en la época colonial y, en muchos casos, en forma simultánea.

Como se mencionó anteriormente, la colocación y traslape de los bloques de adobe para formar los muros de mampostería presentan variación y, según Hernández (2014), existen tres traslapes o aparejos comunes, como se puede observar en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Tipos comunes de traslajos en mampostería de adobe

Tipo	Descripción	Ilustración
Aparejo a tizón y sogá	Método donde se alternan las piezas (lado largo - lado corto), en una misma hilada.	
Aparejo a sogá	Método donde se colocan las piezas de manera que el lado más largo fuese paralelo a la pared.	
Aparejo a tizón	Método donde se colocan los bloques de forma que su lado largo sea perpendicular al muro. Siendo este el menos utilizado, por requerir más bloques que los otros dos métodos.	

Fuente: (Hernández, 2014)

1.3.7 Piedra como material de construcción

La piedra es un material proveniente de la naturaleza, por esa razón es uno de los materiales más antiguos utilizados por la humanidad para la creación desde herramientas hasta construcciones.

Específicamente el sistema constructivo a base de piedra denominado calicanto o mampostería de cal y canto, refiere a un sistema de mampostería formada por piedras redondeadas de tamaños variables también llamadas cantos rodados, unidos mediante un mortero de pega a base de cal y arena.

1.3.8 Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica

El CSCR/10-14 en el capítulo 15, apartado 15.2 "Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes" indica que realizar un diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de una obra existente, permite determinar de forma técnica la posibilidad de que sus elementos estructurales sufran daños ante la presencia de un sismo.

A finales del siglo XVI, la mayor parte de las construcciones residenciales del país eran de adobe y bahareque, sin embargo, en diferentes documentos de la época se afirma que muchas

de estas quedaron en estado de ruina con paredes "rotas y deshechas" como consecuencia de eventos sísmicos recurrentes (Hernández, 2014).

Debido a lo anterior, es importante realizar el diagnóstico de vulnerabilidad sísmica, que según el CSCR/10-14, debe apoyarse con un modelado de la estructura existente que tome en cuenta: dimensiones, propiedades de los materiales, detalles constructivos e influencia de los elementos y componentes no estructurales, acompañado del levantamiento patológico de la edificación, que contiene las características reales y actuales, irregularidades, daños o problemas de estructuración.

La vulnerabilidad de las construcciones a base de tierra es alta ante los movimientos sísmicos, como se ha comentado anteriormente, debido principalmente a su baja resistencia a tracción, la mala calidad del material utilizado para creación de los bloques o mortero, los errores constructivos, la falta de traba entre las partes y la ausencia de elementos de confinamiento (Hernández, 2014).

1.3.9 Consideraciones para la restauración de patrimonios de adobe en zonas sísmicas

Para las construcciones en adobe y bahareque del periodo colonial y hasta mediados del siglo XX, edificadas en zonas de alta sismicidad (la mayoría de las zonas de nuestro país) y denominadas patrimonio, las técnicas de restauración y conservación deben tomar en cuenta, como base para su intervención, la recuperación y empleo de las técnicas de construcción propias de la época y del tipo de edificación (Hernández, 2014).

El CSCR/10-14 en el capítulo 15, apartado 15.6 "Edificaciones históricas y monumentos" destaca que la prohibición de materiales como: adobe, bahareque, entre otros; no necesariamente rige cuando se esté trabajando en una obra de restauración en un inmueble histórico o monumento nacional, sin embargo, aplican requisitos mínimos a cumplir. Además, se detallan los requisitos para el diagnóstico y adecuación sísmica en este tipo de obras.

En el Cuadro 2, se pueden observar las soluciones que, según Hernández (2014), son las más utilizadas para asegurar que las edificaciones patrimoniales construidas con adobe tengan una mejor respuesta estructural ante un sismo.

Cuadro 2. Soluciones comunes para adecuación antisísmica en construcciones de tierra.

Método de solución	Breve descripción
Restitución de la traba	Aplica cuando existe desvinculación entre los muros.
Vigas de amarre y zunchos de reparto	Ayuda a lograr un anclaje apropiado de la estructura de techos para distribuir uniformemente las cargas sobre las paredes y posterior una transmisión adecuada al suelo.
Refuerzo en el encuentro de muros	Proporciona al sistema de muros resistencia para soportar movimientos sísmicos moderados, mientras que estos estén hechos con bloques traslapados entre sí.
Inserción de tirantes	Aplica cuando exista riesgo de desplome, ayudando a mejorar la respuesta ante un sismo.
Contrafuertes	Ayuda a mejorar la estabilidad de la estructura, aumentando su resistencia ante fuerzas horizontales o de torsión.
Tratamiento de grietas	Consiste en reparar las fisuras en los muros y demás elementos de adobe retocando las lesiones, inyectándolas o cosiéndoas.
Sistema de refuerzo con geomalla	Para estructuras con tierra la geomalla que se ha utilizado es la formada por un sistema reticular plana formada por polímeros de alta resistencia estructural.

Fuente: (Hernández, 2014)

1.4 Delimitación del problema

1.4.1 Alcance

El proyecto consiste en desarrollar un diagnóstico de deficiencias presentes en el Templo San José de Orosi, en Cartago, que implica la identificación y caracterización, de manera visual, del estado actual de los materiales utilizados para su construcción y sistema constructivo; así como de los elementos estructurales y arquitectónicos, con el objetivo de determinar el estado de vulnerabilidad estructural que presenta la edificación. Con base en lo anterior, se busca proponer recomendaciones de reforzamiento para restaurar y conservar el inmueble.

El diagnóstico de deficiencias en este proyecto será únicamente sobre el sistema constructivo y estructural, no toma en cuenta lo referente al sistema mecánico ni eléctrico, razón por la que estos últimos no se incluirán en el plan de acción propuesto, lo anterior debido a razones de desconocimiento técnico.

Dada la falta de información en el país sobre los parámetros estructurales del adobe y reforzamiento del mismo, se pretende realizar una revisión de la bibliografía internacional; por motivos de trabajar con una edificación patrimonial y, además, por ser el adobe el material principal del sistema constructivo considerado como frágil ante la extracción de muestras, queda fuera del alcance del proyecto la realización de pruebas de laboratorio.

Al tratarse de una edificación antigua del periodo colonial y Patrimonio Nacional, la extracción de muestras para la caracterización de los materiales y el estado actual de los elementos estructurales y arquitectónicos del templo se llevará a cabo de acuerdo con las condiciones que especifica el Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural (CICPC) para trabajar en edificaciones de este tipo.

1.4.2 Limitaciones

Al realizar el proyecto en una edificación denominada Patrimonio Nacional este debe estar sujeto a las condiciones que dicta la Ley No 7555 de Patrimonio Histórico Arquitectónico, cuyo objetivo es conservar, proteger y preservar el patrimonio del país.

El adobe es uno de los materiales más sobresalientes en la edificación patrimonial, por lo que, destaca en el diagnóstico de vulnerabilidad de la edificación, sin embargo, existe escasez de información en el país sobre dicho material, especialmente datos de su parámetros estructurales o normativas para realizar los ensayos experimentales pertinentes para la obtención de estos.

El análisis de vulnerabilidad estructural se limita a la información obtenida de la bibliografía existente e información que se pueda obtener mediante inspecciones en sitio, cumpliendo con los protocolos sanitarios debido a la emergencia nacional por COVID-19 y autorizadas por el sacerdote a cargo de la Parroquia San José de Orosi, sin generar impacto a la edificación con la respectiva autorización del Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural.

Se tiene la limitación de no poder cumplir con todo lo que se indica en el CSCR/10 – 14, ya que, como se lee en la sección 1.1, esta prohíbe el uso de materiales y sistemas constructivos con adobe como sistema sismorresistente y, como se mencionó anteriormente, al ser el templo patrimonio, no se deben alterar los materiales o el sistema constructivo original, detalle tomado en cuenta al momento de establecer las recomendaciones de reforzamiento.

1.5 Descripción de la metodología a usar

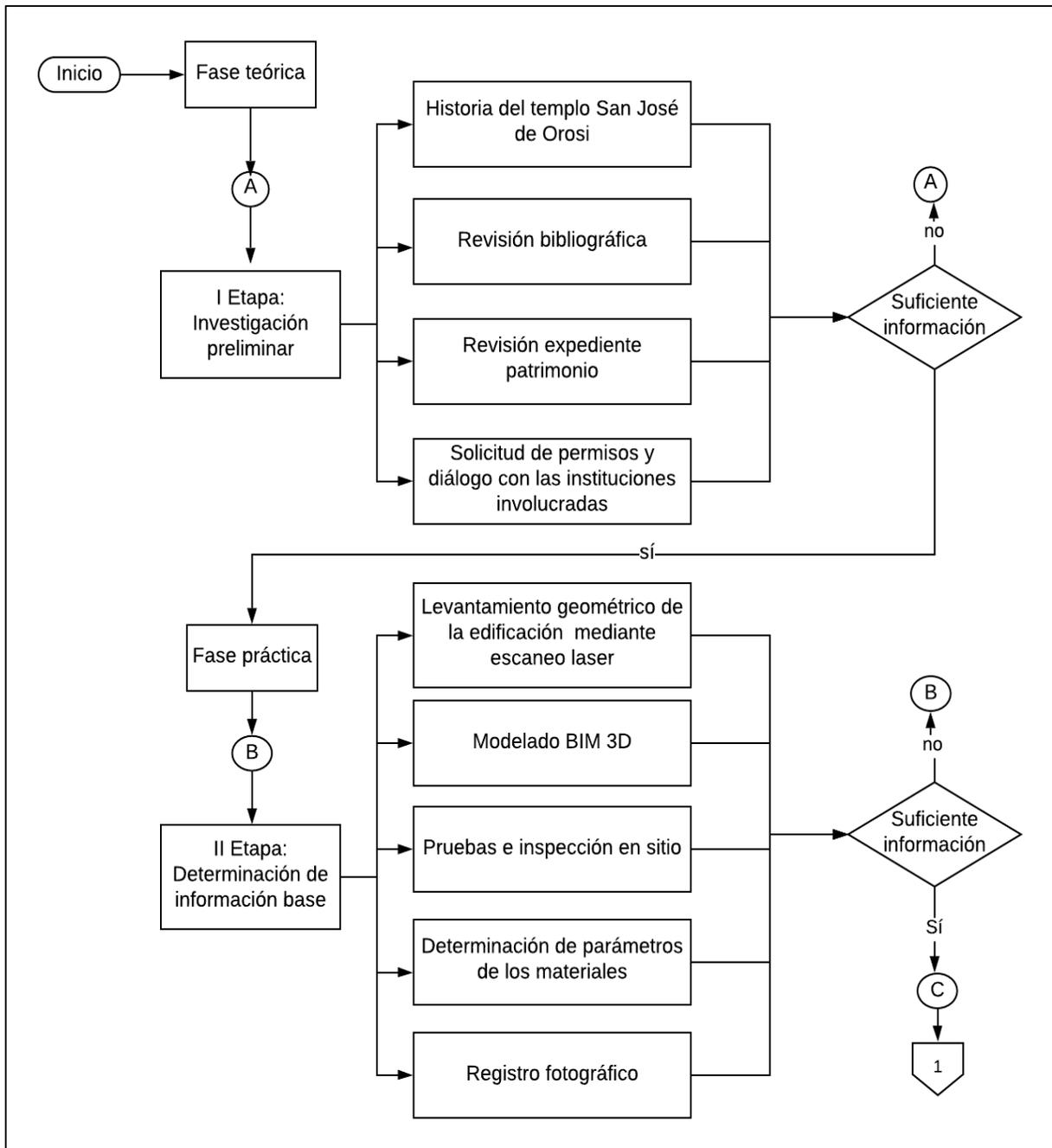


Figura 1. Diagrama metodológico del proyecto

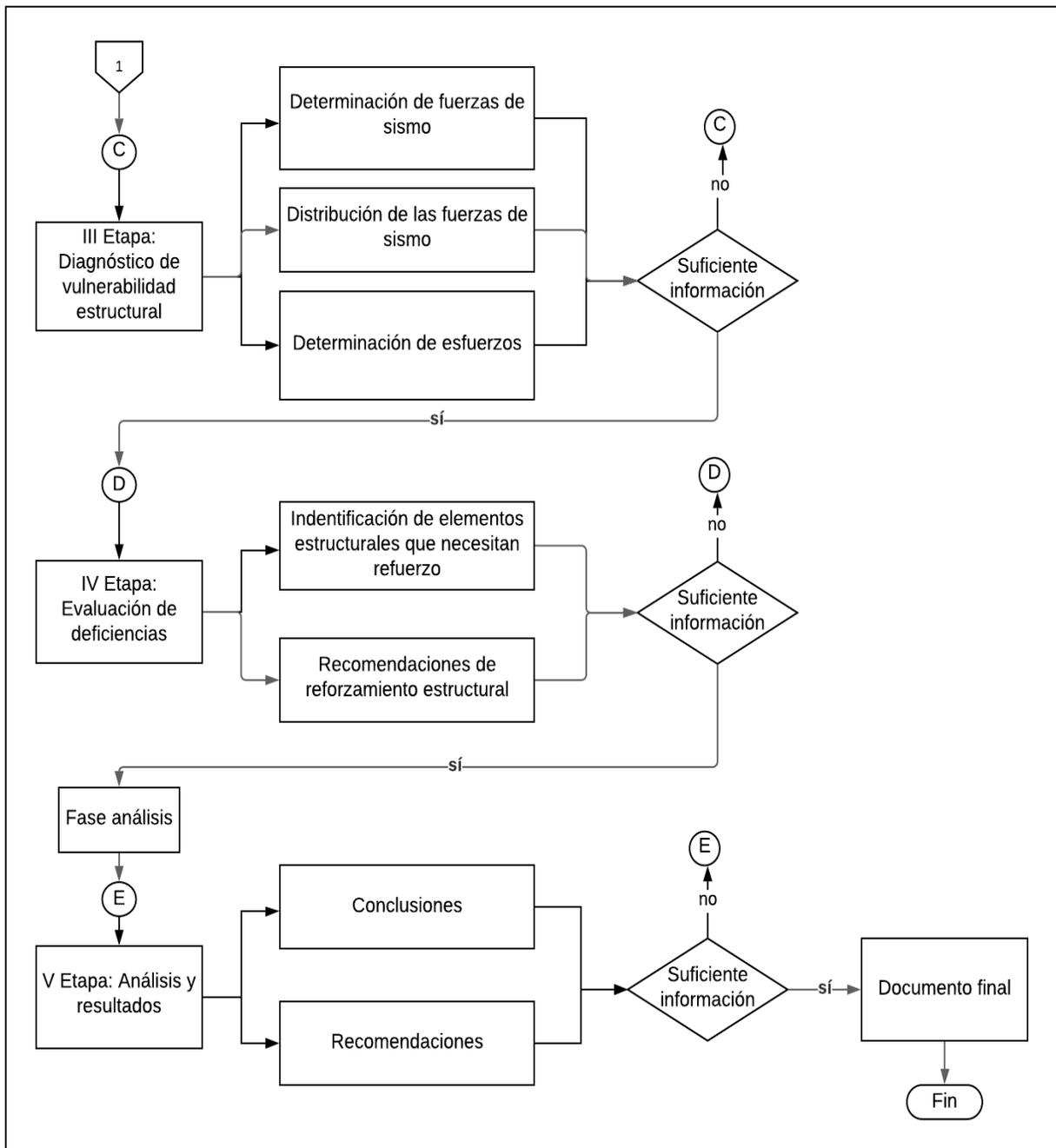


Figura 2. Diagrama metodológico del proyecto (Cont.)

1.5.1 I Etapa: Investigación preliminar

En esta etapa se lleva a cabo una investigación bibliográfica sobre la Iglesia Colonial de Orosi para conocer su historia, importancia y problemas que presenta, indagación que, a la vez, justifica el presente proyecto; en la investigación se incluye la revisión del expediente del inmueble patrimonial. Además, se realiza una exhaustiva búsqueda de información bibliográfica

en relación con los materiales y el sistema constructivo, para identificar los datos disponibles a nivel nacional e internacional, e irse familiarizando con el tema. Por último, se busca determinar cuáles instituciones estarían involucradas en el desarrollo del proyecto y los dueños registrales del inmueble para obtener las autorizaciones correspondientes.

1.5.2 II Etapa: Determinación de información base

Se realiza un escaneo laser de toda la edificación patrimonial mediante visitas de campo, con el fin de realizar un levantamiento geométrico detallado que, además, permite realizar un modelo tridimensional (3D) en un programa de trabajo BIM. Posteriormente mediante pruebas e inspección en sitio se identificarán las características propias del método constructivo y materiales que conforman la edificación, y se llevara a cabo la caracterización y determinación del estado actual de los materiales, principalmente de los materiales presentes en los muros, siendo estos los elementos estructurales principales de la edificación, para la determinación posterior de sus propiedades mediante información bibliográfica, tal como se indicó en el alcance, por lo tanto, no se realizarán pruebas de laboratorio y, además, en el expediente de patrimonio se cuenta con un estudio de suelos para el sitio de la investigación.

1.5.3 III Etapa: Diagnostico de vulnerabilidad estructural

Posterior a la identificación de los elementos que forman parte del sistema estructural y las cargas que actúan sobre estos, se establecerán las fuerzas de sismo de acuerdo con el CSCR/10-14; por otro lado, y siempre apegado a los lineamientos del CSCR/10-14, se realiza la respectiva distribución de las fuerzas que se generan en la estructura ante la presencia de un sismo; por último, se determinan los esfuerzos debido a la fuerza de sismo para el diagnóstico de la vulnerabilidad estructural del templo.

1.5.4 IV Etapa: Evaluación de deficiencias

Basados en el resultado del diagnóstico de vulnerabilidad estructural, en esta etapa se identifican los elementos que necesitan ser intervenidos para su reforzamiento estructural, detallándose cuales son las deficiencias estructurales encontradas a partir de criterios de aceptación y brindar recomendaciones de reforzamiento estructural actuales, respaldados con investigaciones y ensayos de laboratorio tanto nacionales como internacionales.

1.5.5 Etapa: Análisis y resultados

En esta última etapa se analizan los resultados del diagnóstico, con el fin de lograr dar luz sobre el estado actual de la edificación y realizar recomendaciones de seguimiento del proyecto. Se elaborará un documento para entregar a las instituciones interesadas, en este caso la Escuela de Ingeniería Civil y el Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural, en el que se aporten las respectivas conclusiones y recomendaciones para la intervención de conservación.

1.6 Mecanismos posibles de la evaluación del problema

Eficiencia: Para evaluar si el desarrollo del proyecto está siendo eficiente, se podrá realizar la comparación periódica entre el cronograma de trabajo inicial propuesto y los avances reales, lo que permitirá controlar si existen atrasos o sobrestimaciones en el cronograma. Por otro lado, se dedicarán 32 horas por semana para la realización del proyecto del semestre en curso.

Eficacia: Se realizarán cuatro informes de avance correspondientes a la finalización de cada una de las etapas de la fase práctica propuesta en la metodología de trabajo, asimismo, se establecen las pautas a seguir para poder cumplir con los objetivos específicos planteados. Los informes serán mostrados al comité asesor del proyecto de graduación y a los representantes de la institución interesada para demostrar que el proyecto avanza con el tiempo y la calidad adecuada.

Impacto: Se podrá evaluar el impacto positivo del proyecto si, al cumplir con todos los objetivos planteados, los interesados aprovechan el plan de actuación que se ofrece en el presente proyecto para llevar a cabo la intervención de restauración para la conservación del Patrimonio histórico arquitectónico. Los resultados serán comunicados mediante una reunión a la institución interesada para exponer de forma clara los resultados de la investigación.

Pertinencia: La edificación del proyecto es parte del patrimonio histórico arquitectónico de Costa Rica y es el único templo construido en la época colonial que aún no ha necesitado ser reconstruido, razón por la cual el presente proyecto busca documentar información e intervenir la edificación con el menor impacto, pero asegurando la conservación de esta, de manera que se evite el colapso y la necesidad de reconstrucción ante la presencia de un sismo.

Perdurabilidad: Debido a la cantidad de edificaciones consideradas patrimonio, el proyecto servirá de base para las intervenciones en este tipo de edificaciones.

Capítulo 2. Escaneo láser y modelado 3D

En este capítulo se describe el procedimiento y resultado final del levantamiento geométrico de la edificación patrimonial en estudio, realizado mediante un escaneo láser en sitio que proporciona una nube de puntos y con ello la generación de un modelo tridimensional elaborado en un programa de trabajo BIM, permitiendo la documentación de la edificación con alto grado de detalle importante para su conocimiento histórico a través de las generaciones y como información importante para la conservación de la edificación, que involucra desde restauraciones hasta una posible reconstrucción parcial o total conservando su geometría y con ello toda la historia colonial que hay detrás de tan preciada estructura.

2.1 Levantamiento de estructura con escaneo láser

El levantamiento geométrico de la estructura se detalla en forma de diagrama de flujo en la Figura 3, y posterior a ello se describe para mayor claridad cada uno de los pasos mostrados en dicho diagrama.

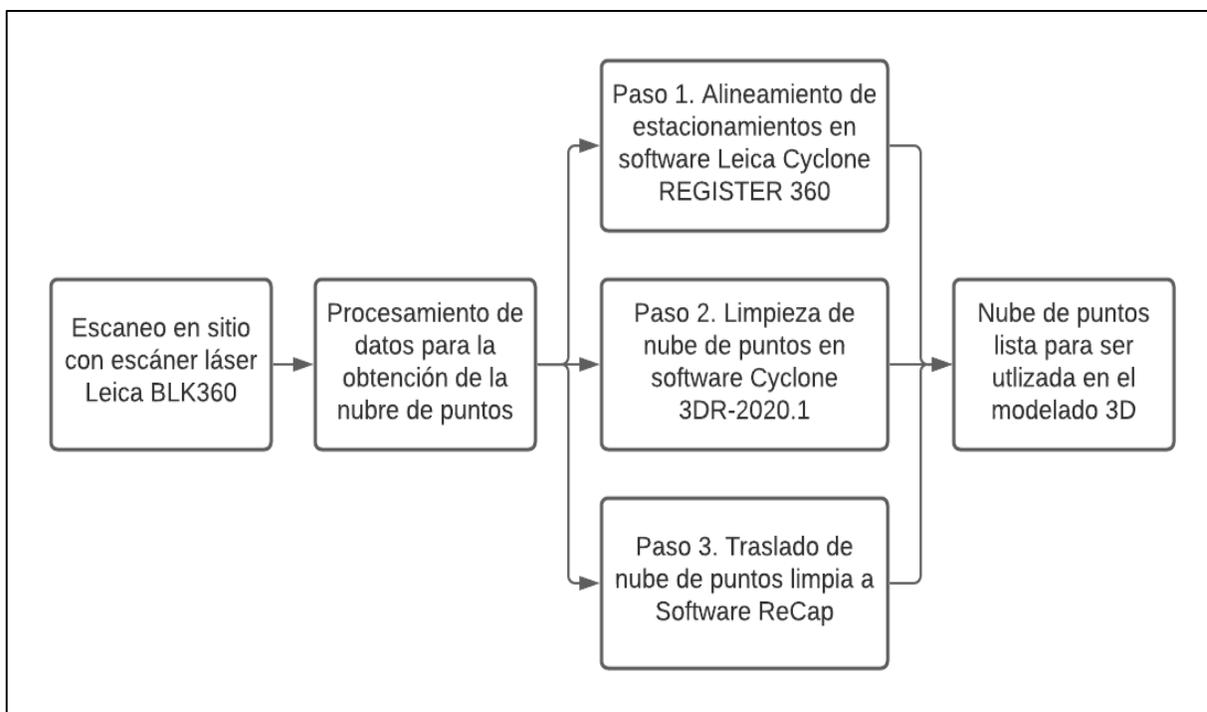


Figura 3. Procedimiento para determinación de nube de puntos a partir del escaneo laser

2.1.1 Escaneo en sitio

En primer lugar, para el levantamiento detallado y con alto grado de precisión de la edificación patrimonial en estudio, se realizó el escaneo en sitio, que consiste en la colocación del instrumento denominado escáner láser en estaciones o posiciones específicas de la edificación, de tal forma que este analice todo el entorno mediante rayos laser, permitiendo la obtención de millones de puntos (nube de puntos) con alto grado de detalle en un periodo corto de tiempo.

El escáner láser utilizado es el Leica BLK360, como se observar en la Figura 4, este es pequeño y ligero de manejar; posee una precisión de 10 milímetros y su campo visual es de 360°.

Mediante una exploración en sitio se realizó un reconocimiento inicial de las características de la estructura y su entorno con el fin de planificar estratégicamente la cantidad y ubicación de los estacionamientos, sin embargo, conforme se iba avanzando con el escaneo la cantidad y ubicación en algunos casos variaba, todo con el propósito de que la información de la edificación este lo más completa posible, ya que, durante el desarrollo se conocía más del entorno y su complejidad.

En total se realizaron 135 estacionamientos, cada uno de ellos con una duración de recolección de la información de cinco minutos, más el desplazamiento al sitio, logística de determinación de ubicación de los estacionamientos mencionada anteriormente y desplazamiento en el sitio, completando una duración total de cuatro días de escaneo.



Figura 4. Herramienta láser en proceso de escaneo del interior del templo

2.1.2 Procesamiento de datos

Tras la toma de los datos, se realiza el procesamiento de dichos datos para formar una sola nube de puntos tridimensional permitiendo generar un modelo BIM y con ello documentación patrimonial para su conservación.

2.1.2.1 Alineamiento

El alineamiento de nube de puntos consiste en el agrupamiento de los puntos obtenidos en cada estacionamiento (nube de puntos parcial) para dar lugar a una nube de puntos global que involucra las nubes de los 135 estacionamientos que se realizaron en este caso. En el Anexo 8, se presenta el informe de registro de escaneo emitido por el software Cyclone REGISTER 360 después del concluir el proceso de alineado de todos los estacionamientos en dicho programa.

Para realizar el alineamiento entre dos o más nubes parciales, es necesario que exista un porcentaje de solapamiento o puntos en común, ya que, a partir de la información que se repite es que se podrá identificar alguna geometría especial, como: esquinas, muebles, esferas; y poder unir los puntos de las dos nubes es ir creando una sola nube de puntos global.

Como se puede observar en la Figura 5, se tiene de manera ilustrativa el alineamiento entre dos estacionamientos, en este caso estacionamientos realizados en el templo colonial, más específicamente en una de sus capillas, cumpliendo el porcentaje de solapamiento al estar muy cerca uno del otro, en las imágenes se pueden observar cada estación como círculos.

En la Figura 5 A), se observa como las nubes son totalmente independientes, pero con una gran cantidad de puntos en común, por lo que se procede a identificar geometría especial para su unión, en este caso, como se puede observar en la Figura 5 B), se tomó una esquina como punto de partida del alineamiento, y así se sigue buscando puntos en común para su respectiva unión. Para saber si el alineado está listo a parte de la visualización de las nubes de puntos unidas como se observa en la Figura 5 C), se realiza una verificación del error de alineado que el software de trabajo permite realizar, este debía ser menor a 0,002 m.

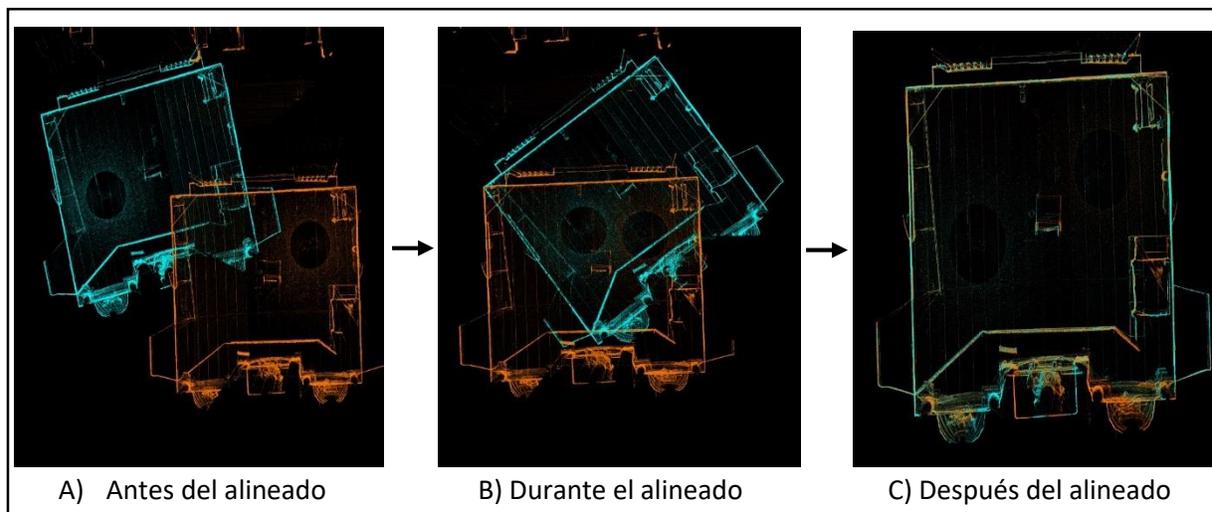


Figura 5. Ilustración del proceso de alineamiento entre dos estacionamientos

Cada unión de estacionamientos, es decir, después del alineado entre dos nubes parciales se genera un enlace el cual es representado en la Figura 6, por una línea verde, para un total de 134 enlaces; además, en dicha figura se puede observar una vista en planta de toda la edificación y los 135 estacionamientos realizados durante el desarrollo del escaneo previamente descrito, representados con un círculo de color rojo.

Cabe destacar, que durante el desarrollo del alineamiento se realizaron pruebas las cuales consistían en enlazar más de dos nubes parciales, sin embargo, en todos los casos el error aumentaba a más de 0,002 m, siendo este el error tolerable para el presente proyecto, por lo que, se decidió que los enlaces tuvieran forma lineal o en cadena, como se puede observar en la Figura 6.

Todos los estacionamientos están enlazados unos con otros formando la nube de puntos global a utilizar para el modelado tridimensional, teniendo un error final de alineado del conjunto de 0,002 m, siendo este un error considerablemente bajo, lo que quiere decir que el alineado del conjunto se realizó de manera satisfactoria.



Figura 6. Vista en planta de los estacionamientos y su respectivo enlace después del alineamiento

2.1.2.2 Limpieza de nube de puntos

Para que durante la utilización de la nube de puntos no haya mayor interferencia en la claridad de la información, se procede a realizar una limpieza a la nube en el software Cyclone 3DR-2020.1 de puntos generada en el paso anterior.

La limpieza de la nube consiste en la eliminación de puntos que no generan información relevante de la edificación como: personas, destellos debido a la presencia de rayos del sol, entre otros; es por lo anterior que para este proceso se debe tener un cierto grado de interpretación del levantamiento, para poder identificar la presencia de personas, árboles, arbustos, entre otros.

Es un proceso lento y detallado, pero de gran importancia para que la nube tenga la información limpia y necesaria, sin puntos que distorsionen la información especialmente la geométrica de la estructura.

2.1.2.3 Traslado de nube de puntos

Posterior al alineado y limpieza de la nube tridimensional global de la edificación patrimonial en estudio, se realiza un traslado de la misma al software Autodesk ReCap, esto debido a su compatibilidad con los diferentes formatos de nube de puntos que acepta insertar los programas de Autodesk tanto AutoCad como Revit.

Entre los beneficios varios del traslado de la nube de puntos a dicha herramienta, se tiene determinar medidas en la estructura y como es el caso en el presente proyecto, permite la obtención de recortes de elementos especiales o específicos de la edificación con el fin de ser utilizados en el software AutoCAD con el fin de delinear o calcar la geometría de todas las caras de los elementos y así trasladar mediante el delineado las medidas y formas exactas de los elementos al software de modelado tridimensional Revit, para crear familias paramétricas y poder ser utilizadas en el modelo tridimensional de toda la estructura.

En la Figura 7 y 8, se puede observar vista de la nube de puntos tridimensional obtenida a partir del traslado de la nube de puntos trasladada al software Autodesk ReCap; se puede observar como la información está bastante completa y clara, sin embargo, cabe destacar que se observa en algunas áreas del techo tanto del templo como del convento espacios vacíos o información faltante, esto se debe a que el trípode del escáner láser es bajo en comparación a altura de la edificación y la irregularidad del terreno imposibilitan la captura de la información en esas pequeñas áreas.



Figura 7. Vista 3D de nube de puntos global obtenida a partir del escaneo láser

Las esferas que se observan en la Figura 7 y 8, es una forma más de visualización de los puntos de estacionamiento del escáner láser, dejando en evidencia que la edificación fue recorrida en su totalidad y producto de eso se puede observar la claridad de la información.

En la Figura 7, se muestra el resultado debido al escaneo láser visto desde la parte frontal y en la Figura 8, se muestra la información vista desde el atrás de todo el conjunto patrimonial que como las etiquetas en las figuras lo muestran, involucra dos estructuras correspondientes al antiguo convento, actual museo religioso; tres estructuras correspondientes al templo colonial y la estructura del campanario.

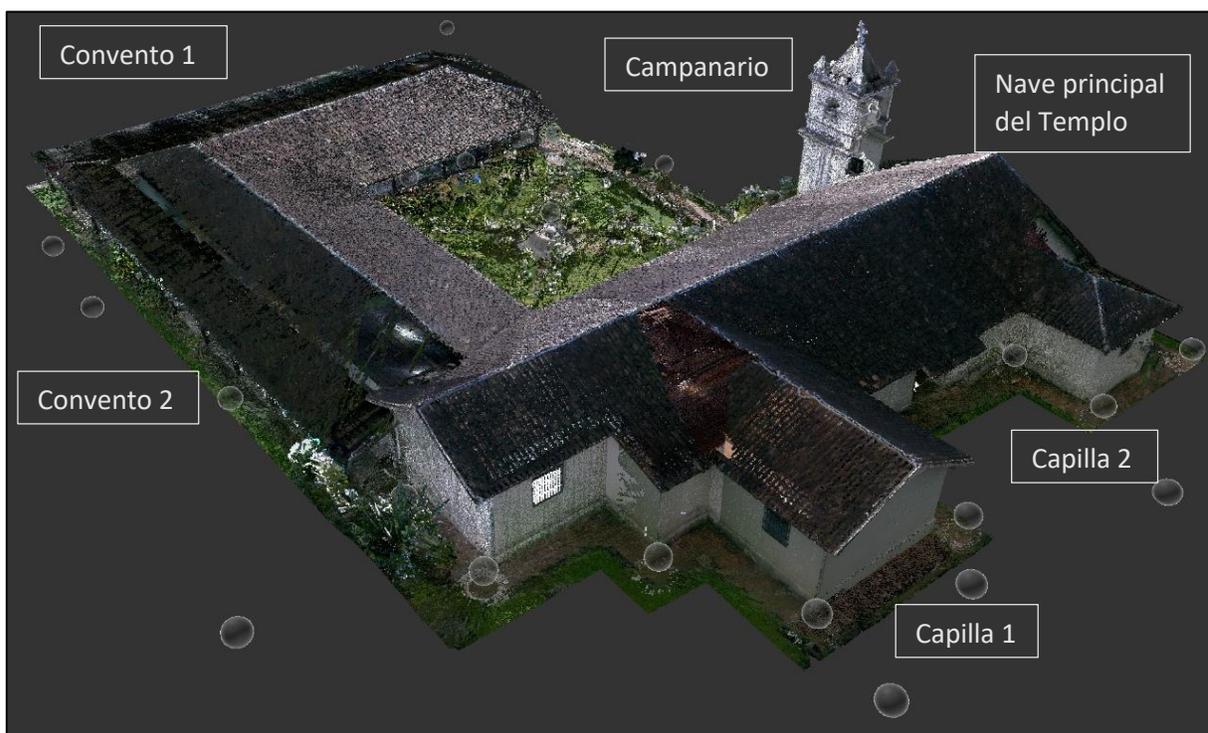


Figura 8. Vista suroeste 3D de la nube de puntos global obtenida a partir del escaneo láser

En las imágenes anteriores se muestra la claridad y calidad de la información de la nube de puntos resultado del escaneo láser por fuera de la edificación, por lo que, en la Figura 9, se muestra un corte transversal del templo donde se observa el interior de este, permitiendo mostrar como la información del interior de la nube de puntos también es clara, completa y real.



Figura 9. Vista de interior de la nube de puntos obtenida a partir del escaneo láser en el templo

2.2 Modelo tridimensional en programa de trabajo BIM

2.2.1 Elaboración del modelo tridimensional

El modelo geométrico 3D es creado a partir de la nube de puntos obtenida del escaneo laser. Es por eso que, se inicia con la inserción de la nube de puntos a la plataforma BIM, en este caso Autodesk REVIT 2021 que es un software de modelado de información.

En la Figura 10, se puede observar la nube de puntos tridimensional una vez importada en la plataforma de modelado, se verifica además que la nube conserva la calidad y es apta para determinar la información geométrica precisa necesaria para el modelado de la estructura, ya que, a partir de su inserción se puede realizar mediciones y obtener resultados reales.



Figura 10. Vista sureste 3D de la nube de puntos en la plataforma de modelado BIM

Como se mencionó anteriormente los datos geométricos se obtienen a partir de la nube de puntos generada del escaneo láser, en cuanto a información de los materiales se debe determinar a partir de documentos históricos, inspección técnica de la edificación o ensayos de laboratorio, en este caso el modelo se centra en documentar la geometría de la edificación patrimonial.

Mediante la segmentación de la nube de puntos mediante la realización de gran cantidad de cortes, secciones y vistas sobre la nube de puntos se logra determinar las características geométricas de los elementos arquitectónicos y estructurales escaneados, así ir creando el modelo. Como se puede observar en la Figura 11, a manera de ejemplo se presenta un corte longitudinal en la nube de la estructura del templo colonial, sin embargo, en muchos de los casos los cortes durante el modelado debían ser con acercamientos mayores.

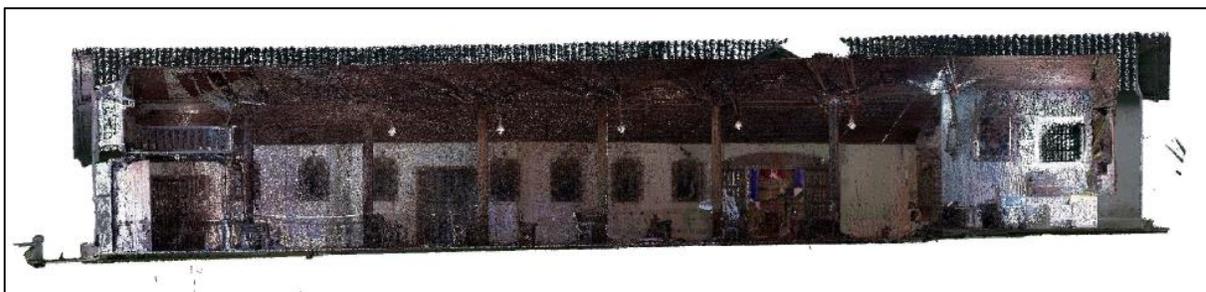


Figura 11. Corte longitudinal (templo) de la nube de puntos después de la inserción en el software BIM. La información de la nube es precisa y real, permitiendo que esta sea trasladada al modelo. En la Figura 12, a manera de ejemplo de las vistas gracias a la nube de puntos, se observa la vista en planta de la edificación obtenida a partir de un corte a nivel base de la nube de puntos tridimensional, siendo esta un claro ejemplo de cómo se determinaron espesores y ubicación de los muros en planta, entre mucha más información geométrica requerida durante el proceso de modelado.

Por otro lado, como se puede observar en la Figura 12, el templo presenta una inclinación respecto al "convento 1", por lo que, parte de la información que se puede determinar con la nube, es como en este caso determinar la inclinación que posee el templo respecto al eje horizontal E-O que es de $2,00^\circ$ e, inclinación de las columnas de marco de madera en el interior del templo, como se puede observar en los Anexos 2 y 3.

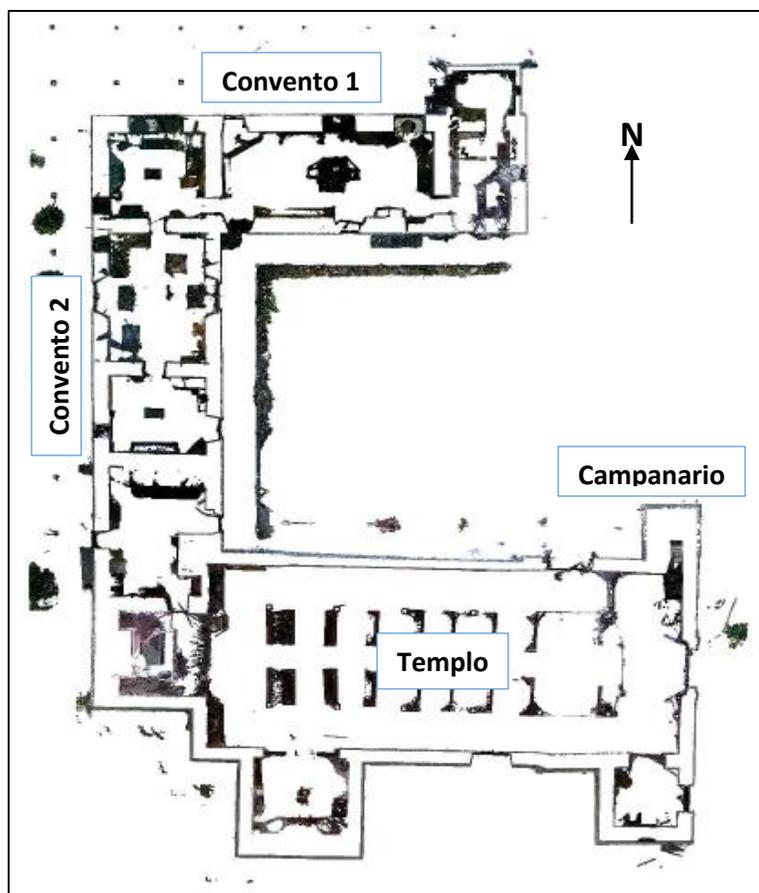


Figura 12. Vista en planta de la nube de puntos después de la inserción en el software BIM

Una vez identificado el orden de construcción del modelo e identificados los cortes, secciones o vistas que proporcionen la información requerida en cada etapa, se procede a la creación del modelo utilizando las herramientas básicas de software Revit cuando los elementos son simples, tomando en cuenta las diferentes vistas o elevaciones que este elemento requiera para poder ver y determinar todas sus características geométricas o de unión con los demás elementos que conforman la edificación en estudio.

Por el contrario, cuando el elemento posee características complejas o irregulares, propias de la época constructiva o de la edificación en sí, se debe recurrir la creación de objetos externos mediante la herramienta de familias paramétricas, el cual consiste en la creación de objetos externamente mediante plantillas genéricas de familias paramétricas que incluye el programa Revit y poder ser cargados al proyecto de modelado para su utilización.

Parte de los elementos que por las razones expuestas anteriormente se debieron crear a partir de familias paramétricas e importadas al proyecto para su utilización están: columnas, puertas y ventanas.

A manera de ejemplo del proceso de creación de las columnas mediante familias paramétricas, se tienen las columnas del marco de madera ubicado en el interior del templo, detallado seguidamente.

En primer lugar, se obtienen recortes en el programa ReCap de las vistas de las caras del elemento, en este caso de la columna. Posteriormente, se importan los recortes en un programa para ser delineada o calcada su geometría, en este proyecto se utilizó el programa AutoCAD, como se puede observar en la Figura 13 A).

Una vez obtenida la geometría, esta se importa en la plantilla de familia paramétrica columna en Revit y mediante las herramientas que este programa contiene, se crea la columna, la cual cuenta con la altura como parámetro modificable, y así poder ser utilizada en el modelo 3D que se está desarrollando.

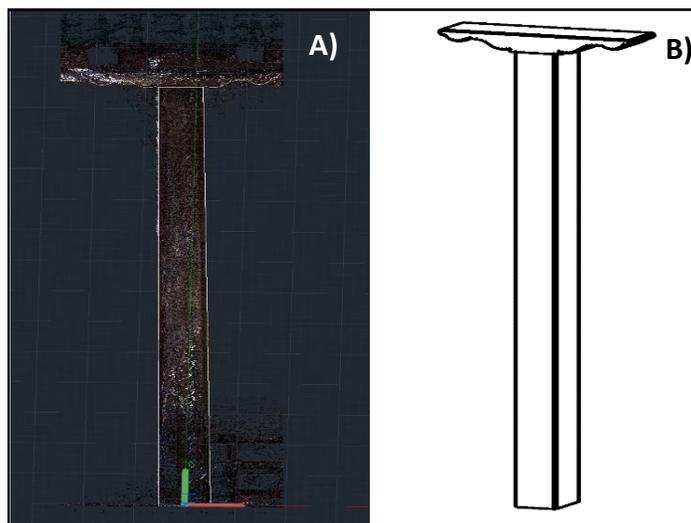


Figura 13. A) Recorte en AutoCAD de vista de la columna. B) Columna creada en REVIT

Las vistas que se muestran en los cortes de las Figuras 11 y 14, permiten colocar adecuadamente los elementos conforme se van creando y verificar que estos tengan las dimensiones y estén en la posición correcta.

Cabe destacar, que los cortes mostrados son ejemplos generales de secciones que muestran claramente como brinda la información la nube de puntos, sin embargo, la creación del modelo es compleja, haciendo que los cortes en muchos casos fuerzan con acercamiento mayor y específicos, para lograr captar la información que se deseaba, como en el caso de las vigas y columnas la determinación de su geometría y la colocación en el modelo requería secciones de vistas en todas sus caras.

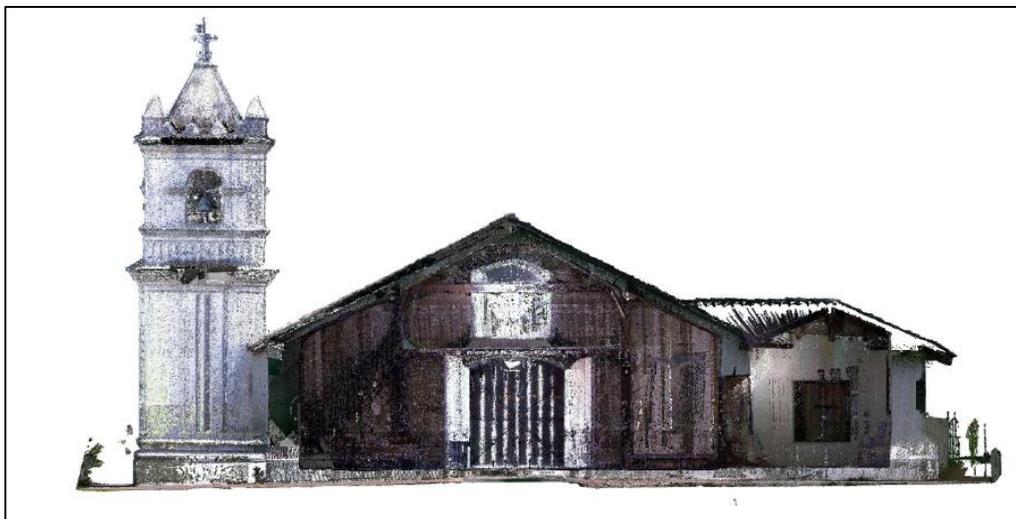


Figura 14. Corte transversal (templo) de la nube de puntos después de la inserción en el software BIM. Además de realizar la verificación de la ubicación correcta, las secciones permiten la visualización de cuales elementos se debían crear para ir completando el modelo y con ello, la comprobación de avance del proceso de modelado.

Como ejemplo del final del proceso de modelado descrito anteriormente, se puede observar en la Figura 15 A), la estructura del campanario, considerada como una estructura representativa como producto final por su laborioso trabajo de modelado debido a sus características geométricas y, en la Figura 15 B) se muestra la estructura real existente del campanario a manera de comprobación del resultado.

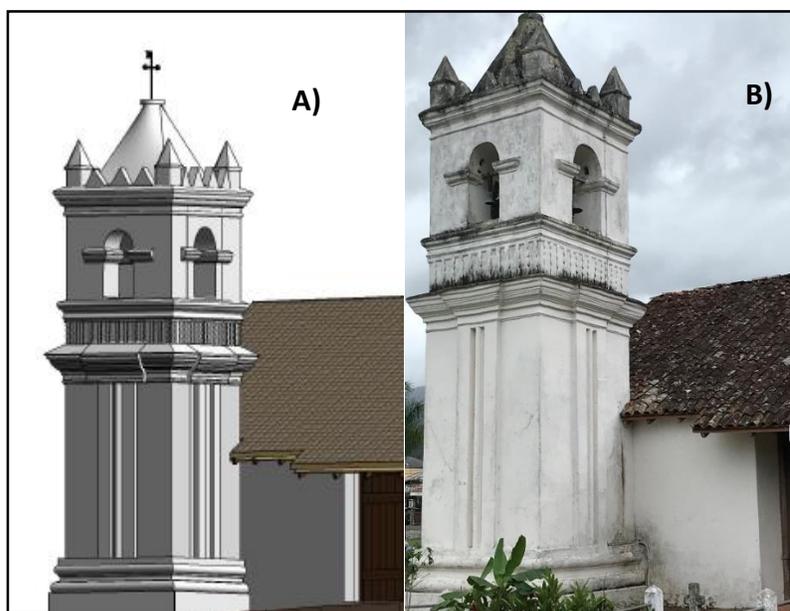


Figura 15. A) Modelo 3D del campanario del Templo Colonial. B) Imagen real del campanario

2.2.2 Resultado final del modelo tridimensional

Como resultado se obtiene un modelo tridimensional BIM, como se puede observar en la Figura 16. Parte de los múltiples beneficios del manejo de la información que tiene BIM, es que a partir del modelo tridimensional se puede generar documentos técnicos con mayor facilidad como planos de plantas, alzados, secciones y vistas en 3D que muestren detalles relevantes y propias de la edificación.

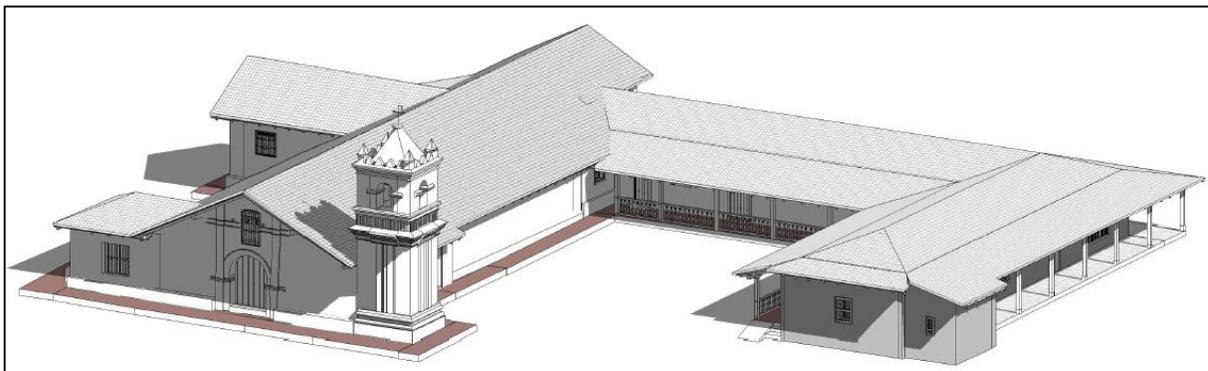


Figura 16. Vista 3D noroeste de la edificación patrimonial resultado del modelado BIM

En la siguiente figura se muestra el resultado del modelo tridimensional realizado en Revit con la nube de puntos que se utilizó para la construcción del mismo encendida, con el fin de mostrar como la información entre estos dos elementos (modelo 3D y nube de puntos) se traslapa y evidencia que los elementos del modelo están correctamente ubicados y que la geometría también es la adecuada, al no visualizarse elementos sobresalientes o irregularidades.



Figura 17. Vista sureste 3D del modelo más la nube de puntos

Como complemento y considerando importante la visualización de la estructura desde varios ángulos, donde se muestre el resultado completo del modelo en este caso con la nube de puntos, se presenta la Figura 18 y el Anexo 4.



Figura 18. Vista suroeste 3D del modelo más la nube de puntos

A pesar que las herramientas del programa de modelado no son específicas para gestionar y modelar las formas complejas, particulares e irregulares que en muchos casos se presentan en los edificios históricos, ya que, están más enfocados en edificaciones nuevas y con diseños actuales, se logró llegar a un alto grado de precisión geométrica de la edificación patrimonial en estudio.

En consecuencia, a partir del uso de niveles y secciones el programa de modelado permite como parte del resultado la generación de planos de planta, secciones y elevaciones, en este caso indicados en el Apéndice K.

Como parte del resultado se generaron las cuatro elevaciones del modelo (norte, sur, este, oeste), en las Figuras 19 y 20, se muestran las elevaciones sur y norte respectivamente, las faltantes se adjuntan en los Anexos 5 y 6.

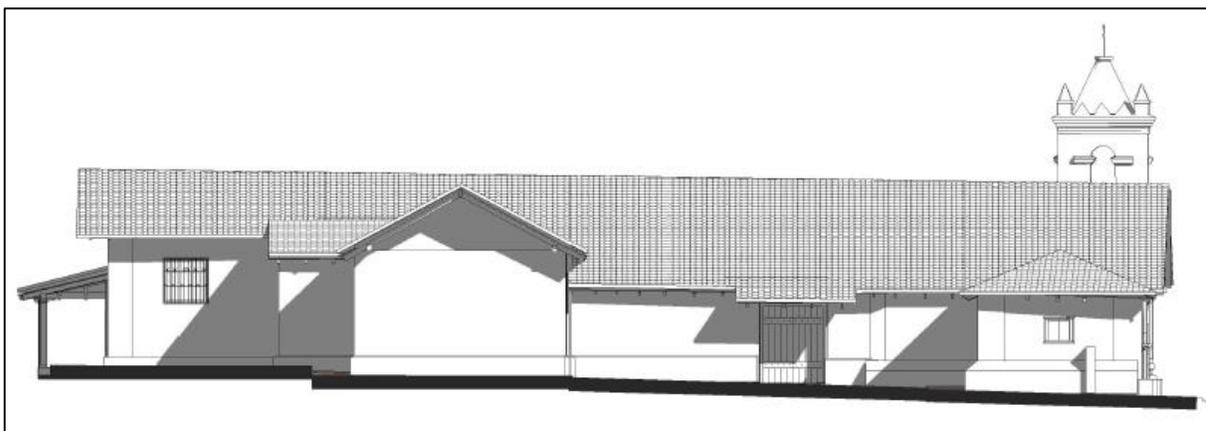


Figura 19. Alzado sur de la edificación patrimonial resultado del modelo BIM

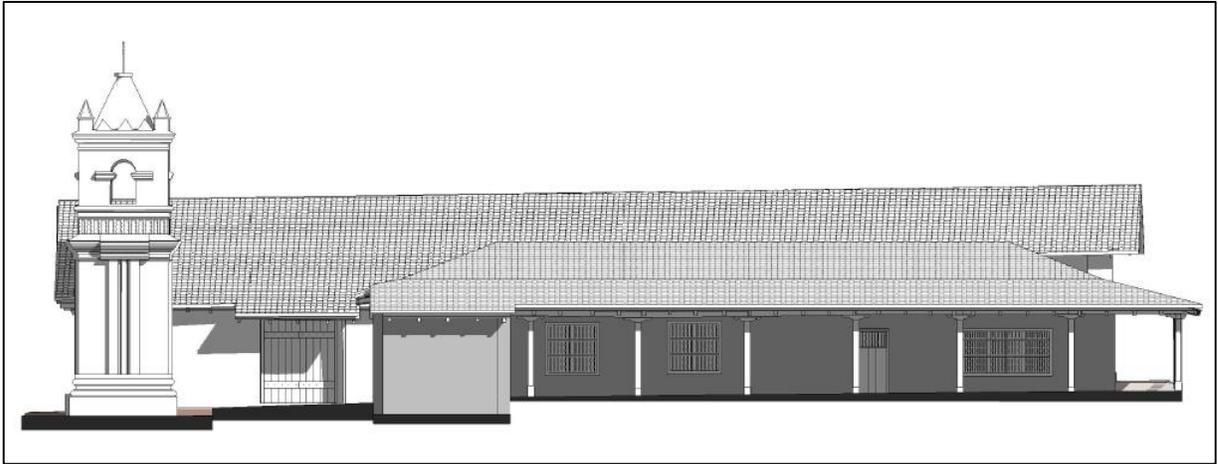


Figura 20. Alzado norte de la edificación patrimonial resultado del modelo BIM

Seguidamente se muestra el resultado del modelo 3D, mediante una vista en planta donde se muestra la distribución arquitectónica del completo patrimonial, la cual puede ser ratificada con la Figura 12 antes mencionada.

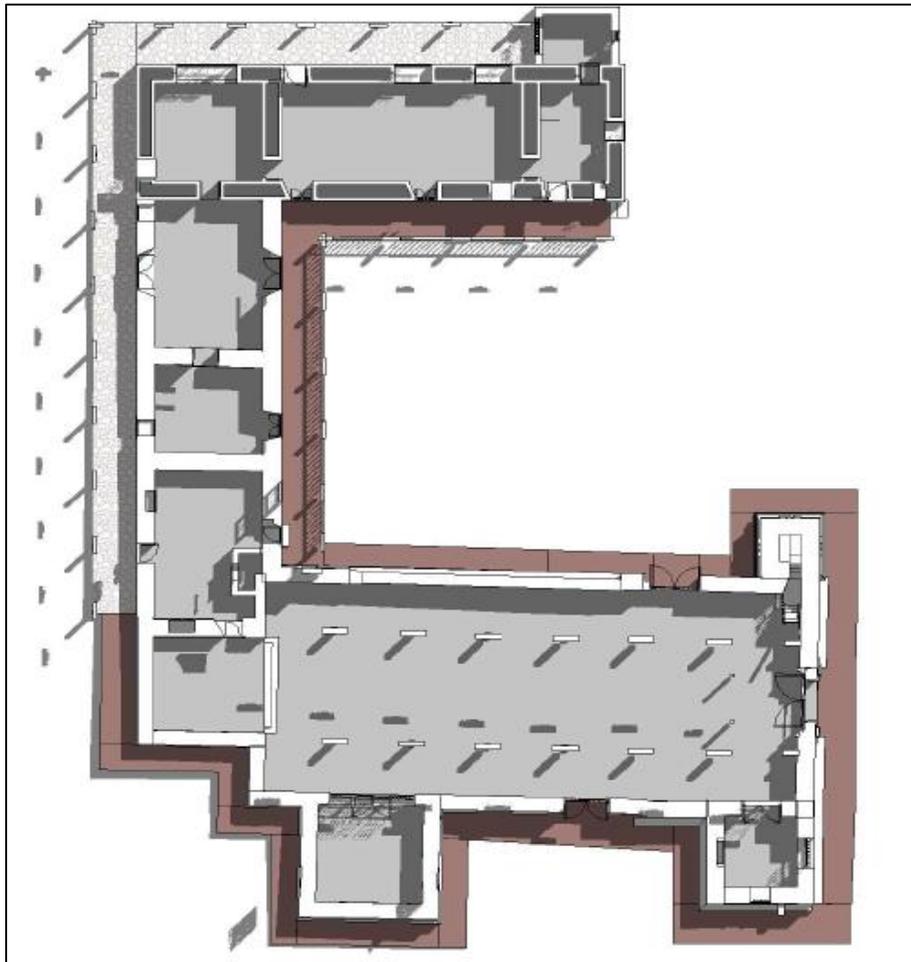


Figura 21. Vista en planta de la edificación patrimonial resultado del modelado BIM

Para una completa presentación de los resultados, en las Figuras 22 y 23, se muestra un corte longitudinal y transversal del templo, donde se puede observar el interior de la estructura, además, dichas figuras pueden ser constatadas con las Figuras 11 y 14 anteriormente mostradas, que muestran los mismos cortes de la estructura del templo, pero basados en el resultado obtenido de la nube de puntos.

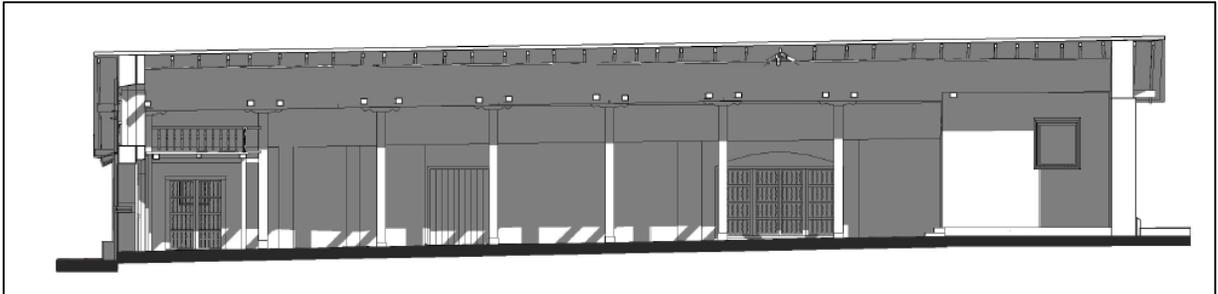


Figura 22. Corte longitudinal de la estructura del templo colonial resultado del modelo BIM



Figura 23. Corte transversal de la estructura del templo colonial resultado del modelo BIM

Capítulo 3. Caracterización de materiales

En este capítulo se describe el proceso que se llevó a cabo para la determinación del sistema constructivo de toda la edificación patrimonial, que involucra: templo, antiguo convento que actualmente es un museo religioso y el campanario.

3.1 Materiales presentes en los muros

3.1.1 Pruebas en sitio

Las pruebas realizadas son consideradas intervenciones pequeñas de bajo impacto, pero necesarias, ya que, brindan información precisa y adecuada para una correcta caracterización de los materiales, que será tomada en cuenta en el capítulo posterior a este correspondiente al análisis estructural, todo con el fin de analizar la vulnerabilidad de la edificación ante la presencia de un sismo y poder dar recomendaciones adecuadas para su conservación.

Específicamente, las pruebas consistieron en la recolección de datos en campo mediante la creación de trece ventanas de inspección. Debe entenderse como ventanas de inspección a vista que se genera en los distintos muros al quitar únicamente la capa de repello existente y de esta manera exponer el material y sistema constructivo que posee. Lo anterior descrito se puede observar gráficamente en la Figura 24.

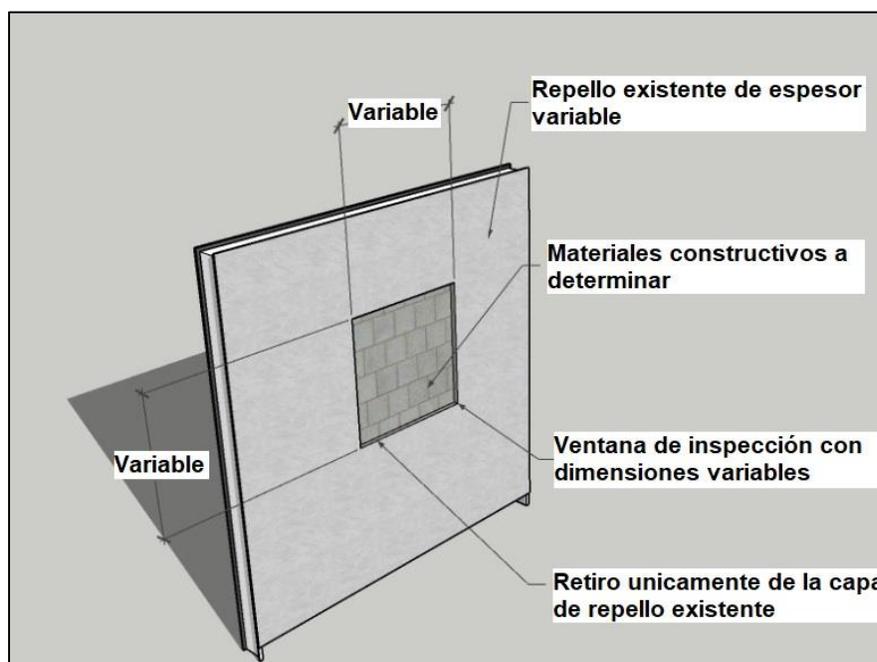


Figura 24. Representación gráfica de pruebas en sitio

3.2.1.1 Desarrollo

El desarrollo de la intervención se llevó a cabo con el asesoramiento en todo momento de un profesional que anteriormente ha trabajado con edificaciones patrimoniales y con amplio conocimiento en las estructuras de tierra y piedra, es por esta razón que, las intervenciones se realizarán de forma responsable, controlada, teniendo en cuenta las condiciones actuales y características previas de la edificación.

Se resume el desarrollo de las pruebas en siete pasos que de forma esquemática se presentan en la Figura 25, posteriormente a esta se tiene cada paso explicado con más detalle.

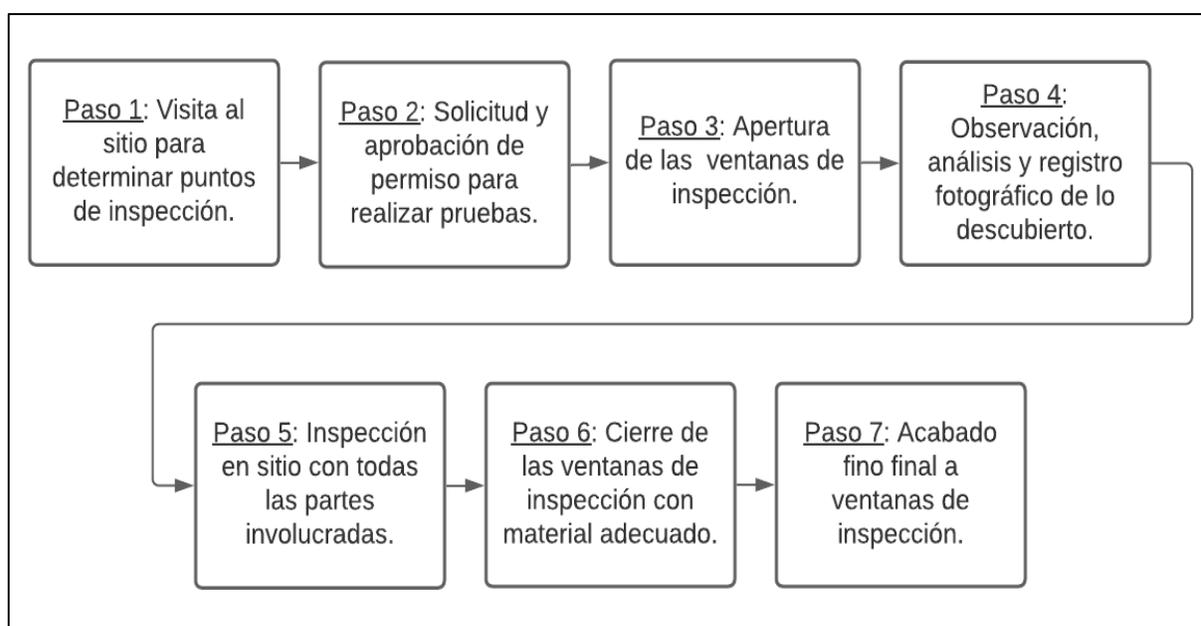


Figura 25. Diagrama resumen del desarrollo de las pruebas

Paso 1. En cuanto a la cantidad y ubicación de las intervenciones, se obtuvieron a partir de una visita al sitio, para su reconocimiento, en donde se realizó un recorrido por toda la edificación patrimonial tratando de determinar lugares existentes donde se pudiera observar los materiales constructivos de los muros. Con base en lo encontrado en dicha visita, se determinaron de forma estratégica los puntos a investigar, que dependieron de en cuales muros la información no estaba del todo clara o era nula, muros donde el repello estaba a punto de desprenderse o con daños.

Parte del resultado de la visita al sitio también se obtuvo que no era estrictamente necesario realizar gran cantidad de pruebas de este tipo en el convento como si lo requería el templo, ya que, mediante inspección por el cielo, busques de puertas y ventanas o simple observación en

el convento se podía determinar cuáles eran sus materiales constructivos, por lo que, solo se realizó una prueba en la parte donde se esperaba fuera de tierra y con ese punto generalizar a los demás muros del convento que por otro medio se tuviera certeza de que también fueran de tierra, ya que, estos no muestran señales entre sí de haberse construido en épocas o etapas distintas y son de espesores similares, como si se puede ver en el templo. De igual forma en el campanario solo dos puntos de inspección por ser un área pequeña.

Paso 2. Al ser el presente estudio basado en una edificación denominada patrimonio arquitectónico nacional en el año 1985, se debía contar con la autorización en primer lugar del dueño registral y con ello la del Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural completando una serie de requisitos, por lo tanto, se envió la solicitud. Como parte de los requisitos para la autorización de las pruebas estaba especificar en qué consistían las pruebas y lo determinado en el paso anterior. Se recibió la respectiva aprobación para las dimensiones máximas especificadas en la solicitud de 1 m² para cada ventana de inspección.

Paso 3. En este paso se inicia a la ejecución de las pruebas, con la apertura de todas las ventanas de inspección en los puntos determinados, a manera de ejemplo se puede observar la Figura 26. Este proceso tuvo una duración de un día de trabajo en el sitio.



Figura 26. Ilustración de apertura de ventanas de inspección.

Importante recalcar que la extracción del repello se realizó de forma controlada, lo que quiere decir que si con dimensiones mínimas de exposición no se lograba determinar el material y sistema constructivo entonces se procedía hacerlo más grande, de lo contrario, se dejaba con las dimensiones mínimas, y es por esta razón que las dimensiones de dichas ventanas de inspección son variables, como se indica en las cotas de la Figura 24.

En el Anexo 7, se tiene una vista en planta donde se indica la ubicación de cada ventana de inspección y una fotografía de referencia.

Paso 4. Al tener descubiertas las denominadas ventanas de inspección, se procedió a la observación, análisis, registro de datos y fotografías de lo descubierto. En la Sección 3.1.1 de este capítulo se describe con alto grado de detalle el análisis de los resultados obtenidos en este paso.

Paso 5. Cuando se tenían expuestas las ventanas de pruebas, se realizó un recorrido en sitio con todas las partes involucradas a manera de inspección y de informar sobre lo que se estaba realizado y de lo encontrado hasta ese momento. Se contó con la presencia de profesionales por parte del Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural, por parte de la Iglesia Católica y de la fundación creada para la conservación de la edificación patrimonial.

Paso 6. En este paso, se realizó el adecuado cierre de las ventanas de inspección siguiendo las recomendaciones de la profesional experta en el tema, donde se indica que a las ventanas realizadas en muros de tierra se debe poner una capa de tierra y posterior a ello con tiempo de secado de por medio, una capa de mortero a base de cal y arena, muy próxima al resultado final, como se puede observar en la Figura 27. Caso contrario en los muros donde se descubrió ladrillo o piedra, en este caso se procedió a colocar la capa de mortero a base de cal y arena.

Se encontró que actualmente toda la edificación patrimonial tiene una capa de repello de un mortero a base de arena y cemento, y al no ser esta una técnica adecuada para el recubrimiento de muros formados con tierra, se decidió hacer lo adecuado que es descrito en el párrafo anterior.



Figura 27. Ilustración ejemplo de resultado inmediato de pared sellada con mortero de cal y arena

Paso 7. Para garantizar acabados finos y adecuados, que no alteran los acabados arquitectónicos actuales de la edificación se coloca una última capa de cal y agua dando una coloración blanca y dando como resultado el acabado fino final adecuado, como se puede observar en la siguiente figura.



Figura 28. Ilustración ejemplo de acabado final de las ventanas de inspección

3.2.1.2 Análisis de resultados

En este apartado, se detallará el análisis para cada una de las trece pruebas en total realizada en los muros y explicadas anteriormente, agrupadas en los tres materiales constructivos encontrados a partir de dichas pruebas que son: Tierra, Piedra y Ladrillo.

Como referencia e identificación, cada prueba es nombrada con la letra "P" de prueba acompañada de un número, en la Figura 29, se puede observar la ubicación de cada uno de estos puntos de pruebas en una vista en planta de los muros de toda la edificación patrimonial, y el código de identificación para cada uno de los muros, importante para identificar específicamente en cual muro se ubica cada punto de prueba y así poder conectar la información obtenida a partir del resultado de las pruebas con su respectivo muro.

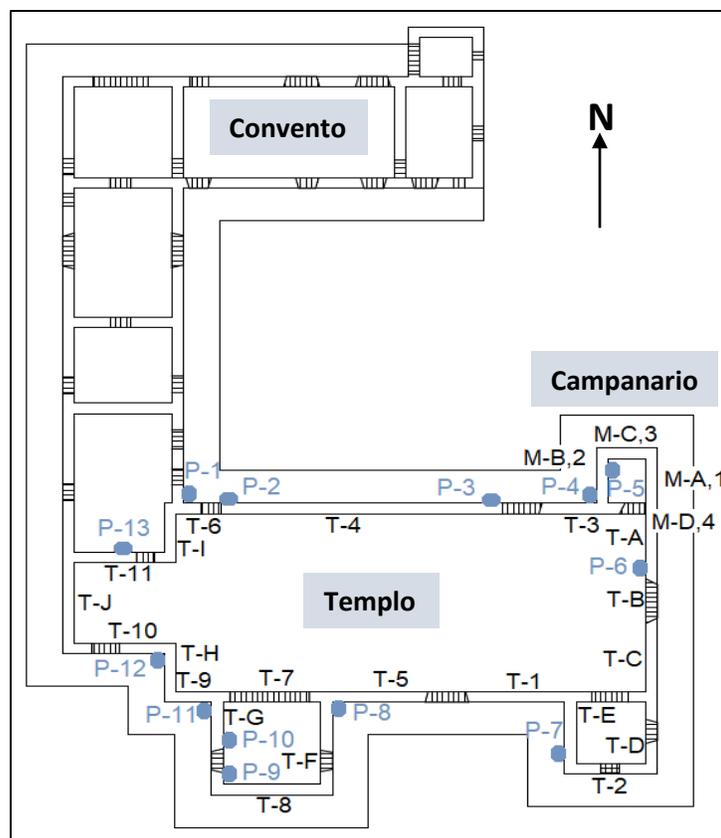


Figura 29. Ubicación en planta de los puntos de pruebas

- Tierra

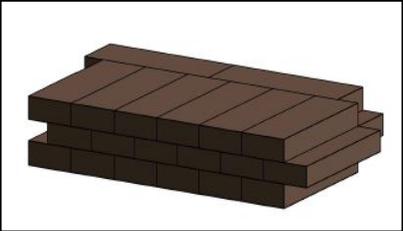
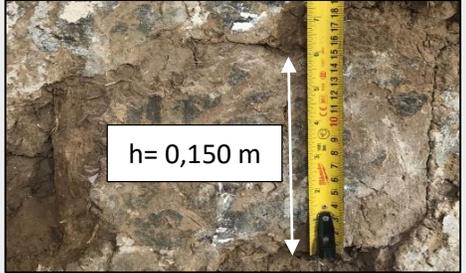
En primer lugar, se mostrará el análisis de las pruebas cuyo material constructivo determinado a partir de la exposición del muro es tierra, en total son siete pruebas, su código de identificación y el muro donde se ubica en punto de dicha prueba se puede observar en la Figura 29 y a manera de resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 3. Resumen para la ubicación de las ventanas de inspección en muros de tierra

Identificación	Edificación	Muro de referencia
Prueba P-1	Convento	Muro C-H
Prueba P-2	Templo	Muro T-4
Prueba P-3	Templo	Muro T-4
Prueba P-6	Templo	Muro T-A
Prueba P-7	Templo	Muro T-E
Prueba P-10	Templo	Muro T-G
Prueba P-13	Templo	Muro T-11

En cuanto a las dimensiones de las ventanas de inspección, en este caso con dimensiones mínimas apenas se lograba descubrir que el material se trataba de tierra, sin embargo, para lograr obtener más información en cuanto al sistema constructivo las dimensiones mínimas no eran suficientes debido a que según lo previamente investigado para visualizar un sistema constructivo de tierra como mínimo se debería inspeccionar un área de $1,00 \text{ m}^2$, por lo que, se tenían que aumentar las dimensiones hasta que la información estuviera más clara, es por eso que, como se podrá observar en las siguientes imágenes las ventanas de exposición para los muros de tierra son las que tienen dimensiones mayores en comparación a la de los demás materiales detallados posteriormente.

Cuadro 4. Resumen de resultados en muros de tierra

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-1	Sistema constructivo: Mampostería de adobe, como se puede ver en la Figura 31.	
	Repello de cemento y arena.	Figura 31. Resultado exposición de muro en P-1
	Dimensiones de los bloques: Ancho: $0,250 \text{ m}$ (Ver Figura 32) Alto: $0,150 \text{ m}$ (Ver Figura 33) Largo: $0,600 \text{ m}$ (se determinó por el cielo donde hay un adobe expuesto)	
Aparejo: A tizón en cara externa, a soga en cara interna (Ver Figura 30)		
	Figura 30. Esquema de aparejo a tizón adelante y a soga atrás	Figura 33. Medición de espesor del adobe P-1

Cuadro 5. Resumen de resultados en muros de tierra (Cont.)

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-2	<p>Como se puede observar en la Figura 34, no se logra determinar el sistema constructivo del muro a partir de esta prueba. No se observan los bloques de adobe, ni evidencia para concluir algún otro sistema constructivo en tierra.</p> <p>Presencia de humedad.</p> <p>Repello de cemento y arena.</p>	
P-3	<p>Esta ventana de inspección P-3 pertenece al mismo muro de la ventana P-2, que de igual forma como se observa en la Figura 35, no se logra determinar el sistema constructivo del muro a partir de esta prueba.</p> <p>Presencia de humedad en exceso en la parte inferior del muro.</p> <p>Repello de cemento y arena.</p>	

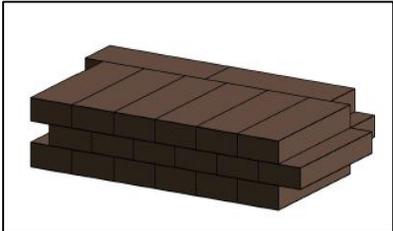
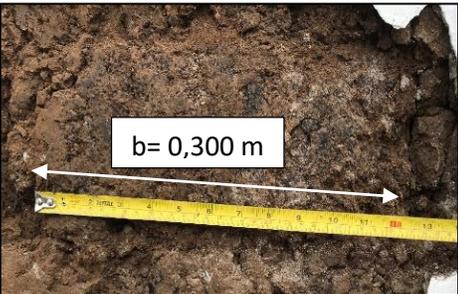
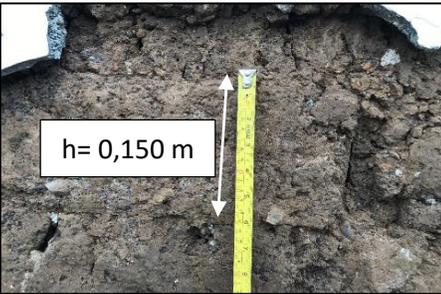
Figura 34. Vista de la tierra expuesta en P-2

Figura 35. Vista de la tierra expuesta en P-3

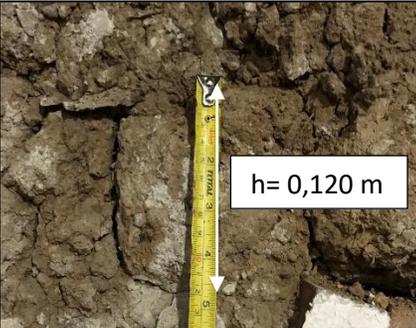
En cuanto a las pruebas P-2 y P-3 específicamente descritas en el cuadro anterior, que revelaron muy poca información debido a que ni siquiera se logró determinar su sistema constructivo, la razón es que las dimensiones de las ventanas de inspección no fueron suficientemente grandes, sin embargo, se tienen las siguientes hipótesis sobre el por qué no se logró determinar el sistema constructivo:

- Exceso de humedad en muro hizo que los bloques se consolidaran con las sisas y por eso no se puedan identificar.
- Existencia de otro sistema constructivo diferente a mampostería de adobe a como se esperaba, entre los posibles sistemas están tierra vertida y tapial.

Cuadro 6. Resumen de resultados en muros de tierra (Cont.)

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-6	<p>Sistema constructivo: Mampostería de adobe, como se puede ver en la Figura 36.</p> <p>No queda claro cuáles son bloques y cuáles son las sisas, como se puede observar en la Figura 36, no existe sisa o es de tamaño parecido a los bloques.</p> <p>Aparejo: No queda claro con esas dimensiones de la ventana de inspección.</p>	
P-7	<p>Sistema constructivo: Mampostería de adobe, como se puede observar en la Figura 38.</p> <p>Dimensiones de los bloques: Ancho: 0,300 m (Ver Figura 39) Alto: 0,150 m (Ver Figura 40) Largo: No determinado.</p> <p>Dimensiones de las sisas variables, se midieron in situ de 0,0300 m hasta de 0,100 m.</p> <p>Aparejo: A tizón en cara externa, a sogá en cara interna (Ver Figura 37)</p>  <p>Figura 37. Esquema de aparejo a tizón adelante y a sogá atrás</p> <p>Repello de cemento y arena, con abultamientos y no adherido a la mampostería de adobe.</p> <p>Presencia de humedad en exceso.</p>	 <p>Figura 38. Vista de la tierra expuesta en P-7</p>  <p>Figura 39. Medición del ancho del adobe P-7</p>  <p>Figura 40. Medición del espesor del adobe P-7</p>

Cuadro 7. Resumen de resultados en muros de tierra (Cont.)

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-10	<p>Sistema constructivo: Mampostería de adobe en los 0,600 m superiores del muro T-G, como se puede observar en la Figura 41 encerrado en un rectángulo, el resto de la pared es de piedra.</p> <p>La descripción anterior confirmada con lo encerrado en el círculo en la Figura 41, que dice hasta donde llega el adobe y, con las pruebas P-9 y P-11.</p>	
P-13	<p>Sistema constructivo: Mampostería de adobe, como se puede observar en la Figura 42.</p> <p>Dimensiones de los bloques: Ancho: 0,250 m (Ver Figura 43) Alto: 0,120 m (Ver Figura 44) Largo: No determinado.</p> <p>Dimensiones de las sisas variables.</p> <p>Aparejo: No queda claro con las dimensiones de la ventana de inspección.</p> <p>Repello de cemento y arena, con abultamientos, no adherido a la mampostería de adobe y parcialmente desprendido.</p>	
		<p>Figura 41. Vista de tierra expuesta en P-10</p>
		<p>Figura 42. Vista de tierra expuesta en P-13</p>
		
		<p>Figura 43. Medición del ancho del adobe P-13</p>
		
		<p>Figura 44. Medición del espesor del adobe P-13</p>

En consecuencia, de la descripción de cada una de las pruebas realizada en los anteriores Cuadros 4,5,6 y 7, donde se menciona la mampostería de adobe como el único sistema constructivo que se logró determinar con exactitud, se procede a realizar una descripción y caracterización general de dicho sistema constructivo.

Importante aclarar que al ser las dimensiones de las ventanas de inspección que en algunos casos no permitieron revelar toda la información requerida para una adecuada caracterización y que no se procedió a aumentarlas es debido a que se respecto el dimensionamiento máximo y cantidad autorizadas, además, al aumentarlas sus costos se salían de lo presupuestado.

Mampostería de adobe

Es un sistema caracterizado estructuralmente por su nula capacidad a tracción y baja capacidad en compresión.

Para una exacta caracterización y determinación de la resistencia a la compresión se deberían realizar pruebas destructivas en laboratorio a una sección de muro con dimensiones representativas según sea el caso, por lo que, al no realizar pruebas, conservadoramente se estima que la resistencia a la compresión f'_m de 25 kg/cm² y un peso específico de 1800 kg/m³.

Por otro lado, respecto a las pruebas mostradas en los Cuadros 4,5,6 y 7, se puede decir que los muros cuyo material constructivo es la tierra en su mayoría conservan su estado original, sin embargo, hay evidencia de restauraciones hechas en el pasado por presencia en pequeñas proporciones de ladrillo y concreto.

En cuanto a daños percibidos, se determinó que al quedar expuesto el material constructivo se percibía exceso de humedad, por lo que, se recomienda quitar todo el repello de concreto que está afectando que el agua fluya en los muros de tierra y sustituirlo por un repello a base de cal y arena, además, al quitar el repello permitiría tener más claridad sobre el sistema constructivo que con las pruebas realizadas en el presente proyecto no se haya podido tener claro.

- Piedra

En este caso, se tienen las pruebas cuyo material constructivo determinado a partir de la exposición del muro es piedra, en total son siete pruebas, su código de identificación se puede observar en el Cuadro 8, y el muro donde se ubica en punto de dicha prueba, que también se puede observar en la Figura 29.

En este caso con dimensiones mínimas para las ventanas de inspección se logra descubrir que el material se trata de piedra, lo cual no era necesario aumentar las dimensiones para lograr obtener más información en cuanto al sistema constructivo, ya que, generalmente los sistemas constructivos a base de piedra no poseen un orden de hiladas o tamaños específicos, solo era importante visualizar el tipo de piedra utilizada y el mortero de pega.

Como se podrá observar en las siguientes imágenes las ventanas de exposición para los muros de piedra son las que tienen dimensiones menores en comparación a la de los demás materiales encontrados.

Cuadro 8. Resumen para la ubicación de las ventanas de inspección en muros de piedra

Prueba	Edificación	Muro de referencia
P-2	Templo	T-6
P-4	Campanario	M-B
P-5	Campanario	M-B
P-8	Templo	T-5,T-F
P-9	Templo	T-G
P-11	Templo	T-9,T-G
P-12	Templo	T-H,T-10

Cuadro 9. Resumen de resultados en muros de piedra

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-2	<p>Sistema constructivo: Calicanto, como se puede ver en la Figura 45.</p> <p>Repello de mortero a base de cemento y arena.</p> <p>No se perciben daños.</p>	
P-4	<p>Sistema constructivo: Mampostería de piedra porosa con mortero de pega a base de arcilla, como se puede ver en la Figura 46.</p> <p>Repello de mortero a base de cemento y arena.</p> <p>Espesor de repello variable, pero mayor a 2,5 cm, como se puede observar en la Figura 46.</p> <p>Se percibe degradación en las piedras.</p>	
P-5	<p>Sistema constructivo: Mampostería de piedra porosa con mortero de pega a base de arcilla, como se puede ver en la Figura 47.</p> <p>En esta prueba específicamente se observó la presencia de ladrillo en pequeñas porciones, por lo que, puede que la piedra porosa este mezclada con ladrillo.</p> <p>No se perciben daños.</p>	

Figura 45. Vista de piedra expuesta en P-2

Figura 46. Vista de piedra expuesta en P-4

Figura 47. Vista de piedra expuesta en P-5

Cuadro 10. Resumen de resultados en muros de piedra (Cont.)

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-8	<p>Sistema constructivo: Calicanto, como se puede ver en la Figura 48.</p> <p>Repello de mortero a base de cemento y arena.</p> <p>No se perciben daños.</p>	
P-9	<p>Sistema constructivo: Calicanto, como se puede ver en la Figura 49.</p> <p>Se presenta este tipo de material hasta una altura de aproximadamente 3,8 m de muro T-G, esta prueba se complementa con la P-10 descrita anteriormente.</p> <p>Repello de mortero a base de cemento y arena.</p> <p>No se perciben daños.</p>	
P-11	<p>Sistema constructivo: Calicanto, como se puede ver en la Figura 50.</p> <p>Esta prueba se complementa con la P-9 y P-10 descritas anteriormente.</p> <p>Repello de mortero a base de cemento y arena.</p> <p>No se perciben daños.</p>	

Figura 48. Vista de piedra expuesta en P-8

Figura 49. Vista de piedra expuesta en P-9

Figura 50. Vista de piedra expuesta en P-11

Cuadro 11. Resumen de resultados en muros de piedra (Cont.)

Prueba	Descripción	Muestra de medidas
P-12	<p>Sistema constructivo: Calicanto, como se puede ver en la Figura 51.</p> <p>Repello de mortero a base de cemento y arena.</p>	

Figura 51. Vista de piedra expuesta en P-12

En consecuencia, de la descripción de cada una de las pruebas realizadas mostrada en los anteriores Cuadros 9,10 y 11, se tiene que para el caso de los muros de piedra se cuenta únicamente con dos sistemas constructivos: calicanto y mampostería de piedra porosa con mortero de arcilla. Se procede a realizar una descripción y caracterización general de dichos sistemas constructivos para mayor claridad de la información.

Calicanto

Este sistema constructivo se determinó únicamente en los muros del templo, siendo un sistema compuesto por piedras de gran variedad de tamaño, pero con la característica de ser piedras redondeadas por el ruedo a lo largo de los ríos, unidas por un mortero de pega a base de cal y arena.

Es un sistema caracterizado estructuralmente por una considerable capacidad en compresión y débil capacidad en tracción.

Para una exacta caracterización y determinación de la resistencia a la compresión se debió realizar pruebas destructivas en laboratorio a una sección de muro con dimensiones representativas según sea el caso, por lo que, al no realizar pruebas, conservadoramente se estima que la resistencia a la compresión f'_m de 45 kg/cm² y un peso específico de 2200 kg/m³.

Por otro lado, respecto a las pruebas mostradas en los Cuadros 9,10 y 11, se puede decir que los muros cuyo material constructivo es la piedra conservan su estado original.

Mampostería de piedra porosa

El presente sistema constructivo se determinó únicamente en los muros del campanario del templo colonial en estudio, el cual está compuesto por piedras planas porosas y un mortero de tierra arcillosa.

Es un sistema caracterizado estructuralmente como frágil por su baja capacidad en compresión y nula capacidad en tracción, por lo que, conservadoramente se estima que la resistencia a la compresión f'_m es de 30 kg/cm² y un peso específico de 2200 kg/m³.

Por último, se puede decir que los muros del campanario cuyo material constructivo es la piedra porosa no presenta señales de haber sido reconstruidos y en cuanto a daños al tocar la piedra esta se desintegraba con facilidad.

- Ladrillo

Este apartado hace referencia a las pruebas cuyo material constructivo determinado a partir de la exposición del muro es ladrillo, en total son dos ventanas de inspección, su código de identificación se pudo observar en el Cuadro 12, y el muro donde se ubica en punto de dicha prueba, que, además, su ubicación vista en planta se puede observar en la Figura 29.

Cuadro 12. Resumen para la ubicación de las ventanas de inspección en muros de ladrillo

Prueba	Edificación	Muro de referencia
P-3	Templo	T-4
P-6	Templo	T-B

En este caso, el tamaño de las ventanas de inspección que se observan en el siguiente cuadro permite determinar claramente el sistema constructivo, debido a que las piezas de ladrillo tienen dimensiones aptas para ser visualizadas con dimensiones pequeñas de la ventana de inspección, además, es este un sistema constructivo más conocido por su uso en la actualidad, por lo que no era necesario profundizar, sin embargo, en muchos de los casos las ventanas de inspección no permiten determinar con un grado alto de precisión hasta donde llega dicho sistema constructivo, siendo características geométricas de los muros como arcos lo que permiten emitir conclusiones en cuanto a la extensión del sistema.

Cuadro 13. Resumen de resultados en muros de ladrillo

Prueba	Descripción	Figuras de referencia
P-3	<p>Sistema constructivo: Mampostería de arcilla, como se puede ver en la Figura 52.</p> <p>Se presenta este tipo de material únicamente en 0,60 m en el extremo este del muro T-4.</p> <p>Aparejo:</p>	
P-6	<p>Sistema constructivo: Mampostería de arcilla, como se puede observar en la Figura 53.</p> <p>En este caso es de esperarse este tipo de material y sistema constructivo, debido a que en el mismo muro donde se realizó la ventana de inspección que se observa en la Figura 53, tiene un arco y el ladrillo tienen una mejor capacidad en compresión en comparación a los otros materiales descritos anteriormente necesaria para este tipo de elementos.</p>	

Figura 52. Vista de ladrillo expuesto en P-3

Figura 53. Vista de ladrillo expuesto en P-6

Para más detalle del sistema constructivo determinado a partir de las pruebas descritas en el cuadro anterior, se procede a ampliar la descripción y caracterización del material para mayor claridad, además, que las pequeñas reparaciones observadas en la edificación fueron realizadas con este material.

Mampostería de arcilla (ladrillo)

Es un sistema compuesto por bloques de arcilla con dimensiones generalmente de 0,0500 m de altura por 0,230 m de largo por 0,100 m de ancho, unidos por un mortero de pega para formar un solo conjunto.

Es un sistema caracterizado estructuralmente por poseer una considerable capacidad en compresión y débil capacidad en tracción, siendo un sistema constructivo utilizado en la

actualidad con una resistencia a la compresión f'_m de 30 kg/cm² y un peso específico de 2200 kg/m³.

Como se pueden observar en las Figuras 54 y 55, en campo se logró obtener una muestra de un ladrillo que estaba desprendido en el cielo del convento el cual se midió para corroborar las medidas en campo, siendo estas 0,0500 m de alto por 0,100 m de ancho y 0,250 m de largo, coincidiendo con los valores comunes mencionados anteriormente para este tipo de bloques.

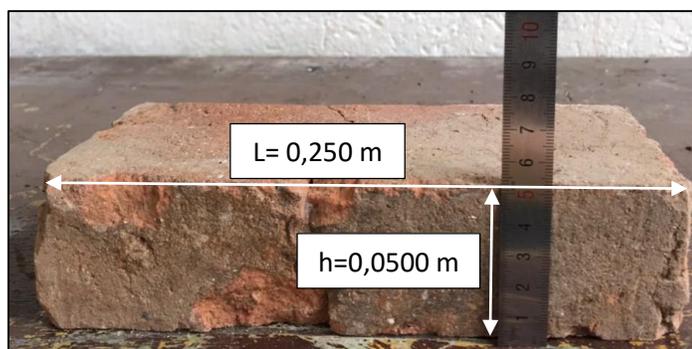


Figura 54. Medición de espesor de muestra de ladrillo

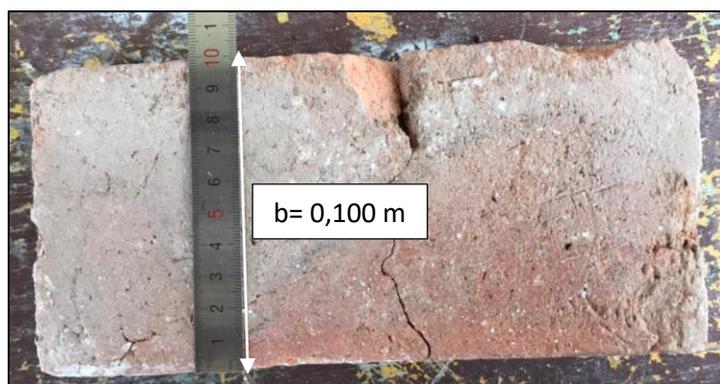


Figura 55. Medición de ancho de muestra de ladrillo

3.1.2 Exploración en sitio

3.2.2.1 Desarrollo

Al ser toda la edificación patrimonial conocida por visitas de campo previas, se decidió que no era necesario realizar ventanas de inspección en toda la edificación, ya que, existían espacios estratégicos para explorar y obtener información si necesidad de descubrir el muro, en este caso la estructura que en su mayoría se estudió con exploración en sitio es el convento, donde algunos de los puntos de exploración fueron mediante el cielo, buques de puertas y ventanas o puntos donde el material estaba expuesto a simple vista.

Como referencia e identificación, cada exploración es nombrada con la letra "E" acompañada de un número, en la Figura 56, se puede observar la ubicación de cada uno de estos puntos de exploración en una vista en planta de los muros de toda la edificación patrimonial, y el código de identificación para cada uno de los muros, importante para identificar específicamente en cual muro se ubica cada punto de exploración y así poder conectar la información obtenida a partir del resultado de las pruebas con su respectivo muro.

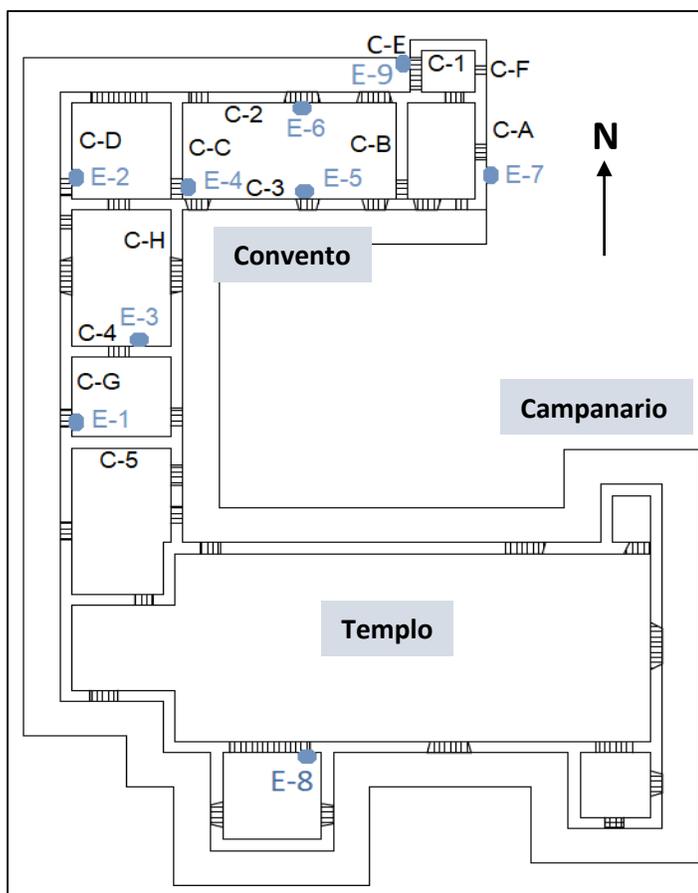


Figura 56. Ubicación en planta de los puntos de exploración

3.2.2.2 Análisis de resultados

En este apartado, se detallará el análisis para cada uno de los siete puntos de exploración en total realizados en los muros del convento y ubicadas en la figura anterior, los dos materiales constructivos encontrados a partir de dichas pruebas son: Tierra y concreto.

Cuadro 14. Resumen de resultados de exploración en sitio

Exploración	Descripción	Figuras de referencia
E-1	<p>Material constructivo: Tierra.</p> <p>Sistema constructivo: Mampostería de adobe.</p>	 <p data-bbox="850 680 1377 743">Figura 57. Vista de muro de tierra en museo mediante exploración en ventana</p>
E-2	<p>Material constructivo: Concreto reforzado.</p> <p>Sistema constructivo: Concreto colado en sitio.</p> <p>Como se observa en la Figura 58, la pared donde se realizó la exploración es un muro hueco o doble pared unidos por una losa en la parte superior.</p>	 <p data-bbox="850 1268 1386 1331">Figura 58. Vista de interior de pared hueca de concreto en convento</p>
E-3	<p>Material constructivo: Tierra.</p> <p>Sistema constructivo: Mampostería de adobe.</p> <p>Longitud de adobe medida en sitio es de 0,600 m.</p>	 <p data-bbox="813 1745 1419 1808">Figura 59. Adobe expuesto visto por arriba del cielo del convento</p>

Cuadro 15. Resumen de resultados de exploración en sitio (Cont.)

Exploración	Descripción	Figuras de referencia
E-4,5,6	Material: Concreto reforzado. Sistema constructivo: Concreto colado en sitio.	Sin referencia, ya que, la observación se dio por grietas en los cargadores de madera de las ventanas y puerta.
E-7	Material constructivo: Concreto reforzado. Sistema constructivo: Concreto colado en sitio.	
E-8	Material constructivo: Ladrillo. Sistema constructivo: Mampostería de arcilla. En este caso es de esperarse este tipo de material y sistema constructivo, debido a que en el mismo muro donde se ubica el punto de exploración que se observa en la Figura 61, tiene un arco.	
E-9	Material constructivo: Concreto reforzado, como se puede observar en la Figura 62, las marcas de la formaleta. Sistema constructivo: Concreto colado en sitio.	

Figura 60. Vista de acero en parte inferior de muro

Figura 61. Vista de ladrillos en abertura existente

Figura 62. Vista de marcas de formaleta en muro

La descripción detalla referente a los sistemas constructivos: mampostería de arcilla y mampostería de adobe, se realizó en el apartado anterior de análisis de resultados de las pruebas en sitio, por lo que, se procede a describir en este apartado únicamente el sistema constructivo concreto colado en sitio.

Concreto colado en sitio

Este sistema constructivo se determinó únicamente en muros del convento, siendo un sistema compuesto arena, piedra y cemento, reforzado con acero. Estructuralmente es caracterizado por una considerable capacidad en compresión y debido al acero de refuerzo también por su capacidad en tensión.

Al no tener claro los componentes empleados y los procedimientos de construcción empleados, además, que su acabado de acuerdo a lo observado en campo en las partes exteriores de los muros no es muy delicado, se determinó conservadoramente una resistencia a la compresión de 150 kg/cm^2 y un peso específico de 2400 kg/m^3 .

3.1.3 Resultado final de la caracterización de materiales en muros

En este apartado se exponen los resultados a los cuales las pruebas y las exploraciones en sitio permitieron llegar, mediante una vista en planta y 3D del modelo, identificados con simbología y colores para mayor claridad.

Cabe resaltar, que la información obtenida a partir de las pruebas y exploración en sitio permiten tener mayor claridad de la composición de los muros y hasta donde se presenta el respectivo material o sistema constructivo, sin embargo, al ser ventanas de inspección de tamaños pequeños en comparación al tamaño total de los muros y la cantidad de puntos de inspección y exploración limitados, puede que exista un margen de error en el momento de extrapolar la información a lo largo de toda la edificación.

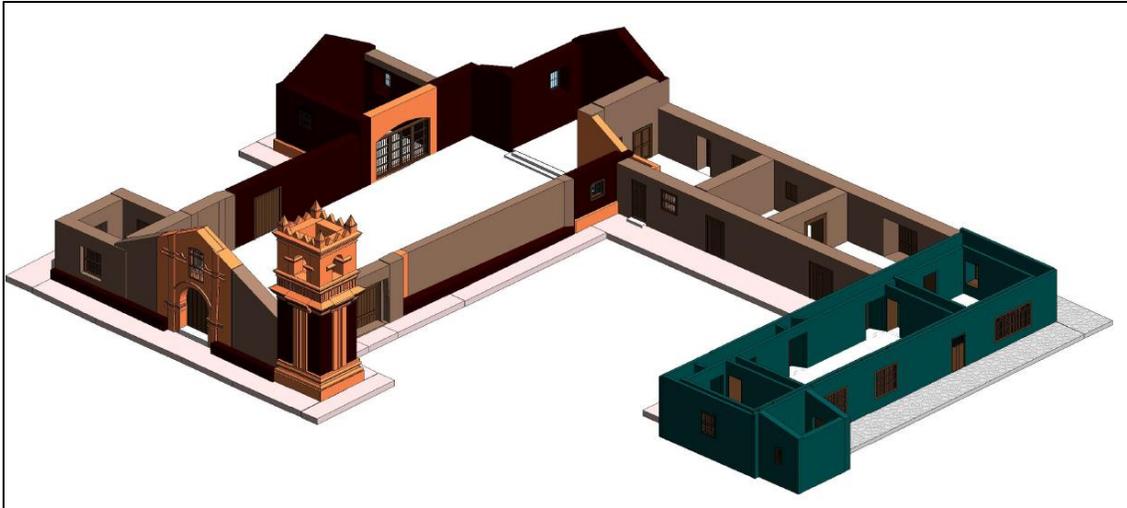


Figura 63. Modelo 3D de la edificación con colores de referencia para materiales de los muros

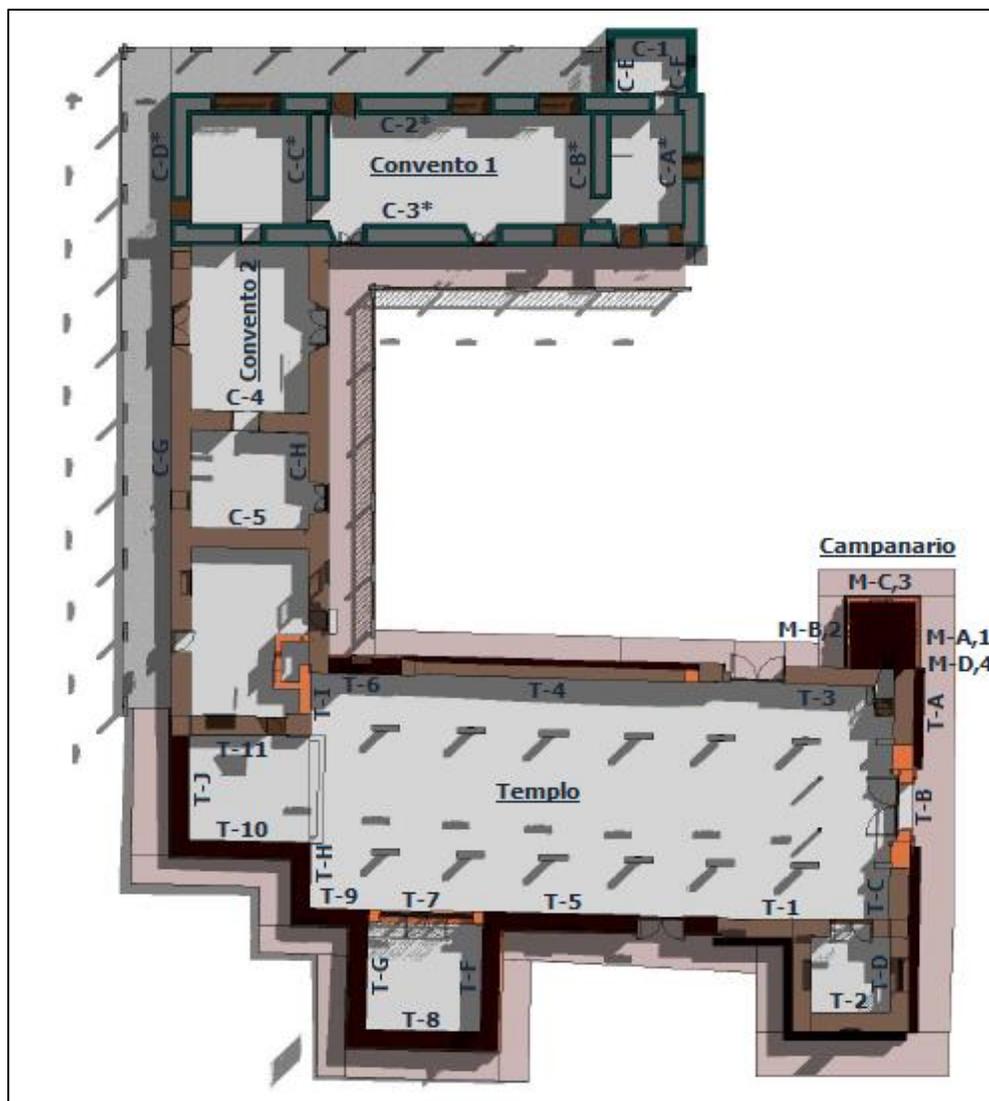
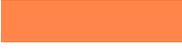


Figura 64. Vista en planta de edificación con los colores de referencia para los materiales

Cuadro 16. Resumen del resultado final de la caracterización de los materiales

Material	Nombre del color de referencia	Color de referencia	Sistema constructivo	Resistencia a la compresión (f')[kg/cm ²]	Peso específico [kg/m ³]
Tierra	Café claro		Mampostería de adobe	25	1800,00
Piedra	Café oscuro		Calicanto	45	2200,00
			Mampostería de piedra porosa	30	2200,00
Ladrillo	Anaranjado		Mampostería de arcilla	60	1800,00
Concreto	Turquesa		Concreto colado en sitio	150	2400,00

3.2 Materiales presentes en los demás elementos de la edificación

3.2.1 Madera

La madera es un material presente tanto en elementos estructurales como arquitectónicos de la edificación, estos se muestran en el Cuadro 17, donde, de acuerdo a las inspecciones en sitio se determinaron patologías presentes en estos.

Se le otorgó conservadoramente un peso específico de 800,00 kg/m³, ya que, al no realizar pruebas de laboratorio no se tienen datos específicos de la especie y por ende sus parámetros.

Cuadro 17. Resumen de análisis en la madera

Elemento	Daños
Columnas templo	Grietas, inclinación
Columnas convento	Presencia de humedad, abejones
Puertas	Porosidad
Ventanas	Porosidad
Estructura de techo del templo	Sin información
Estructura de techo del convento	Exposición al agua de lluvia
Cielos templo	No percibidos
Cielos convento	Porosidad, presencia de humedad
Vigas	No percibidos

3.2.2 Teja

La teja esta presente en la cubierta tanto del templo como del convento, esta general presenta un buen estado, en la Figura 65, se puede observar una vista panorámica de la cubierta de teja de toda la edificación patrimonial, tomada con un dron en una de las visitas al sitio en el presente año durante el desarrollo del presente proyecto.



Figura 65. Vista en planta del techo de la edificación tomada con dron

La siguiente Figura 66, se presenta una vista más de cerca de la cubierta de techo, donde se puede aclarar su estado y la falta de algunas piezas por desprendimiento.



Figura 66. Vista de cerca del estado actual del techo

Cuadro 18. Resumen de análisis de la cubierta de teja del techo

Elemento	Estado	Daños
Cubierta de teja del techo	Sustituido en intervención del 2010.	Parcial desprendimiento de piezas de teja en una de las capillas del templo. En general no se perciben daños mayores.

3.2.3 Ladrillo

El ladrillo como material de construcción también se encontró en otros elementos de la edificación como lo son los pisos y aceras, en el siguiente cuadro se describe con su respectiva imagen de referencia los tres tipos de bloques de ladrillo diferencias por su tamaño y orden de colocación presentes en los pisos y aceras tanto del templo como del convento.

Cuadro 19. Resumen de pisos de ladrillo de toda la edificación

Elemento	Descripción	Figuras de referencias
Piso de la parte central de la nave principal del templo	<ul style="list-style-type: none"> -Piezas rectangulares de ladrillo de 0,250 m x 0,125 m. -En su mayoría conserva su originalidad, sin embargo, se percibe un pequeño porcentaje de piezas sustituidas en alguna intervención. -Hundimientos en el piso. -Piezas quebradas. 	 <p>Figura 67. Piso de ladrillo del centro de nave principal del templo</p>
Piso de todo el templo menos centro de nave principal	<ul style="list-style-type: none"> -Piezas rectangulares de ladrillo de 0,200 m x 0,185 m. -En su mayoría conserva su originalidad, sin embargo, se percibe un pequeño porcentaje de piezas sustituidas en alguna intervención. -Hundimientos destacables. -Piezas quebradas. 	 <p>Figura 68. Piso de ladrillo de todo el templo menos centro de nave principal</p>

Cuadro 20. Resumen de pisos de ladrillo de toda la edificación (Cont.)

Elemento	Descripción	Figuras de referencias
Aceras templo, acera del lado este del convento y piso convento	<ul style="list-style-type: none"> -Piezas cuadradas de ladrillo de 0,200 m x 0,200 m. -En su mayoría conserva su originalidad, sin embargo, se percibe un pequeño porcentaje de piezas sustituidas en alguna intervención. -Hundimientos parciales. -Piezas quebradas. 	 <p data-bbox="966 674 1409 762">Figura 69. Piso de ladrillo de aceras templo, acera frente e interior del convento</p>

3.2.3 Piedra

La piedra como material de construcción también se encontró en la acera del lado oeste del convento, seguidamente se expondrá en forma de cuadro un resumen referente al análisis de dicho material.

Cuadro 21. Resumen de análisis de acera de piedra

Elemento	Estado	Figura de referencia
Acera del lado oeste del convento	<ul style="list-style-type: none"> -Piedras de variedad de tamaño sin orden determinado. -Hundimientos. -No se perciben mayores daños. 	 <p data-bbox="966 1612 1398 1675">Figura 70. Piso de piedra en corredor del lado oeste del convento</p>

Capítulo 4. Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural en el presente proyecto se determinará a partir del análisis de los rangos de esfuerzos que se pueden esperar en los elementos estructurales principales de toda la edificación patrimonial como son los muros.

4.1 Fuerza de sismo (F)

En esta sección, se determinará la fuerza de sismo última, es decir, fuerza asociada a un sismo que ocurre cada 475 años aproximadamente, de forma independiente para cada estructura (templo, convento y campanario), tomando cuenta los criterios del CSCR/10- 14. La fórmula para el cálculo de dicha fuerza se muestra a continuación.

$$F = C * W \quad (1)$$

4.1.1 Coeficiente sísmico (C)

El cálculo del coeficiente sísmico se desarrolló según la Fórmula 5-1 del Capítulo 5 del CSCR/10- 14, que se muestra a continuación.

$$C = \frac{a_{ef}IFED}{SR} \quad (2)$$

Para la determinación de los parámetros que requiere la fórmula para el cálculo del coeficiente sísmico anteriormente mencionados, se realizará una descripción de los elementos que definen la demanda sísmica para las tres estructuras (templo, convento, campanario) y posterior a ello, el cálculo del respectivo coeficiente sísmico.

Ubicación

Uno de los elementos principales a tomar en cuenta para definir la demanda sísmica, es la ubicación, en este caso la edificación patrimonial se ubica en el distrito de Orosi, cantón de Paraíso, en la provincia de Cartago, y de acuerdo con la Tabla 2.1 del CSCR/10- 14, la zona sísmica correspondiente para dicha ubicación es la Zona III.

Importancia

La importancia depende de la ocupación o función del edificio. En este caso, según la Tabla 4.1 de clasificación de edificaciones del CSCR/10- 14, indica que forma parte del grupo D: "Edificación de ocupación normal", y el factor de importancia (I) respectivo es 1,00.

Sistema estructural

En cuanto al templo y antiguo convento, estos presentan un sistema estructural tipo muro, específicamente, muros de concreto, tierra, piedra y ladrillo, como se describe en el capítulo anterior. Por otro lado, el campanario presenta una estructuración tipo voladizo. La clasificación de los sistemas estructurales se puede encontrar en la sección 4.2. del CSCR/10-14.

Ductilidad global

Al realizar un análisis conceptual de cada una de las estructuras, se determinó que el templo y convento son edificaciones irregulares moderadas tipo muro, con ductilidad local moderada debido a sus materiales constructivos, lo que le asigna según la tabla 4.3 del CSCR,10-14, una ductilidad global (μ) es de 1,50.

Por otro lado, el campanario es una estructura regular tipo voladizo, con una ductilidad local moderada debido a que según lo determinado en las pruebas en sitio descritas en el capítulo el anterior, el material que se observa para el campanario es frágil, por lo que, según la Tabla 4.3 del CSCR/10-14 se le asigna un valor de ductilidad global asignada de 1,00 permitiendo determinar posteriormente una fuerza de sismo máxima que podría soportar esa estructura.

Además, se usará una ductilidad global de 1,5 para el campanario, asumiendo que mediante una intervención de adecuación sísmica se le logra aumentar la ductilidad al campanario y así poder realizar un análisis a partir de la comparación de fuerzas sísmicas determinadas con las dos ductilidades globales mencionadas anteriormente.

Factor de sobrerresistencia

De acuerdo con el CSCR/10-14, más específicamente en el capítulo 5, se indica que para estructuras tipo muro como es el caso del templo y convento, el factor de sobrerresistencia (SR) es igual a 2,0 y, para estructuras tipo voladizo la sobrerresistencia es 1,2.

Aceleración pico efectiva

Para la determinación de la aceleración pico efectiva (a_{ef}), se debió investigar el tipo de suelo con el que se está trabajando, para eso se encontró en el expediente patrimonial un estudio de suelos realizado en el año 2000 por la empresa De la Torre S.A, en el terreno donde se

construyó el nuevo templo de Orosi, siendo una ubicación cercana al de la edificación del presente estudio.

En dicho estudio se realizaron dos perforaciones, para el primer punto, la perforación alcanzó una profundidad de 3,60 m dando resultados de número de golpes del ensayo de penetración estándar menores a 15, que según la Tabla 2.2 del CSCR/10-14 correspondería a un tipo de sitio S_4 ; en el segundo punto, la profundidad aumentó hasta 5,40 m y se alcanzó hasta 28 golpes a esta profundidad, lo que indica que posterior a esa profundidad el número de golpes puede aumentar y el promedio para los 30 m superficiales podría estar entre los 15 y 35 golpes, haciendo que según la tabla mencionada anteriormente, el tipo de sitio sea S_3 .

Debido a lo anterior, se puede decir que el estudio de suelos existente no es suficientemente claro, al no presentar el grado detalle que sustente la decisión del tipo de sitio a utilizar, es por esa razón que, se supone conservadoramente un sitio de cimentación tipo S_3 , tal como se indica en la Sección 2.2 del CSCR/10-14, para situaciones como esta que no se tiene clara la información.

Por lo tanto, según la Tabla 2.3 del CSCR/10-14, la aceleración pico efectiva para una zona III con suelo tipo S_3 , es de 0,36.

Período fundamental

El período del primer modo de vibración dependerá del tipo de sistema constructivo con el que se esté trabajando. Para el caso del templo y campanario, se trata edificaciones tipo muro de un nivel, por lo tanto, el período fundamental según lo estipulado en la Sección 7.4.5 del CSCR10-14 se calcula de la siguiente manera:

$$T = 0,05 * N = 0,05 * 1 = 0,05 \text{ s} \quad (3)$$

$$T = 0,05 * 1 = 0,05 \text{ s}$$

Por otro lado, como se puede observar en el Apéndice A, Figura 85, la esbeltez que presenta el campanario hace que se comporte como una estructura tipo voladizo, es por esa razón que el período fundamental se determinó a partir de la Ecuación 4, determinada en el libro elaborado por el Comité de Tareas sobre Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, por sus siglas en inglés (ASCE), 2011.

$$T = 1,79 * \sqrt{\frac{w * H^4}{EIg}} \quad (4)$$

En el Cuadro 22, se detalla a manera de resumen los parámetros determinados para el cálculo del período fundamental del campanario. Para mayor detalle, la memoria de cálculo de cada uno de los parámetros requeridos en la Ecuación 4, y descritos en el Cuadro 22, se adjunta en el Apéndice A.

Cuadro 22. Resumen de parámetros para el cálculo del período del campanario

Parámetro	Valor
Peso por unidad de longitud (w) [kg/cm]	590,00
Altura total del elemento (h) [cm]	1 000,00
Módulo de elasticidad (E) [kg/cm²]	10 500,00
Inercia (I_x) [cm⁴]	687 000 000,00
Inercia (I_y) [cm⁴]	639 000 000,00
Aceleración de la gravedad (g)[cm/s²]	981,00

De acuerdo a los parámetros descritos en el Cuadro 22, se procede a calcular el periodo fundamental de oscilación para el campanario en las dos direcciones ortogonales utilizando la Ecuación 3.

$$T_x = 1,79 * \sqrt{\frac{590,00 \frac{kg}{cm} * 1\,000,00^4 \text{ cm}^4}{68,7 \times 10^7 \text{ cm}^4 * 10\,500,00 \frac{kg}{\text{cm}^2} * 981,00 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}}} = 0,52 \text{ s}$$

$$T_y = 1,79 * \sqrt{\frac{590,00 \frac{kg}{cm} * 1\,000,00^4 \text{ cm}^4}{63,9 \times 10^7 \text{ cm}^4 * 10\,500,00 \frac{kg}{\text{cm}^2} * 981,00 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}}} = 0,54 \text{ s}$$

Factor espectral dinámico

Según el CSCR/10-14, para obtener el Factor Espectral Dinámico (FED) se debe conocer el sitio de suelo, la zona sísmica, la ductilidad global y el período fundamental de cada estructura, en

este caso, dichos parámetros fueron descritos anteriormente y, además, considerando un amortiguamiento de 5%, el FED para cada una de las estructuras (templo, convento y campanario) se muestra en el Cuadro 23, determinados según el Anexo E, Tabla E.7 del CSCR10-14.

Cabe aclarar que como se puede observar en el Cuadro 23, las dos últimas columnas del cuadro muestran dos FED para cada estructura, el primero determinado a partir del periodo fundamental calculado anteriormente de 0,05 s para el templo y convento, de 0,52 s en el eje "x" y 0,54 s en el eje "y" para el campanario; y el otro FED se debe a que los materiales presentes en las estructuras en estudio tienden a agrietarse después del sismo, es probable por su antigüedad que las estructuras en estudio actualmente se encuentren agrietadas producto de los sismos que han tenido que soportar a través de los años, lo que hace que su periodo realmente sea mayor al calculado, por lo que, conservadoramente se usará para determinar los respectivos coeficientes sísmicos el valor FED del plató.

Cuadro 23. Resumen de parámetros para la obtención del FED

Estructura	Sitio de suelo	Zona sísmica	Ductilidad global	Periodo (T) [s]	FED para T [s]	FED en plató
Templo	S ₃	Zona III	1,50	0,0500	1,22	1,77
Convento	S ₃	Zona III	1,50	0,0500	1,22	1,77
Campanario	S ₃	Zona III	1,00	0,5200	2,50	2,50
				0,5400	2,50	
			1,50	0,5200	1,77	1,77
				0,5400	1,75	

Una vez determinados los elementos que definen la demanda sísmica en cada una de las estructuras y descritos anteriormente, se procede a calcular el coeficiente sísmico para cada una de ellas.

4.1.1.1 Cálculo coeficiente sísmico para el templo

Los parámetros mostrados en el Cuadro 24, son utilizados para calcular el coeficiente sísmico del templo (C_{Templo}). El cálculo a partir de la Ecuación 2, se muestra a continuación.

$$C_{Templo} = \frac{0,360 * 1,00 * 1,77}{2,00} = 0,318$$

Cuadro 24. Resumen de parámetros para coeficiente sísmico del templo

Parámetro	Valor
Aceleración pico efectiva (a_{ef})	0,360
Factor de importancia (I)	1,000
Factor espectral dinámico (FED)	1,770
Factor de sobrerresistencia (SR)	2,000

4.1.1.2 Cálculo coeficiente sísmico para el convento

Los parámetros mostrados en el Cuadro 25, son los utilizados para calcular el coeficiente sísmico del convento ($C_{Convento}$), dicho cálculo utilizando la Ecuación 2, se muestra a continuación.

$$C_{Convento} = \frac{0,360 * 1,00 * 1,77}{2,000} = 0,318$$

Cuadro 25. Resumen de parámetros para coeficiente sísmico del convento

Parámetro	Valor
Aceleración pico efectiva (a_{ef})	0,360
Factor de importancia (I)	1,000
Factor espectral dinámico (FED)	1,770
Factor de sobrerresistencia (SR)	2,000

4.1.1.3 Cálculo coeficiente sísmico para el campanario

Los parámetros mostrados en el Cuadro 26, son los utilizados para calcular el coeficiente sísmico del campanario ($C_{Campanario}$), utilizando la Ecuación 2, su cálculo se muestra a continuación.

$$C_{Campanario \mu=1,0} = \frac{0,36 * 1,00 * 2,50}{1,20} = 0,750$$

$$C_{Campanario \mu=1,5} = \frac{0,36 * 1,00 * 1,77}{1,20} = 0,530$$

Cuadro 26. Resumen de parámetros para coeficiente sísmico del campanario

Parámetro	Valor
Aceleración pico efectiva (aef)	0,360
Factor de importancia (I)	1,000
Factor espectral dinámico (FED) para $\mu=1,00$	2,500
Factor espectral dinámico (FED) para $\mu=1,50$	1,770
Factor de sobrerresistencia (SR)	1,200

A manera de resumen, en el siguiente cuadro se muestra el coeficiente sísmico para cada una de las estructuras que conforman el inmueble patrimonial.

Cuadro 27. Resumen de coeficiente sísmico para todo el inmueble patrimonial

Parámetro	Valor			
	Templo	Convento	Campanario	
			$\mu=1,00$	$\mu=1,50$
Coefficiente sísmico (C)	0,318	0,318	0,750	0,530

4.1.2 Peso (W)

Se procede a realizar los cálculos del peso para las tres estructuras (templo, convento, campanario) que conforman toda la edificación patrimonial, necesarios para determinar la fuerza de sismo que actúa en cada una de ellas. Al ser las tres estructuras de un piso con un techo que se comporta como un diafragma flexible, el peso que se toma en cuenta para el cálculo de dicha fuerza de sismo es la mitad superior de los elementos verticales, además, se toma en cuenta todos los elementos horizontales que se aceleren o afecten la estructura ante la presencia de un sismo y estén en la mitad superior de la edificación, como: vigas, cielo, estructura de techo, sistema eléctrico, entre otros; la parte inferior de los elementos no se toma en cuenta debido a que esta masa ante la presencia de un sismo se mueve acorde al suelo, es decir no trata de mantenerse en la posición original como si lo hace la parte superior.

4.1.2.1 Templo

En primer lugar, se tiene el peso de la estructura del templo con un total de 369 000,00 kg. En el Cuadro 28, se puede observar a manera de resumen los elementos que aportan a la fuerza de sismo en el templo durante un evento sísmico y los respectivos pesos que conforman el

total antes mencionado. La memoria de cálculo completa de cómo se determinaron los pesos del Cuadro 28, se puede observar en el Apéndice B.

Cuadro 28. Resumen del peso de cada elemento y el total para el templo

Elemento	Peso (W) [kg]
Techo	68 200,00
Vigas	9 540,00
Columnas	2 490,00
Muros	287 000,00
Mezanine	1 780,00
Total	369 000,00

4.1.2.2 Convento

Por otro lado, los pesos de la estructura del convento que participan en la fuerza sísmica se muestra en el Cuadro 29, dando como resultado un total de 319000,00 kg. La memoria de cálculo completa de cómo se determinaron los pesos del Cuadro 29, se puede observar en el Apéndice C.

Cuadro 29. Resumen del peso de cada elemento y el total para el convento

Elemento	Peso (W) [kg]
Techo	76 300,00
Vigas	8 010,00
Columnas	1 260,00
Muros	215 000,00
Bodega en sacristía	2 190,00
Losas sobre muros	16 100,00
Total	319 000,00

4.1.2.3 Campanario

Por último, en el Cuadro 30, se puede observar en forma de resumen los elementos que aportan con su peso a la fuerza sísmica y el respectivo total. La memoria de cálculo de los pesos del Cuadro 30, se detallan en el Apéndice C.

Cuadro 30. Resumen del peso de cada elemento y el total para el campanario

Elemento	Peso (W) [kg]
Techo	1 420,00
Muros	44 100,00
Detalles decorativos	5 400,00
Total	51 000,00

De acuerdo con la Ecuación 1, para determinar la fuerza sísmica en las diferentes estructuras en este caso patrimoniales, se necesita conocer el coeficiente sísmico y el peso de los elementos presentes es la mitad superior de esta, parámetros determinados y mostrado anteriormente, es por esa razón que seguidamente se procede a calcular la fuerza sísmica para las tres estructuras.

La fuerza de sismo utilizada para determinar los esfuerzos en los muros del templo y su respectivo cálculo se muestran a continuación.

$$F_{Templo} = C * W_{Total templo} = 0,318 * 369 000,00 \text{ kg} = 117 000,00 \text{ kg}$$

De igual forma, el cálculo de la fuerza de sismo para el antiguo convento se muestra a continuación.

$$F_{Convento} = C * W_{Total convento} = 0,318 * 319 000,00 \text{ kg} = 101 000,00 \text{ kg}$$

Por último, se determinó la fuerza de sismo para el campanario para las dos ductilidades planteadas. Al ser la piedra porosa el material más sobresaliente en la estructura y considerado como frágil se decide determinar la fuerza de sismo con ductilidad de 1,00 permitiendo explorar la máxima fuerza de sismo que podría soportar esta estructura y con ella la verificación de la estabilidad de la estructura, por otro lado, la fuerza de sismo determinada con ductilidad de 1,5 será la utilizada en la obtención de los esfuerzos a nivel de la base de la estructura. Seguidamente se observa la muestra de cálculo.

$$F_{Campanario\ con\ \mu=1} = C * W_{Total campanario} = 0,750 * 51 000,00 \text{ kg} = 38 200,00 \text{ kg}$$

$$F_{Campanario\ con\ \mu=1,5} = C * W_{Total campanario} = 0,530 * 51 000,00 \text{ kg} = 27 000,00 \text{ kg}$$

4.2 Distribución de fuerzas

Posterior al cálculo en la sección anterior de la fuerza de sismo que actúa en cada estructura que conforma toda la edificación patrimonial, se procede a distribuir dicha fuerza en cada uno

de los muros de las tres estructuras en ambos sentidos ortogonales. Las tres estructuras al contener un techo que se comporta como diafragma flexible, su distribución será en función del área tributaria, siendo la distribución en el templo y convento las más complejas, por lo que, en los Apéndices E, F, se mostrará para cada caso una vista en planta de los muros con la demarcación de las áreas que serán atribuidas en cada muro según sea el caso y los respectivos cálculos. De igual manera, en el Apéndice G, se muestra la memoria de los cálculos para la distribución de las fuerzas en los muros del campanario.

4.2.1 Templo

La fuerza de sismo que deben soportar los muros en ambos sentidos ortogonales del templo es de 117000,00 kg, para un área total del templo de 438,00 m².

Los resultados que se muestran en el Cuadro 31 y 32, de fuerza de sismo distribuida en cada uno de los muros en dirección E-O y N-S, además del cortante por unidad de longitud, puede ser corroborados con la memoria de cálculo del Apéndice E, donde se muestran figuras utilizadas y ejemplos de los cálculos.

El cortante por unidad de longitud permite tener un criterio de cuales muros se pueden considerar como críticos, que son aquellos que tengan un cortante más grande, y así poder seguir con el análisis únicamente de los tres muros más críticos en cada dirección ortogonal.

En el Cuadro 31, se muestran específicamente los muros en dirección E-O del templo, dando como resultado que los tres muros con mayor cortante y por ende más críticos son T-6, T-4, T-3; T-11 Y T-9, T-7, T-5 Y T-1.

Cuadro 31. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección E-O

Muro	Longitud real [m]	Longitud total de aberturas [m]	Longitud neta [m]	Fuerza de sismo [kg]	Cortante [kg/m]
T-6, T-4, T-3	26,70	4,30	22,4	44 300,00	1 980,00
T-11	7,00	2,47	4,53	15 100,00*	3 330,00
T-10	6,22	1,36	4,86	4 750,00	977,00
T-9, T-7, T-5, T-1	27,40	8,25	19,20	53 900,00	2 810,00
T-8	6,72	0,00	6,72	5 120,00	762,00
T-2	5,20	1,00	4,20	3 470,00	826,00

*A este dato se le sumó el porcentaje de la fuerza de sismo correspondiente al área tributaria que aporta el convento a este muro.

En el Cuadro 32, se muestran los resultados de la distribución de la fuerza de sismo y el cortante por unidad de longitud en los muros del templo que van en dirección N-S, permitiendo concluir que los tres muros más críticos en este caso son T-J; T-H, T-I y T-D, T-C, T-B, T-A.

Cuadro 32. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección N-S

Muro	Longitud real [m]	Longitud total de aberturas [m]	Longitud neta [m]	Fuerza de sismo [kg]	Cortante [kg/m]
T-J	6,51	0,00	6,51	28 600,00	4 390,00
T-H, T-I	7,47	0,00	7,47	24 400,00*	3 270,00
T-G	6,45	1,30	5,15	5 120,00	994,00
T-F	6,45	1,30	5,15	5 120,00	994,00
T-E	5,33	1,40	3,93	3 100,00	789,00
T-D,T-C,T-B,T-A	17,00	4,40	12,60	53 500,00	4 250,00

*A este dato se le sumó el porcentaje de la fuerza de sismo correspondiente al área tributaria que aporta el convento a este muro del templo.

4.2.2 Convento

En el caso del antiguo convento este posee un área total de 336,00 m² y una fuerza de sismo de 101 000,00 kg que se distribuye por área tributaria en cada uno de los muros.

En los Cuadro 33 y 34, se describe la fuerza de sismo que, mediante los cálculos detallados y adjuntos en el Apéndice F, se determinó para los muros en dirección E-O y N-S respectivamente y el cortante por unidad de longitud debido dicha fuerza de sismo y la longitud neta de cada uno de los muros, permitiendo determinar cuales tres muros en cada dirección de la estructura del convento se pueden considerar como críticos y por ende ser analizados.

En el siguiente cuadro se exponen los resultados correspondientes a los muros en dirección E-O, con los cuales se puede concluir debido a la magnitud de su cortante, que los muros críticos en este caso son C-3, C-4 y C-5.

Cuadro 33. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección E-O

Muro	Longitud real [m]	Longitud total de aberturas [m]	Longitud neta [m]	Fuerza de sismo [kg]	Cortante [kg/m]
C-1	4,12	0,00	4,12	1 890,00	459,00
C-2	23,70	8,42	15,30	27 500,00	1 800,00
C-3	23,70	5,65	18,10	34 800,00	1 920,00
C-4	7,00	1,20	5,80	14 000,00	2 410,00
C-5	7,00	0,00	7,00	13 800,00	1 970,00

Por otro lado, en el Cuadro 34, se indican los resultados correspondientes a los muros en dirección N-S, siendo los muros C-B; C-H, C-C y C-E los que tienen la magnitud de la fuerza cortante mayor y por ende son los más críticos.

Cuadro 34. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección N-S

Muro	Longitud real [m]	Longitud total de aberturas [m]	Longitud neta [m]	Fuerza de sismo [kg]		Cortante [kg/m]
C-A	7,20	1,000	6,20	5 380,00		868,00
C-B	7,20	0,980	6,22	18 000,00		2 890,00
C-H, C-C	26,40	6,470	19,90	40 300,00		2 020,00
C-G, C-D	29,10	5,56	23,54	30 600,00		1 300,00
C-E	3,05	1,900	1,15	1 890,00		1 640,00
C-F	3,05	0,500	2,55	1 890,00		741,00

4.2.3 Campanario

Por último, para un área total del campanario de 9,02 m² se distribuyen por área tributaria en cada uno de sus muros las fuerzas de sismo total determinadas anteriormente que son: una fuerza sísmica de 39 100,00 kg determinada con una ductilidad de 1,0 y 27 600,00 kg determinada con ductilidad de 1,5. La memoria de los cálculos se muestra en el Apéndice G.

Al ser una estructura con dos muros en cada dirección ortogonal, la fuerza sísmica total se distribuye la mitad en cada muro en ambas direcciones, como se muestra en los Cuadros 35 y 36; además, debido a la magnitud del cortante se determinó que el muro crítico es el Muro-D.

Cuadro 35. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección N-S

Muro	Longitud neta [m]	Fuerza de sismo [kg]		Cortante [kg/m]	
		$\mu=1,00$	$\mu=1,50$	$\mu=1,00$	$\mu=1,50$
Muro - A	3,11	19 100,00	13 500,00	6 140,00	4 340,00
Muro - B	3,11	19 100,00	13 500,00	6 140,00	4 340,00

Cuadro 36. Determinación de cortante por unidad de longitud para cada muro en dirección E-O

Muro	Longitud neta [m]	Fuerza de sismo [kg]		Cortante [kg/m]	
		$\mu=1,00$	$\mu=1,50$	$\mu=1,00$	$\mu=1,50$
Muro - C	2,90	19 100,00	13 500,00	6 590,00	4 660,00
Muro - D	2,34	19 100,00	13 500,00	8 160,00	5 770,00

Para mayor claridad del resultado de los muros críticos determinados anteriormente, en la siguiente figura se muestra una vista en planta de todo el conjunto patrimonial, donde se encierra con un círculo de color rojo la simbología de los muros considerados críticos.

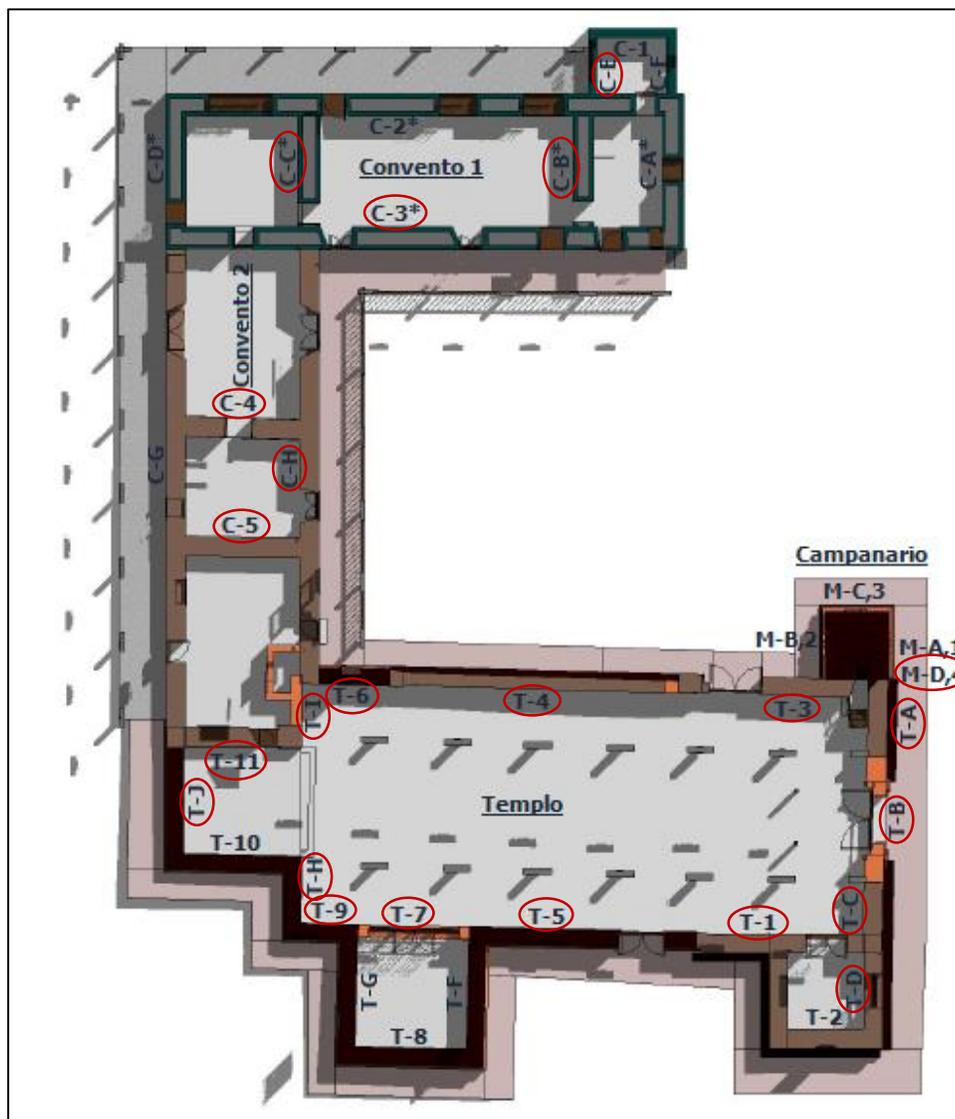


Figura 71. Vista en planta de la edificación con señalización de muros críticos

4.3 Determinación y análisis de esfuerzos

Como parte final de los cálculos para el análisis de vulnerabilidad simplista del presente proyecto, se tiene determinar los esfuerzos axiales y flectores, tanto en compresión como en tensión en los elementos estructurales principales de la edificación, es decir, en los muros.

Como parte de los parámetros necesarios para la determinación de los esfuerzos, está el módulo de elasticidad (E), que este a su vez incluye la resistencia a la compresión (f'), es por eso que, a manera de introducción se detalla la determinación de dichos parámetros.

Para determinar el módulo de elasticidad (E) de mampostería de piedra, ladrillo, tierra se usará la Fórmula 5, determinaba a partir del asesoramiento del Ing. Álvaro Poveda Vargas con su amplia experiencia en el diseño y análisis de estructuras de dichos materiales.

$$E = 350 * f'_m \quad (5)$$

Y para el concreto, se usará la Fórmula 6, que es una modificación de la fórmula que se presenta en el libro de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14), debido a que si se usa la ecuación de dicho libro los resultados serán mayores a lo que realmente se encuentran en el país, lo anterior respaldado con estudios realizados en el país, específicamente el artículo de la revista de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, hace referencia al proyecto experimental del Ing. Alejandro Navas Carro y el Ing. Christian Guerrero Vargas, 2011; donde se concluye que debido a que la resistencia del concreto con materiales nacionales es menor a las resistencias para este material en Estados Unidos, el módulo de elasticidad va ser más bajo y con ello mayores deformaciones en los elementos, por lo que, se deben utilizar ecuaciones acordes al comportamiento del concreto fabricado en el país.

$$E = 14000 * \sqrt{f'_c} \quad (6)$$

Importante aclarar que las resistencias a la compresión (f') que se muestran en el siguiente cuadro para los diferentes materiales presentes en los muros de toda la edificación patrimonial, son resistencias sugeridas debido a que en el presente proyecto no se realizaron pruebas de laboratorio para determinarlas, sin embargo, dichos valores de resistencia fueron estimados a partir del asesoramiento del Ing. Álvaro Poveda Vargas, el cual cuenta con amplia experiencia en proyectos semejantes donde sí se han hecho pruebas de laboratorio.

Cuadro 37. Resumen resistencias de compresión sugeridas y módulo de elasticidad para los materiales

Material	Resistencia a la compresión (f')[kg/cm²]	Módulo de elasticidad (E) [kg/cm²]
Ladrillo	60,00	21 000,00
Tierra (Adobe)	25,00	8 750,00
Piedra porosa	30,00	10 500,00
Piedra (Calicanto)	45,00	15 800,00
Concreto	150,00	171 000,00

4.3.1 Templo y convento

A manera de introducción a la determinación de los esfuerzos en los muros tanto del templo como del convento, es importante destacar que se usará como diagrama de cuerpo libre la siguiente figura y que la memoria de los cálculos de esfuerzos del templo y convento respaldando los resultados mostrados en este apartado se muestran en el Apéndice H y Apéndice I respectivamente.

Como se puede observar, las fuerzas que actúan son: la fuerza de sismo que actúa horizontalmente en sentido longitudinal de cada uno de los muros y la fuerza axial (vertical) debido al carga permanente en el muro (peso total) distribuida en toda al área transversal.

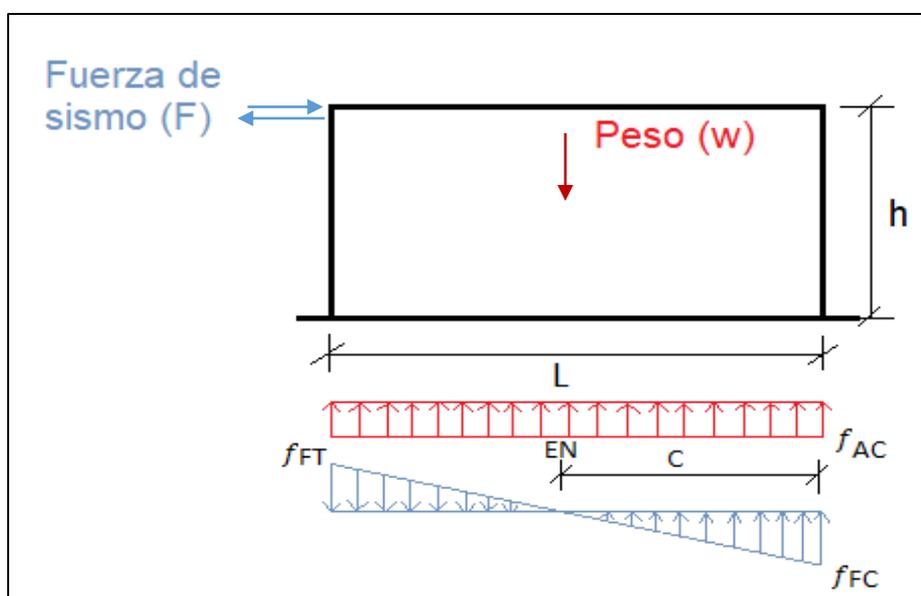


Figura 72. Diagrama de cuerpo libre para el análisis de esfuerzos en los muros

En cuanto a los esfuerzos a determinar y mostrados gráficamente en la Figura 72, se tienen el esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) , esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) y, esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) . Las ecuaciones utilizadas para determinar dichos esfuerzos se detallan a continuación, siendo también la Figura 72, guía e ilustración de algunos de los parámetros que estas ecuaciones involucran.

$$f_{AC} = \frac{W}{A_T} \quad (7)$$

$$M = F * h \quad (8)$$

$$S_C = \frac{I}{C} \quad (9)$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} \quad (10)$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_C} \quad (11)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} \quad (12)$$

Como parte inicial del proceso de determinación de esfuerzos y para posteriormente poder realizar una comparación justa de los elementos estructurales, en este caso de los muros, se debió establecer un material único como base al cual se transformaron los muros o fracciones de los muros que tenían un material distinto al denominado como base.

Para el caso del templo, se decidió la transformación de los diferentes materiales al material piedra (calicanto) elegido como base. Dicha transformación se muestra de forma detallada en el Apéndice H, específicamente en los Cuadros 87 y 88.

Por otro lado, en el convento se decidió transformar los materiales a concreto como material base, dicha transformación se puede observar con detalle en el Apéndice I, en los Cuadros 99 y 100. En este caso, cabe destacar lo observado específicamente en la Figura 115, la afectación estructural que genera la colocación de un material con poca resistencia como lo es la tierra (adobe) al lado de un material potente por su alta resistencia como es el concreto.

En cuanto a los criterios de aceptación de los resultados de los esfuerzos y poder determinar cuáles de los muros considerados críticos y analizados en este apartado necesitan intervención de reforzamiento estructural se tiene en primer lugar, el mostrado en la Ecuación 13, que consiste en que la suma de los esfuerzos axiales en compresión (C) (negativos) y los esfuerzos de flexión en tensión (T) (positivos) den como resultado esfuerzos a compresión (C) (negativos), siendo este tipo de esfuerzos aceptados, ya que, los materiales que conforman los muros poseen resistencia en compresión; de lo contrario, no se aceptan esfuerzos en tensión, por la nula capacidad en tensión que tienen los materiales que conforman los muros y por ende necesitan ser reforzados para proporcionarles resistencia en tensión y así puedan resistir los esfuerzos generados ante la presencia de un evento sísmico.

$$f_{AC} + f_{FT}(C) \quad (13)$$

Por otro lado, a pesar que el material que conforman los muros poseen resistencia a la compresión, se debe verificar que la resistencia sea suficiente para los esfuerzos que se generan, por lo tanto, se tiene el criterio mostrado en la Ecuación 14, donde se indica que para que no haya falla en los muros debido a los esfuerzos en compresión la suma de los esfuerzos en compresión debido a la carga axial y flexión debe de ser menor a un tercio de la resistencia a la compresión del material.

$$f_{FC} + f_{AC} \leq \frac{f'}{3} \quad (14)$$

Cabe aclarar, la resistencia a la compresión (f') utilizada en los Cuadros 38 y 39, para la verificación de cumplimiento del criterio anterior, corresponde a la resistencia del material que se designó como material base para la transformación de los elementos dependiendo de si es la estructura del templo o convento.

En el Cuadro 38, se tiene a manera de resumen los resultados de la suma de esfuerzos en los muros del templo y su debido análisis de cumplimiento respecto a los criterios mencionados anteriormente. Dando como resultado que todos los muros poseen la capacidad necesaria para soportar los esfuerzos de compresión, pero solo dos de los seis muros críticos analizados en esta estructura patrimonial no presentan esfuerzos en tensión y por ende no necesitan reforzamiento, por lo tanto, cuatro de los muros analizados ante la presencia de un sismo se desplazarían hacia arriba y se separarían del suelo.

Cuadro 38. Resumen de análisis de esfuerzos en muros críticos del templo

Dirección fuerza de sismo	Muro	f _{FC} + f _{AC} (C) [kg/m ²]	f _{AC} + f _{FT} [kg/m ²]	f' _m /3 [kg/m ²]	Criterios de aceptación	
					$f_{FC} + f_{AC} \leq \frac{f'_m}{3}$	$f_{AC} + f_{FT}(C)^*$
N-S	T-J	33300,00	19300,0(T)	150000,00	Cumple	No cumple
	T-H,T-I	17200,00	8460,00 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
	T-A,T-B, T-C, T-D	25500,00	3400,00 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
S-N	T-J	37900,00	17000,0 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
	T-H,T-I	19600,00	5560,00 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
	T-A, T-B, T-C, T-D	22600,00	4100,00 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
E-O	T-6, T-4, T-3	14300,00	6610,00 (C)	150000,00	Cumple	Cumple
	T-11	58500,00	19400,0 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
	T-9, T-7, T-5, T-1	12800,00	2810,00 (C)	150000,00	Cumple	Cumple
O-E	T-6, T-4, T-3	13600,00	6780,00 (C)	150000,00	Cumple	Cumple
	T-11	58800,00	19100,0 (T)	150000,00	Cumple	No cumple
	T-9, T-7, T-5, T-1	12500,00	1120,00 (C)	150000,00	Cumple	Cumple

* Se dice que no cumple cuando los esfuerzos resultantes son de tensión (T) y que cumple cuando los esfuerzos resultantes son a compresión (C).

En el siguiente cuadro, se tienen los resultados debido al análisis de esfuerzos en los muros del convento, el cual muestra en su sexta columna que todos los muros cumplen con la resistencia de compresión permisible y que igual que para la estructura del templo, dos de los seis muros analizados en el convento no presentan esfuerzos de tensión en sus extremos, lo que quiere decir, que los restantes cuatro muros requieren ser intervenidos para el debido reforzamiento donde se les proporcione la resistencia en tracción requerida.

Cuadro 39. Resumen de análisis de esfuerzos en muros críticos del convento

Dirección de fuerza de sismo	Muro	fFC+ fAC (C)[kg/m ²]	fAC + fFT [kg/m ²]	f'c/3 [kg/m ²]	Criterios de aceptación	
					$f_{FC} + f_{AC} \leq \frac{f'_m}{3}$	$f_{AC} + f_{FT}(C)^*$
N-S	C-B	22200,00	12400,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
	C-C, C-H	57000,00	21900,00 (C)	500000,00	Cumple	Cumple
	C-E	99000,00	38200,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
S-N	C-B	22200,00	12400,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
	C-C, C-H	39600,00	5600,00 (C)	500000,00	Cumple	Cumple
	C-E	57100,00	84400,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
E-O	C-3	15200,00	4730,00 (C)	500000,00	Cumple	Cumple
	C-4	240000,00	83700,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
	C-5	196000,00	27800,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
O-E	C-3	14000,00	5300,00 (C)	500000,00	Cumple	Cumple
	C-4	226000,00	69700,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple
	C-5	186000,00	17800,00 (T)	500000,00	Cumple	No cumple

* Se dice que no cumple cuando los esfuerzos resultantes son de tensión (T) y que cumple cuando los esfuerzos resultantes son a compresión (C).

Por último, los esfuerzos determinados corresponden a esfuerzos últimos, obtenidos a partir de la combinación [6-4] del CSCR/10-14, por lo que, para hacer la debida comparación con la capacidad de soporte del suelo de 7000,00 kg/m² resultado del estudio de suelos realizado en la propiedad patrimonial obtenida a partir de esfuerzos de trabajo, se utilizará el factor de reducción (Φ) de la Tabla 13.1 del CSCR/10-14.

En el caso de los muros tanto del templo como del convento que presenten esfuerzos resultantes a tensión, que son los muros que en el Cuadro 38 y 39, en la última columna dicen "No cumple", significa que la presión última mínima ($q_{umín}$) resulta en tensión y el suelo no resiste tensión, por lo que, $q_{min}=0$ y la presión última máxima (q_{umax}) da en compresión, es decir, la distribución de esfuerzos es triangular, y de acuerdo al CSCR/10-14, al tener una distribución de presiones triangular se está en el caso donde,

$$q_{umín} = 0$$

$$\frac{q_{umín}}{q_{umax}} = 0 < 0,250$$

$$\therefore \phi = 0,850$$

$$q_{u \text{ suelo}} = 7\,000,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 3 * 0,850 = 17\,850,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por el contrario, los muros que no presenten esfuerzos resultantes en tensión, que son los muros que en el Cuadro 38 y 39, en la última columna dicen "Cumple", quiere decir que la presión última mínima ($q_{u\text{mín}}$) resulta en compresión y la presión última máxima ($q_{u\text{max}}$) también da en compresión, es decir, la distribución de esfuerzos no es triangular, y de acuerdo al CSCR/10-14, al no tener una distribución de presiones triangular se puede estar en cualquiera de los siguientes dos casos.

$$\frac{q_{u\text{mín}}}{q_{u\text{max}}} \geq 0,250$$

$$\frac{q_{u\text{mín}}}{q_{u\text{max}}} < 0,250$$

A modo de ejemplo, se muestra el cálculo del factor de reducción (ϕ) y capacidad última del suelo ($q_{u \text{ suelo}}$) para el muro del templo T-6, T-4, T-3, con la fuerza en dirección E-O.

$$\frac{q_{u\text{mín}}}{q_{u\text{max}}} = \frac{f_{AC} + f_{FT}}{f_{AC} + f_{FC}} = \frac{6\,610,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{14\,300,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} = 0,46 \geq 0,250$$

$$\therefore \phi = 0,650$$

$$q_{u \text{ suelo}} = 7\,000,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 3 * 0,650 = 13\,600,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

En los Cuadros 40 y 41, se muestran los resultados de la comparación de la magnitud de los esfuerzos en compresión con la capacidad de soporte última del suelo, para los muros críticos del templo y convento respectivamente.

En cuando a los resultados que se muestran en los cuadros anteriormente mencionados, se debe aclarar que, conservadoramente se asumió que el área de las fundaciones es igual al área de la base de los muros, despreciándose el peso propio de la fundación, y todo lo que esto involucra a nivel de cálculos, es por eso que, es importante realizar inspección a nivel de fundaciones y poder tener resultados más acordes a la realidad.

Cuadro 40. Comparación de esfuerzos en compresión en muros del templo con capacidad suelo

Dirección de fuerza de sismo	Muro	f _{FC} + f _{AC} (C)[kg/m ²]	Factor de reducción (Φ)	q _u suelo [kg/m ²]	f _{FC} + f _{AC} ≤ q _u suelo
N-S	T-J	33 300,00	0,850	17 800,00	No cumple
	T-H,T-I	17 200,00	0,850	17 800,00	Cumple
	T-A,T-B, T-C, T-D	25 500,00	0,850	17 800,00	No cumple
S-N	T-J	37 900,00	0,850	1 780,00	No cumple
	T-H,T-I	19 600,00	0,850	1 780,00	No cumple
	T-A, T-B, T-C, T-D	22 600,00	0,850	1 780,00	No cumple
E-O	T-6, T-4, T-3	14 300,00	0,650	13 600,00	No Cumple
	T-11	58 500,00	0,850	17 800,00	No cumple
	T-9, T-7, T-5, T-1	12 800,00	0,850	17 800,00	Cumple
O-E	T-6, T-4, T-3	13 600,00	0,650	13 600,00	Cumple
	T-11	58 800,00	0,850	17 850,00	No cumple
	T-9, T-7, T-5, T-1	12 500,00	0,850	17 800,00	Cumple

Cuadro 41. Comparación de esfuerzos de compresión en muros del convento con capacidad suelo

Dirección de fuerza de sismo	Muro	f _{FC} + f _{AC} (C)[kg/m ²]	Factor de reducción (Φ)	q _u suelo [kg/m ²]	f _{FC} + f _{AC} ≤ q _u suelo
N-S	C-B	22 200,00	0,850	17 850,00	No cumple
	C-C, C-H	57 000,00	0,650	13 600,00	No cumple
	C-E	99 000,00	0,850	17 850,00	No cumple
S-N	C-B	22 200,00	0,850	17 850,00	No cumple
	C-C, C-H	39 600,00	0,850	17 850,00	No cumple
	C-E	57 100,00	0,850	17 850,00	No cumple
E-O	C-3	15 200,00	0,650	13 600,00	No cumple
	C-4	240 000,00	0,850	17 850,00	No cumple
	C-5	196 000,00	0,850	17 850,00	No cumple
O-E	C-3	14 000,00	0,650	13 600,00	No cumple
	C-4	226 000,00	0,850	17 850,00	No cumple
	C-5	186 000,00	0,850	17 850,00	No cumple

4.3.3 Campanario

Al ser la base de la estructura del campanario una sección sólida, permite realizar la determinación de esfuerzos para toda la estructura en cada dirección ortogonal, es decir, se comporta como si fuera un solo muro.

Para la determinación de los esfuerzos se usan las mismas fórmulas y criterios de aceptación utilizados anteriormente con las estructuras del templo y convento, sin embargo, para mayor claridad su diagrama de cuerpo libre se detalla en la Figura 73, y la respectiva memoria de los cálculos se adjunta en el Apéndice J; además, cabe destacar que la fuerza de sismo utilizada corresponde a la fuerza de sismo determinada con una ductilidad de 1,50 y es de 27 000,00 kg.

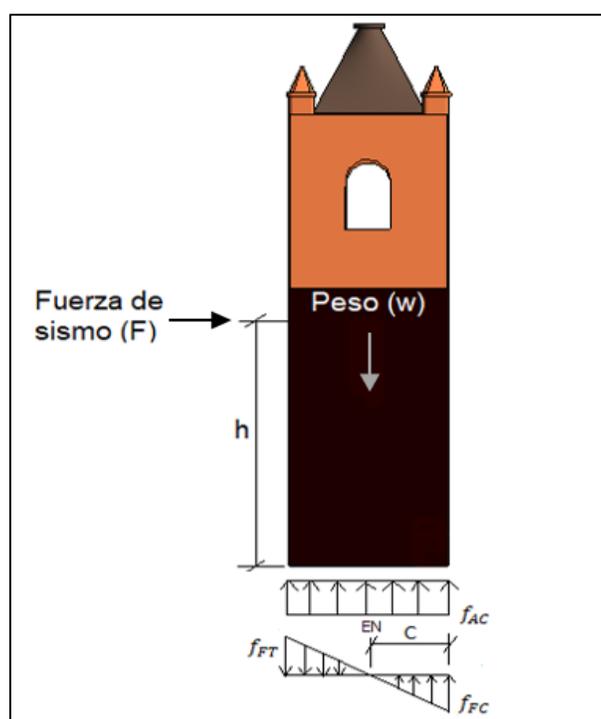


Figura 73. Diagrama de cuerpo libre para el análisis de esfuerzos en el campanario

Como se puede observar en el Cuadro 42, se presentan los resultados de la suma de los esfuerzos en el campanario en ambas direcciones ortogonales y el respectivo cumplimiento de los criterios de aceptación, el cual indica que el campanario cumple con la resistencia mínima permisible para soportar los esfuerzos de compresión generados, sin embargo, se presentan esfuerzos en tensión ante la fuerza sísmica y, teniendo en cuenta que los materiales que componen el campanario poseen nula capacidad a tensión, este requiere de intervención de reforzamiento.

Cuadro 42. Resumen de análisis de esfuerzos en el campanario

Dirección de fuerza de sismo	fFC+ fAC (C)[kg/m ²]	fAC + fFT (T)[kg/m ²]	f'm/3 [kg/m ²]	Criterios de aceptación	
				$f_{FC} + f_{AC} \leq f'm/3$	$f_{AC} + f_{FT}(C)^*$
N-S, S-N	36 100,00	8 300,00	100 000	Cumple	No cumple
E-O, O-E	37 700,00	9 900,00	100 000	Cumple	No cumple

* Se dice que no cumple cuando los esfuerzos resultantes son de tensión (T) y que cumple cuando los esfuerzos resultantes son a compresión (C).

Los esfuerzos determinados anteriormente corresponden a esfuerzos últimos, obtenidos a partir de la combinación [6-4] del CSCR/10-14, por lo que, para hacer la debida comparación con la capacidad de soporte del suelo de 7000 kg/m² resultado del estudio de suelos realizado en la propiedad patrimonial obtenida a partir de esfuerzos de trabajo, se utilizará el factor de reducción (Φ) de la Tabla 13.1 del CSCR/10-14.

Debido a que la presión última mínima ($q_{umín}$) en ambas direcciones del campanario da en tensión y el suelo no resiste tensión $q_{min}=0$ y la presión última máxima (q_{umax}) da en compresión, es decir, la distribución de esfuerzos es triangular, y de acuerdo al CSCR/10-14, al tener una distribución de presiones triangular se está en el caso donde,

$$q_{umín} = 0$$

$$\frac{q_{umín}}{q_{umax}} = 0 < 0,250$$

$$\therefore \Phi = 0,850$$

$$q_{u \text{ suelo}} = 7000 \frac{kg}{m^2} * 3 * 0,85 = 17850,00 \frac{kg}{m^2}$$

Cuadro 43. Resumen de comparación de esfuerzos con capacidad del suelo en el campanario

Dirección de fuerza de sismo	fFC+ fAC (C) [kg/m ²]	q _u suelo [kg/m ²]	Criterios de aceptación
			$f_{FC} + f_{AC} \leq q_{u \text{ suelo}}$
N-S, S-N	31 600,00	17 850,00	No cumple
E-O, O-E	37 700,00	17 850,00	No cumple

Para el caso de la estructura de campanario también es importante realizar inspección a nivel de fundaciones y corroborar los resultados.

Al ser la estructura del campanario de tipo voladizo, como se puede observar en la Figura 74, es importante realizar el cálculo de riesgo de volcamiento o verificación de la estabilidad de la

estructura. Para dicho cálculo se utilizó con la fuerza determinada con ductilidad de 1,00 de 38200,00 kg, correspondiente a la fuerza máxima que la estructura va percibir.

$$F_{\text{Campanario}} \text{ con } \mu=1 = 38\,200,00 \text{ k}$$

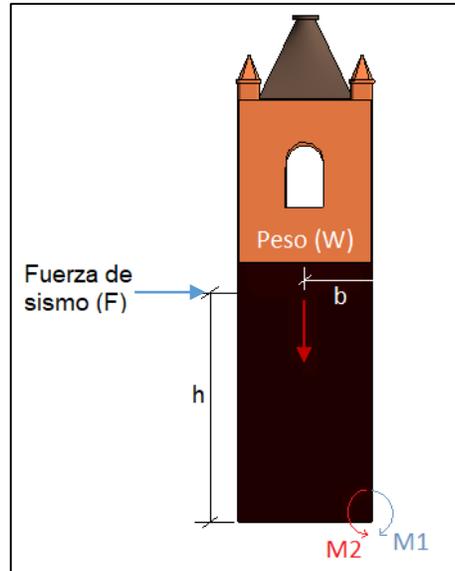


Figura 74. Diagrama de cuerpo libre para el análisis de volcamiento del campanario

Seguidamente se presenta el cálculo de los momentos, cuando la fuerza de sismo va en dirección N-S y S-N, $h = 3,85 \text{ m}$ y $b = 1,56 \text{ m}$, siendo M1 el momento del volcamiento y M2 el momento resistente.

$$M1 = F * h = 38\,200,00 \text{ kg} * 3,85 \text{ m} = 147\,000,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M2 = W * b = 132\,000,00 \text{ kg} * 1,56 \text{ m} = 210\,000,00 \text{ kg} - \text{m}$$

Por último, el cálculo de los momentos cuando la fuerza de sismo va en dirección E-O y O-E, $h = 3,85$ y $b = 1,45 \text{ m}$.

$$M1 = F * h = 38\,200,00 \text{ kg} * 3,85 \text{ m} = 147\,000,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M2 = W * b = 132\,000,00 \text{ kg} * 1,45 \text{ m} = 191\,000,00 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto, al ser en ambos casos el momento resistente (M2) mayor al momento de volcamiento (M1), se puede decir la estructura no presenta problemas de estabilidad y por ende peligro de volcamiento.

Capítulo 5. Recomendaciones de reforzamiento

5.1 Reforzamiento con geomalla

Los muros de mampostería de tierra (adobe) es un sistema frágil que posee baja capacidad en tracción si no cuentan con un reforzamiento con materiales que aporten ductilidad o resistencia a la tracción, por esta razón es importante realizar una intervención en las estructuras que según el análisis de esfuerzos anteriormente realizado lo requieran, por presentar esfuerzos en tensión en sus extremos ante un evento sísmico.

Como propuesta de reforzamiento para el presente proyecto se tiene el reforzamiento externo de los muros de tierra con geomalla biaxial (material polimérico) la cual aporta la capacidad de soportar esfuerzos en tensión que requieren los muros, dicha malla se puede observar en la Figura 75.



Figura 75. Geomalla biaxial (material polimérico)
Fuente: (Geosintéticos ARPIMIX, 2021)

La técnica de reforzamiento consiste en aumentar la resistencia, fundamentalmente la capacidad de soportar esfuerzos de tensión en los muros, colocando una geomalla a lo largo de los muros de adobe, tanto en la cara interna como externa; mediante perforaciones al muro dichas mallas se conectan con cuerdas de Nylon, para posteriormente colocar un repello que protege la malla y le brinda adherencia al muro, dicho repello puede ser de tierra por ser la geomalla de material polimérico, permitiendo el flujo de humedad óptimo en los muros. Para mayor claridad, los pasos del proceso de reforzamiento con geomalla se muestra a manera de diagrama de flujo en la siguiente figura.

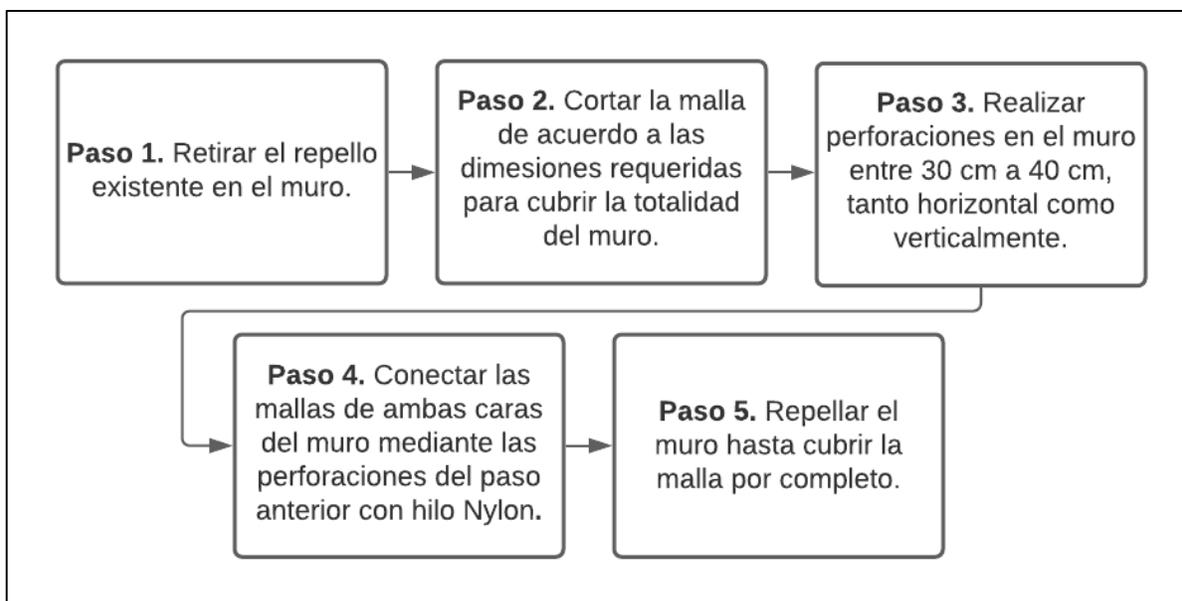


Figura 76. Proceso de reforzamiento de muros de adobe con geomalla

En la siguiente figura, se puede observar de forma ilustrativa la finalización del paso 3 y 4 mencionados en la Figura 76.

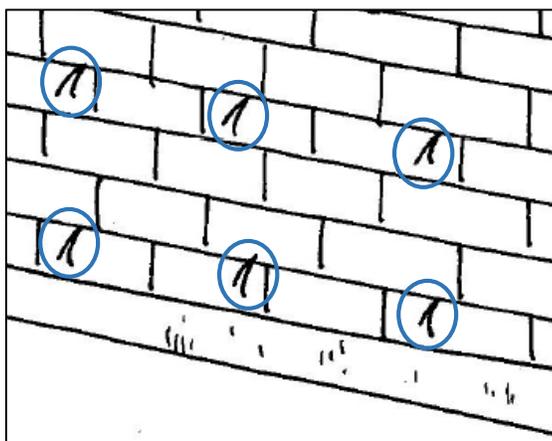


Figura 77. Muro de tierra posterior a la perforación y colocación de cuerda Nylon para conexión de mallas
Fuente: (Blondet, Vargas, Torrealva & Rubiños, 2010)

Como representación gráfica del resultado de la colocación adecuada de la geomalla en los muros a base de tierra, se puede observar la siguiente figura.

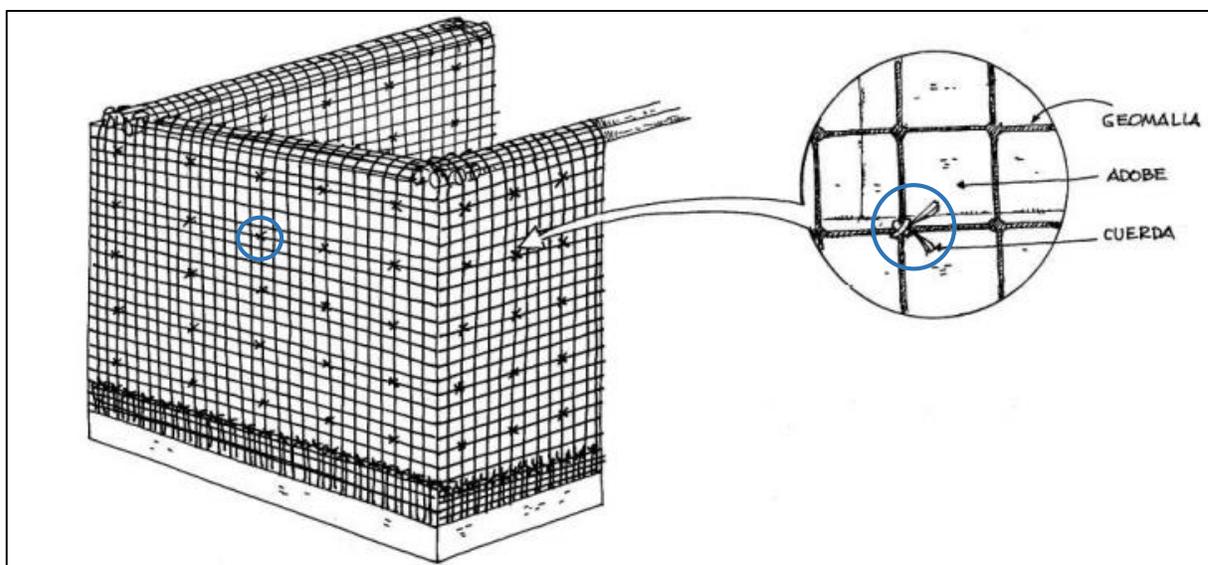


Figura 78. Representación gráfica de refuerzo de muros de adobe con geomalla
Fuente: (Blondet, Vargas, Torrealva & Rubiños, 2010)

La eficacia del método de reforzamiento de los muros de adobe con geomalla ha sido evaluada mediante ensayos dinámicos de laboratorio realizados en la Pontificia Universidad Católica del Perú, como se puede observar en la Figura 79, más específicamente por el grupo de investigación de Gestión de Riesgos de Desastres en Infraestructura Social y Vivienda de Bajo Costo (GERDIS), en los cuales determinan que el refuerzo externo de los muros de tierra con geomalla, aportan resistencia a la tracción, disminuyendo la vulnerabilidad sísmica; además de ser una opción poco invasiva, permitiendo conservar la arquitectura propia de la época.



Figura 79. Modelo de muro reforzado a escala real para ensayo dinámico
Fuente: (Torrealva, 2009)

5.2 Reforzamiento con malla electrosoldada

Los muros de mampostería de arcilla (ladrillo) y piedra, de igual manera que los muros de mampostería de tierra (adobe), poseen baja capacidad en tracción, es decir, no resisten esfuerzos en tensión; la manera que estos muros aumenten su capacidad en tracción es que se le coloque materiales que aporten ductilidad o dicha resistencia, es por esa razón que es importante realizar una intervención en las estructuras de dichos sistemas constructivos, que según el análisis de esfuerzos anteriormente realizado lo requieran, por presentar esfuerzos en tensión en sus extremos ante la presencia de un sismo.

Debido a lo anterior, se propone como método de reforzamiento estructural viable para el presente proyecto, el reforzamiento externo de los muros de ladrillo y piedra con malla electrosoldada la cual aporta la resistencia en tensión faltante en los muros, esta se puede observar en la Figura 80; además, es una opción poco invasiva en comparación a otros métodos, permitiendo conservar la arquitectura propia de la época.

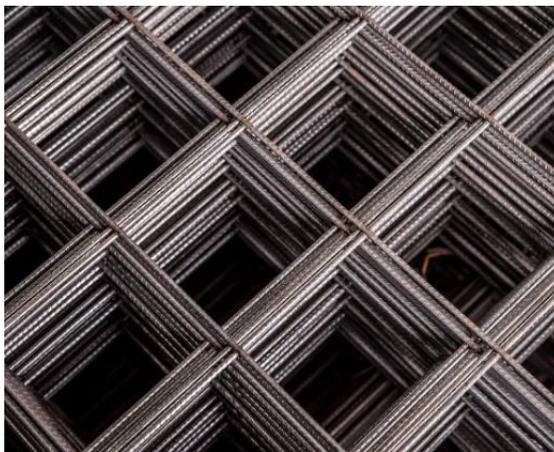


Figura 80. Malla electrosoldada
Fuente: (Arcelor Mittal, 2021)

La técnica de reforzamiento consiste en aumentar la capacidad de soportar esfuerzos de tensión de los muros, mediante la colocación de una malla electrosoldada a lo largo de todos los muros de mampostería de piedra y arcilla, tanto en la cara interna como externa; mediante grapas las mallas son fijadas al muro e importante que estas sean ancladas a los cimientos, para posteriormente colocar un repello que protege la malla y le brinda adherencia al muro. Para una mejor explicación del proceso de reforzamiento con malla electrosoldada, se muestran los pasos generales a manera de diagrama de flujo en la siguiente figura.

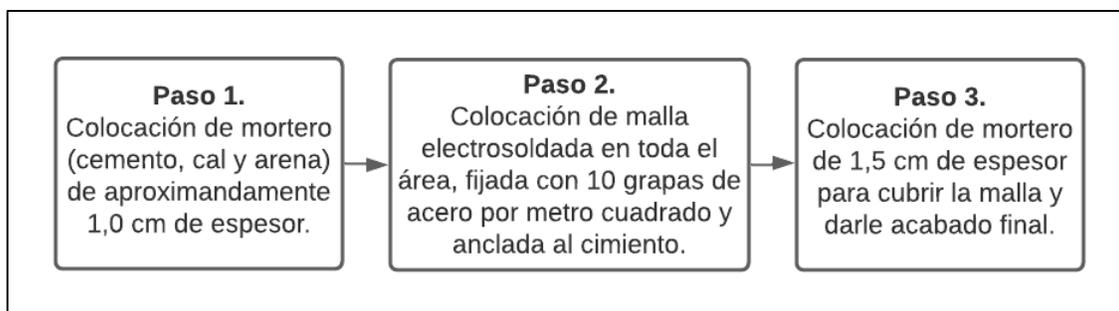


Figura 81. Pasos generales para el reforzamiento de muros con malla electrosoldada

En la siguiente figura, se puede observar de forma ilustrativa los pasos generales 1, 2 y 3 encerrados con un círculo, para la correcta colocación de la malla electrosoldada mencionados anteriormente en la Figura 81.

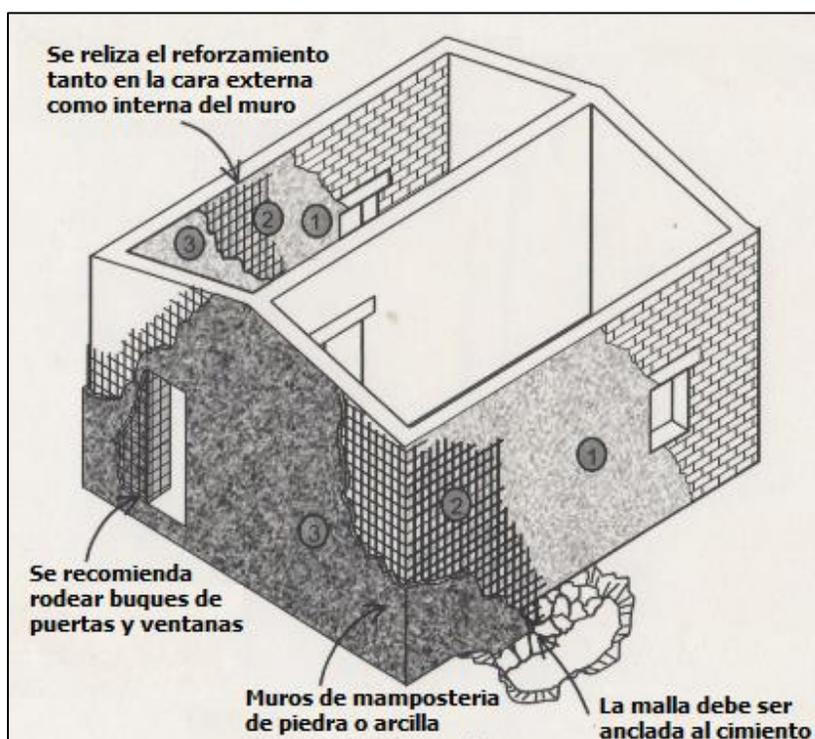


Figura 82. Representación gráfica del reforzamiento de muros con malla electrosoldada

Fuente: (CENAPRED, 2000)

Modificado por: (Chavarría, 2021)

La eficacia del método de reforzamiento con malla electrosoldada en muros de mampostería ha sido evaluado mediante ensayos dinámicos de laboratorio a escala natural en la Universidad de Costa Rica, específicamente el proyecto de graduación desarrollado por Silvia Gamboa Herrera en 1997, que lleva como título "Determinación de la resistencia al cortante en paredes de mampostería", en el cual se fallaron una serie de muros de mampostería de concreto con

diferentes cantidades de acero de reforzamiento tanto vertical como horizontal y posterior al fallo, se reforzaron con malla electrosoldada, para volver a ensayar y así determinar la eficacia de dicho método de reforzamiento.

En la Figura 83, se muestra un gráfico que es resultado de la tesis de Gamboa (1997) donde se tiene carga vs desplazamiento para dos muros denominados n°5 y n°7, ensayados inicialmente con refuerzo tradicional de acero vertical y horizontal, y los resultados de los mismos muros que posterior al fallo se reforzaron con malla electrosoldada, donde se observa que aún después de un primer fallo los muros reforzados con malla electrosoldada resisten mayor carga con un menor desplazamiento, quedando evidenciado que la colocación de malla electrosoldada es un método eficaz y viable para el reforzamiento estructural de muros de mampostería, ya que, hace que los muros aumenten su resistencia y con ello disminuya la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

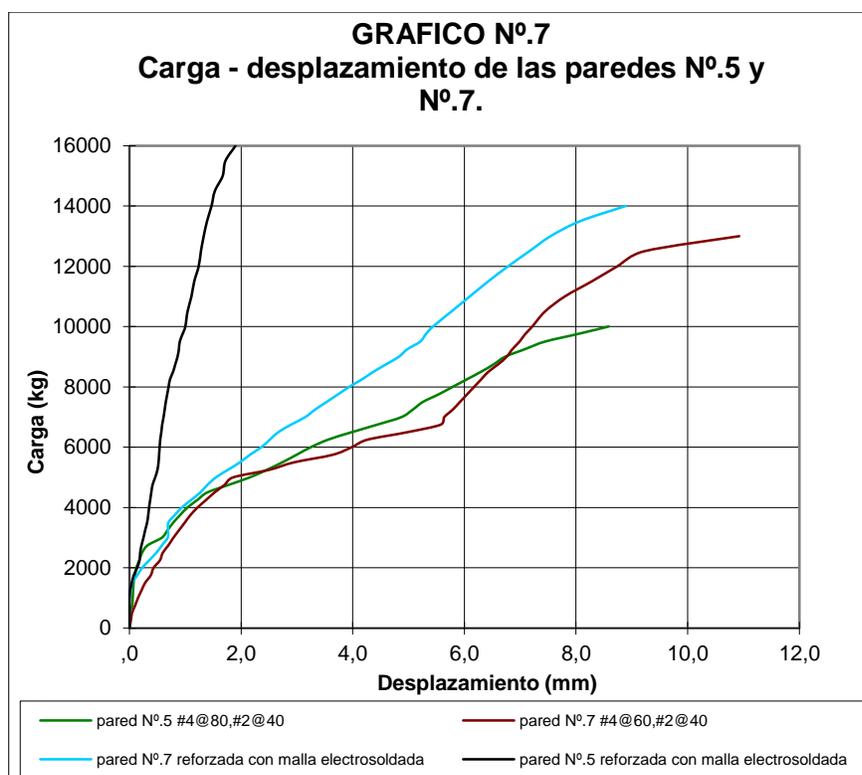


Figura 83. Gráfico de carga vs desplazamiento de muros ensayados
Fuente: (Gamboa, 1997)

5.3 Detallado de muros que necesitan intervención de reforzamiento

En la siguiente figura, se muestran los muros de toda la edificación identificados con el color dependiendo del material determinado y explicado en el capítulo 3 del presente proyecto;

además, se muestra la codificación de los muros utilizada a lo largo de este documento, pero en este caso solo para los muros que según el análisis de esfuerzos necesitan intervención de reforzamiento, con el fin de poder ser identificados en el Cuadro 44.

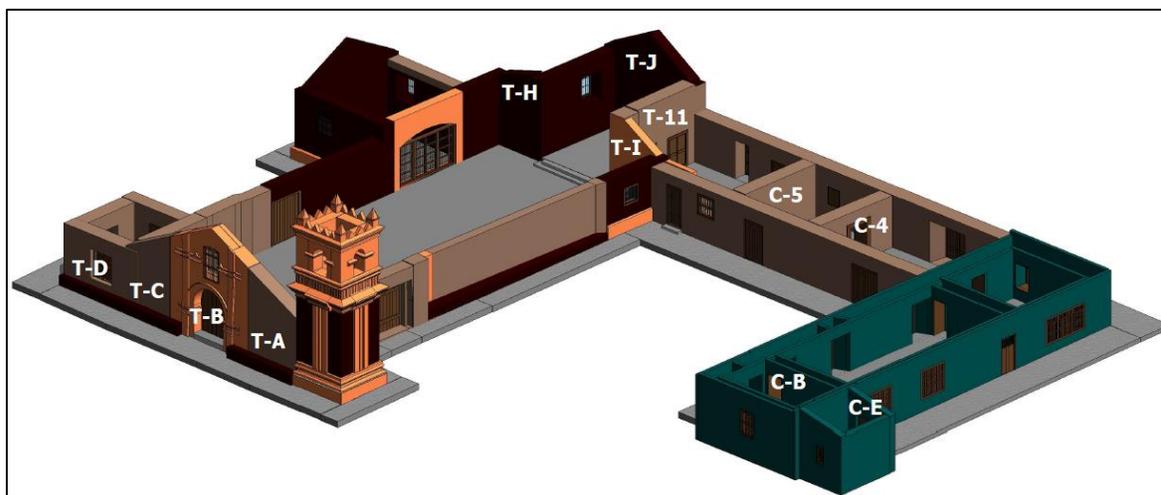


Figura 84. Ilustración 3D de la edificación con codificación en muros que necesitan reforzamiento

En el siguiente cuadro, se resumen para las tres estructuras que conforman toda la edificación patrimonial los muros que deben ser intervenidos estructuralmente, sistema constructivo y el tipo de reforzamiento recomendado.

Cuadro 44. Resumen de muros críticos que necesitan intervención de reforzamiento

Estructura	Muro	Sistema constructivo	Tipo de reforzamiento
Templo	T-J	Mampostería de piedra	Malla electrosoldada
	T-H	Mampostería de piedra	Malla electrosoldada
	T-I	Mampostería de arcilla	Malla electrosoldada
	T-A	Adobe	Geomalla
	T-B	Mampostería de arcilla	Malla electrosoldada
	T-C	Adobe	Geomalla
	T-D	Adobe	Geomalla
	T-11	Adobe	Geomalla
Convento	C-B	Concreto	Malla electrosoldada
	C-E	Concreto	Malla electrosoldada
	C-4	Adobe	Geomalla
	C-5	Adobe	Geomalla
Campanario	Todos	Mampostería de piedra porosa y arcilla	Malla electrosoldada

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

- Lo expuesto en el presente proyecto respecto a la utilización del conjunto de herramientas tecnológicas como lo son el escáner láser y el programa de trabajo BIM, permite demostrar su eficacia en cuanto a la generación de un modelo confiable, preciso y detallado mediante un sistema tridimensional, para facilitar las labores de gestión de conservación y restauración del patrimonio histórico arquitectónico.
- De acuerdo con la información recaudada a partir de las pruebas en sitio, se puede decir que el conjunto patrimonial, presentan variedad de materiales con diferentes características y sistemas constructivos haciéndola compleja de analizar estructuralmente.
- Se puede concluir que no toda la edificación conserva las características y sistema constructivo propio de la época colonial, específicamente el sector denominado en la presente investigación como "convento 1" que presenta como material de construcción concreto reforzado colado en sitio.
- En virtud de lo estudiado, se puede decir que la creación de muros con un material de resistencia considerablemente alta, es decir un material fuerte, como lo es el concreto, al lado de un material con resistencia baja o débil como lo es la tierra, hace que la conexión entre dichos materiales sea una zona estructuralmente vulnerable y propensa a daños.
- Como resultado del análisis estructural basado en esfuerzos y detallado en el presente proyecto, se tiene que ocho de un total de doce muros críticos analizados incluyendo la estructura del templo y convento, generan esfuerzos de tensión en los extremos ante presencia sísmica, determinándose a partir de ello su necesidad de reforzamiento estructuralmente.
- De manera general, se puede concluir que el 66,7 % de los muros críticos analizados para la estructura tanto del templo como del convento, son propensos a daños durante la presencia de un evento sísmico, siendo este un porcentaje considerable para indicar que la estructura es vulnerable.
- Respecto al análisis de vulnerabilidad sísmica del campanario, como resultado se tiene la presencia de esfuerzos de tensión en la base, los cuales los materiales del campanario no tienen capacidad de soportar, por lo tanto, se considera vulnerable y con necesidad de reforzamiento.

- Al ser el campanario una estructura tipo voladizo se verificó su estabilidad, dando como resultado que no presenta riesgo de volcamiento para el sismo estudiado.
- La comparación de esfuerzos en compresión de los muros del templo y los muros del convento con la capacidad de soporte del suelo, tomando como referencia el estudio de suelos adjunto en el expediente de patrimonio, señala que las estructuras pueden presentar fallas a nivel de fundaciones.
- Para el caso del campanario, la comparación de los esfuerzos en compresión que se generan en la base y la capacidad de soporte según el estudio de suelos adjunto en el expediente patrimonial, el suelo no resiste a dichos esfuerzos, por lo tanto, se puede concluir que la estructura del campanario podría tener fallas a nivel de fundaciones.
- Se logró determinar sistemas de reforzamiento estructural con respaldo de investigaciones donde se han hecho ensayos dinámicos de laboratorio a escala natural tanto en universidades internacionales como nacionales.

6.2 Recomendaciones

- Dentro de los resultados de caracterización de los materiales y sistemas constructivos presentes en los muros, existe un muro denominado "T-4" que pertenece al templo, al cual no se logró determinar con exactitud qué tipo de sistema constructivo lo compone, por lo tanto, se recomienda realizar una inspección más amplia en dicho elemento para la determinación de la información faltante y complemento de este análisis.
- Se recomienda realizar exploraciones en sitio donde se pueda exponer y observar las cimentaciones en varios puntos de la edificación, ya que, podría variar lo asumido e inducir a errores en los resultados que se presentan en el presente proyecto.
- Para la evaluación de la vulnerabilidad de la estructura a nivel de suelo se utilizó como referencia el estudio de suelos presente en el expediente patrimonial de la edificación, sin embargo, se recomienda realizar estudios de suelos en el área propiamente de la edificación patrimonial, para así obtener información precisa que refleje la situación real del terreno.
- Por motivos de alcance del presente proyecto, no se realizó la verificación que las mallas recomendadas como sistema de reforzamiento poseen secciones transversales con suficiente

capacidad para resistir los esfuerzos que se generan en los muros, por lo tanto, se recomienda revisarlos en trabajos posteriores.

- Proponer en trabajos posteriores un plan de reforzamiento donde en este incluya temas de anclajes, tipos de mallas a utilizar y defina cómo se realiza la transición y traslape entre los diferentes tipos de mallas cuando se esté trabajando en muros compuestos por diferentes materiales o sistemas constructivos y se deba trasladar de un tipo de reforzamiento a otro.
- Debido al alcance y limitaciones de la presente investigación, los aportes hechos por el presente estudio no se consideran suficientes para un análisis estructural completo y detallado requerido en una edificación patrimonial tan importante y compleja con la estudiada en el presente proyecto, por lo que, se recomienda dar seguimiento a la investigación, donde se realice un análisis estructural con mayor profundidad, mediante un programa de modelado estructural.

Bibliografía

- Arcelor Mittal Costa Rica. (2021). Malla electrosoldada. Extraído el 29 de junio, 2021, de <https://costarica.arcelormittal.com/malla-electrosoldada>
- Blondet, M., Vargas, J., Torrealva, D. & Rubiños, A. (2010). *Manual de construcción con adobe reforzado con geomallas*. Lima, Perú: Potificia Universidad Católica del Perú.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). (2000). *Métodos de refuerzo para la vivienda rural de autoconstrucción*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA). (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Consejo Internacional de Monumentos y Sitios (ICOMOS). (1965). *Carta internacional sobre la conservación y la restauración de monumentos y sitios (Carta Venecia 1964)*. Extraído el 28 de agosto, 2020, de https://www.icomos.org/charters/venice_sp.pdf
- Comité de Tareas sobre Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas de ASCE. (2011). *Directrices para la evaluación sísmica y el diseño de instalaciones petroquímicas*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- El Presidente de la República y el Ministro de Cultura, Juventud y Deportes. (20 de octubre de 1995). *Ley No 7555 de Patrimonio Histórico Arquitectónico*. San José, Costa Rica: La Gaceta No. 199.
- Gamboa, S. (1997). *Determinación de la resistencia al cortante en paredes de mampostería*. Proyecto de graduación por optar por el grado de Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Geosintéticos ARPIMIX México. (2021). *Geomallas biaxiales*. Extraído el 29 de junio, 2021, de <https://arpimix.com/geosinteticos/geomallas/>
- Holcim S.A & Productos de Concreto S.A. (2010). *Catálogo Anexo de Productos*. Alajuela, Costa Rica.

- López, F. (2018). *Reconstrucción tridimensional del patrimonio arquitectónico mediante la utilización de los sistemas BIM y HBIM. Validación con dos casos de estudio: La Iglesia Santa María la Real de Mave y el Castillo de los Comuneros de Torrelobatón*. Proyecto de graduación por optar por el grado de Doctorado en Ingeniería Industrial. Universidad de Valladolid, España.
- Hernández, I. (2014). *Restauración de la Arquitectura de Tierra en Zonas Sísmicas*. San José: Universidad Politécnica de Valencia.
- Ministerio de Cultura, Juventud y Deportes. (s.f). Centro de conservación Patrimonio cultural. Templo católico San José y Convento. Extraído el 30 de agosto, 2020, de <http://www.patrimonio.go.cr/busqueda/Inmueble.aspx>
- Lemistre, A. (s.f). Orosi. Costa Rica: Ministerio de Cultura, Juventud y Deportes.
- Navas, A., & Guerrero, C. (2012). Módulo de elasticidad en concretos de alto desempeño. *Ingeniería de la Universidad de Costa Rica*, 22 (2).
- Rivera, J. C. (2012). El adobe y otros materiales de sistemas constructivos en tierra cruda: caracterización con fines estructurales. *Apuntes*, 25(2), 164-181.
- Rodríguez, M. (2011). *Aproximación a la patología presentada en las construcciones de tierra*. España: Universidad de Oviedo, Asturias.
- Solórzano, V. (2009). Planos de proyecto de restauración y conservación de Iglesia de Orosi. San José: Costa Rica.
- Teixeira, T. (2015). *Estudio de las propiedades de las fabricas históricas de adobe como soporte a intervenciones de rehabilitación*. Proyecto de graduación por optar por el grado de Doctorado en Ingeniería Civil, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Torrealva, D. (2009). *Diseño sísmico de muros de adobe reforzados con geomallas*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Apéndices

Apéndice A: Memoria de cálculo del período fundamental para el campanario

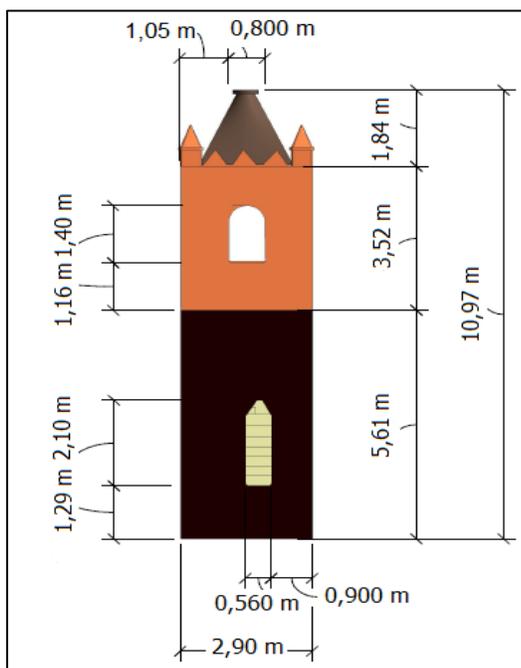


Figura 85. Vista en elevación del lado sur del campanario

En cuanto a la altura (H) a utilizar, como el campanario no posee una misma sección en toda su altura, se utilizará conservadoramente una altura de 10 m.

Para el parámetro de peso por unidad de longitud (w), se determinará un peso ponderado, ya que la sección del campanario varía en toda su altura, como se puede observar en la Figura 85.

Cuadro 45. Parámetros para la determinación del peso ponderado del campanario

Material del segmento	Altura (H) [m]	Peso (w) [kg]
Piedra porosa (1)	5,61	98 500,00
Ladrillo (2)	3,52	26 700,00
Tierra (3)	1,84	1 420,00
Total	11,00	127 000,00

$$W_{\text{Ponderado}} = \frac{w_1 * h_1 + w_2 * h_2 + w_3 * h_3}{h_{\text{Total}}}$$

$$W_{\text{Ponderado}} = \frac{98\,500,00 \text{ kg} * 5,61 \text{ m} + 26\,700,00 \text{ kg} * 3,52 \text{ m} + 1\,420,00 \text{ kg} * 1,84 \text{ m}}{11,00 \text{ m}}$$

$$W_{\text{Ponderado}} = 59\,000,00 \text{ kg/m}$$

Seguidamente se muestra el cálculo del módulo de elasticidad con un f'_m de 30,00 kg/cm² para la mampostería de piedra porosa que se presenta en esta estructura, es un valor estimado pero conservador, ya que, no se realizaron pruebas destructivas al material para ser determinado con exactitud.

$$E = 350 * f'_m = 350 * 30 \frac{kg}{cm^2} = 10500,00 \frac{kg}{cm^2} = 1,05 \frac{kg}{m^2}$$

Al no poseer el campanario una misma sección en toda su altura, la inercia va variar, es por eso que, el cálculo de la inercia en este caso debe ser más detallado, por lo que, se determinara una inercia ponderada en ambos sentidos ortogonales a partir de tres secciones representativas.

En primer lugar, se calculará el parámetro inercia en ambos sentidos ortogonales de la sección a nivel base del campanario, utilizando como referencia para dicho cálculo la Figura 86.

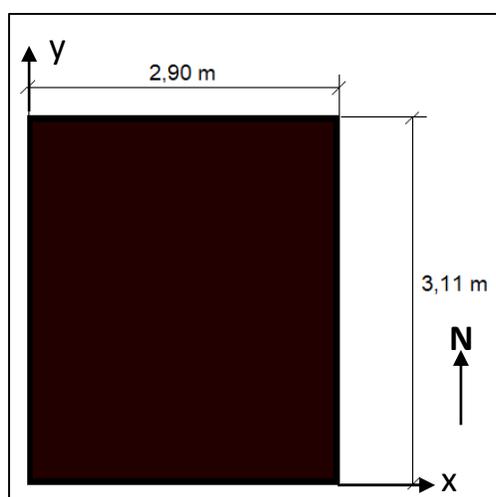


Figura 86. Vista en planta de corte a nivel base del campanario

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = \frac{2,90 * 3,11^3}{12} = 7,27 m^4$$

$$I_y = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{2,90^3 * 3,11}{12} = 6,32 m^4$$

Por otro lado, el parámetro inercia en ambos sentidos ortogonales de la sección a 1,29 m del nivel base del campanario, utilizando como referencia para dicho cálculo la Figura 87.

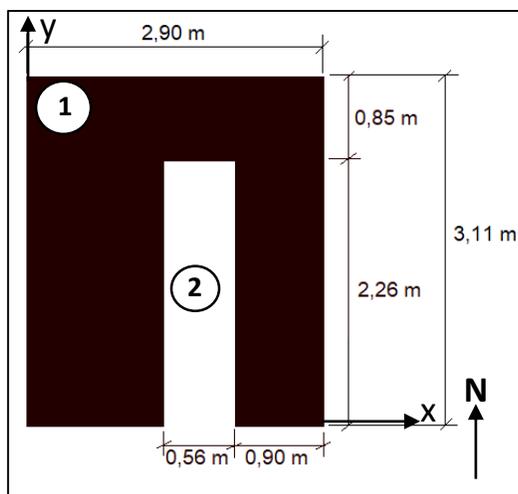


Figura 87. Vista en planta de corte a 1,26 m de la base del campanario

Cuadro 46. Datos para el cálculo de la inercia de la sección a 1,26 m de la base del campanario

Figura	Base [m]	Altura [m]	Área (A _i) [m ²]	Centroide X _i (m)	Centroide Y _i (m)
1	2,90	3,11	9,02	1,45	1,56
2	0,56	2,26	-1,27	1,72	1,13

Cálculo del centroide de toda la figura compuesta en ambos sentidos ortogonales.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{1,45 \text{ m} * 9,02 \text{ m}^2 - 1,72 \text{ m} * 1,27 \text{ m}^2}{9,02 \text{ m}^2 - 1,27 \text{ m}^2} = 1,41 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{1,56 \text{ m} * 9,02 \text{ m}^2 - 1,13 \text{ m} * 1,27 \text{ m}^2}{9,02 \text{ m}^2 - 1,27 \text{ m}^2} = 1,63 \text{ m}$$

Cuadro 47. Datos para el cálculo de la inercia en las dos direcciones ortogonales de la sección a 1,26 m de la base del campanario

Figura	Área [m ²]	Inercia X (I _x) [m ⁴]	Inercia Y (I _y) [m ⁴]	dx [m]	dy [m]
1	9,02	7,270	6,5400	0,0400	-0,0700
2	1,27	0,543	0,0332	0,3100	-0,5000

$$I_{x1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{2,90 \text{ m} * (3,11 \text{ m})^3}{12} = 7,27 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,560 \text{ m} * (2,27 \text{ m})^3}{12} = 0,546 \text{ m}^4$$

$$I_{y1} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{(2,90 \text{ m})^3 * 3,11 \text{ m}}{12} = 6,54 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{(0,560 \text{ m})^3 * 2,27 \text{ m}}{12} = 0,0332 \text{ m}^4$$

Ejemplo de cálculo de los brazos de los centroides de cada figura (x_i, y_i) al centroide de la figura compuesta (X, Y), denominados dx_i y dy .

$$d_{x1} = x_1 - \bar{x} = 1,45 \text{ m} - 1,43 \text{ m} = 0,0200 \text{ m}$$

La inercia para cada sentido ortogonal,

$$I_X = (I_{X1} + A_1 * d_{y1}^2) - (I_{X2} + A_2 * d_{y2}^2)$$

$$I_X = (7,27 \text{ m}^4 + 9,02 \text{ m}^2 * (-0,0700 \text{ m})^2) - (0,543 \text{ m}^4 + 1,27 \text{ m}^2 * (-0,500 \text{ m})^2)$$

$$I_X = 6,45 \text{ m}^4 = 64,5 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (I_{y1} + A_1 * d_{x1}^2) - (I_{y2} + A_2 * d_{x2}^2)$$

$$I_y = (6,54 \text{ m}^4 + 9,02 \text{ m}^2 * (0,0400 \text{ m})^2) - (0,0332 \text{ m}^4 + 1,27 \text{ m}^2 * (0,310 \text{ m})^2)$$

$$I_y = 6,40 \text{ m}^4 = 64,0 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Por último, el parámetro inercia en ambos sentidos ortogonales de la sección a 2,10 m de la base del campanario, utilizando como referencia para dicho cálculo la Figura 88.

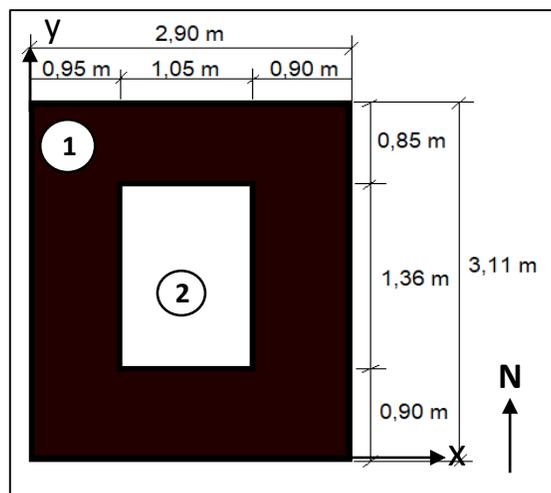


Figura 88. Vista en planta de corte a 2,10 m de la base del campanario

Cuadro 48. Datos para el cálculo de la inercia de la sección a 2,10 m de la base del campanario

Figura	Base [m]	Altura [m]	Área (A _i) [m ²]	Centroide X _i (m)	Centroide Y _i (m)
1	2,90	3,11	9,02	1,45	1,56
2	1,05	1,36	-1,43	1,48	1,58

Cálculo de centroide de toda la figura compuesta en ambos sentidos ortogonales.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{1,45 \text{ m} * 9,02 \text{ m}^2 - 1,48 \text{ m} * 1,43 \text{ m}^2}{9,02 \text{ m}^2 - 1,43 \text{ m}^2} = 1,44 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{1,56 \text{ m} * 9,02 \text{ m}^2 - 1,58 \text{ m} * 1,43 \text{ m}^2}{9,02 \text{ m}^2 - 1,43 \text{ m}^2} = 1,56 \text{ m}$$

Cuadro 49. Datos para el cálculo de la inercia en las dos direcciones de la sección a 2,10 m de la base

Figura	Área [m ²]	Inercia X (I _x) [m ⁴]	Inercia Y (I _y) [m ⁴]	dx [m]	dy [m]
1	9,02	7,270	6,540	0,00500	-0,00400
2	1,43	0,220	0,130	0,03000	-0,02400

$$I_{x1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{2,90 \text{ m} * (3,11 \text{ m})^3}{12} = 7,27 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1,05 \text{ m} * (1,36 \text{ m})^3}{12} = 0,220 \text{ m}^4$$

$$I_{y1} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{(2,90 \text{ m})^3 * 3,11 \text{ m}}{12} = 6,54 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{(1,05 \text{ m})^3 * 1,36 \text{ m}}{12} = 0,131 \text{ m}^4$$

Ejemplo de cálculo de los brazos de los centroides de cada figura (x_i, y_i) al centroide de la figura compuesta (X, Y), denominados dx_i y dy_i.

$$d_{x1} = x_1 - \bar{x} = 1,45 \text{ m} - 1,44 \text{ m} = 0,0100 \text{ m}$$

La inercia para cada sentido ortogonal,

$$I_X = (I_{X1} + A_1 * d_{y1}^2) - (I_{X2} + A_2 * d_{y2}^2)$$

$$I_x = (7,27 \text{ m}^4 + 9,02 \text{ m}^2 * (-0,00400 \text{ m})^2) - (0,220 \text{ m}^4 + 1,43 \text{ m}^2 * (-0,0240 \text{ m})^2)$$

$$I_x = 7,05 \text{ m}^4 = 70,5 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (I_{y1} + A_1 * d_{x1}^2) - (I_{y2} + A_2 * d_{x2}^2)$$

$$I_y = (6,54 \text{ m}^4 + 9,02 \text{ m}^2 * (0,0100 \text{ m})^2) - (0,130 \text{ m}^4 + 1,43 \text{ m}^2 * (0,0300 \text{ m})^2)$$

$$I_y = 6,41 \text{ m}^4 = 64,1 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto, la inercia ponderada en ambos sentidos ortogonales se muestra a continuación.

$$I_x = \frac{7,27 \text{ m}^4 * 1,29 \text{ m} + 6,45 \text{ m}^4 * 2,10 \text{ m} + 7,05 \text{ m}^4 * 2,22 \text{ m}}{5,61 \text{ m}} = 6,87 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{6,32 \text{ m}^4 * 1,29 \text{ m} + 6,40 \text{ m}^4 * 2,10 \text{ m} + 6,41 \text{ m}^4 * 2,22 \text{ m}}{5,61 \text{ m}} = 6,39 \text{ m}^4$$

Apéndice B: Memoria de cálculo de los pesos de los elementos del templo que aportan a la fuerza sísmica

- **Peso del techo del templo (W_{techo})**

Como parte de los elementos que aportan peso para la determinación de la fuerza sísmica se encuentra el techo de la edificación, en este caso, se calculará el peso del techo del templo, que su detalle visto en planta se puede observar en la Figura 89, además, se detalla el nombre de los cuatro segmentos en los cuales se divide el techo para un mejor manejo de los datos: altar, nave principal, capilla 1 y capilla 2. En cuanto al emplastillado propiamente su composición se puede observar en las Figuras 90, 91 y 92.

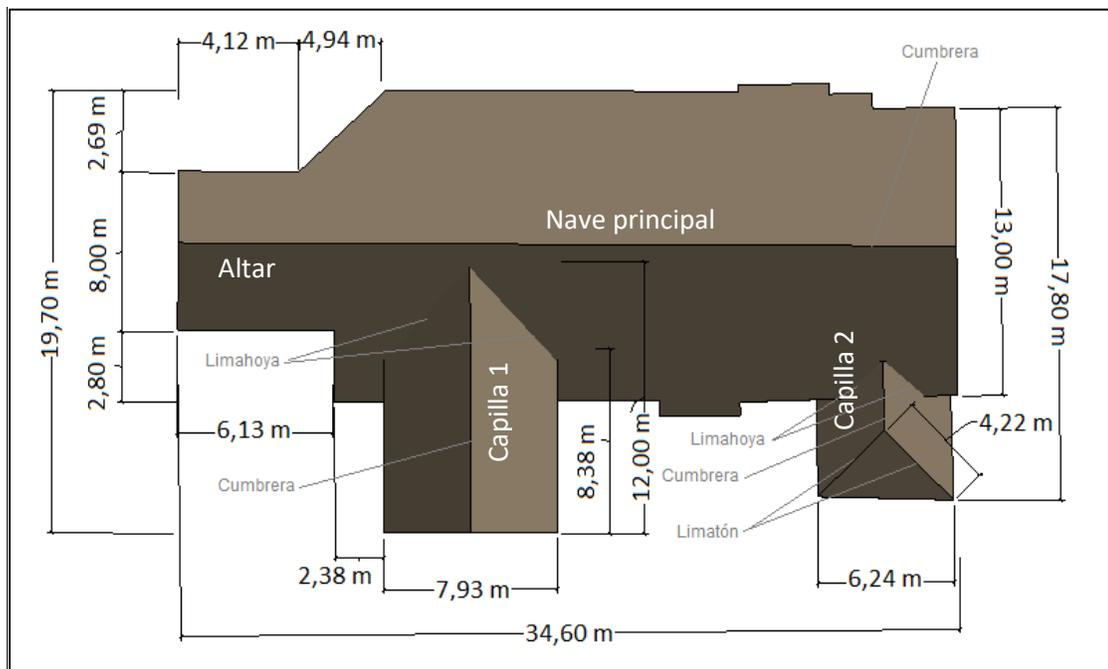


Figura 89. Detalle en planta de techo del templo

Para cálculos posteriores será utilizada el área total del techo del templo de 511,00 m² estimada de acuerdo a las medidas que se muestra en la Figura 89.

$$\text{Área total del techo} = \text{Área nave principal} + \text{Área altar} + \text{Área capilla 1} + \text{Área capilla 2}$$

$$\therefore \text{Área total del techo} = 384,00 \text{ m}^2 + 49,00 \text{ m}^2 + 48,00 \text{ m}^2 + 30,00 \text{ m}^2 = 511,00 \text{ m}^2$$

Cubierta de teja de barro

En la Figura 90, se puede observar el detalle de emplantillado del techo del templo, donde en su cúspide se tiene la teja de barro.

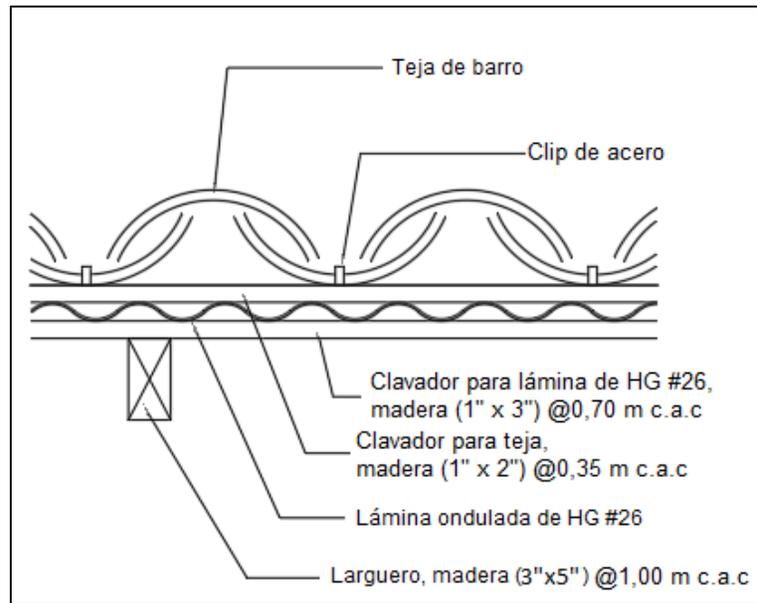


Figura 90. Detalle de emplantillado de techo del templo

Fuente: (Solórzano, 2009)

Modificado por: (Chavarría, 2021)

De acuerdo al catálogo de la empresa Productos de Concreto S.A, el peso de la cubierta de teja de barro (incluyendo el peso del mortero) es de 75,00 kg/m². Por lo que, el peso de la cubierta de teja de barro que está presente en toda el área del techo se muestra a continuación.

$$\text{Peso total cubierta de teja} = 75,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 511,00 \text{ m}^2 = 38\,300,00 \text{ kg}$$

Clavadores para teja

Los clavadores para la teja como se pueden observar en la Figura 91, son piezas de madera con un peso específico de 800,00 kg/m³ y un área transversal de 0,0250 m x 0,0500 m (1" x 2") separados cada 0,350 m centro a centro (c.a.c) en la dirección transversal del techo correspondiente. En el Cuadro 50, se puede observar un desglose se cantidad y longitudes, separado en los cuatro segmentos que abarcan el total del techo del templo.

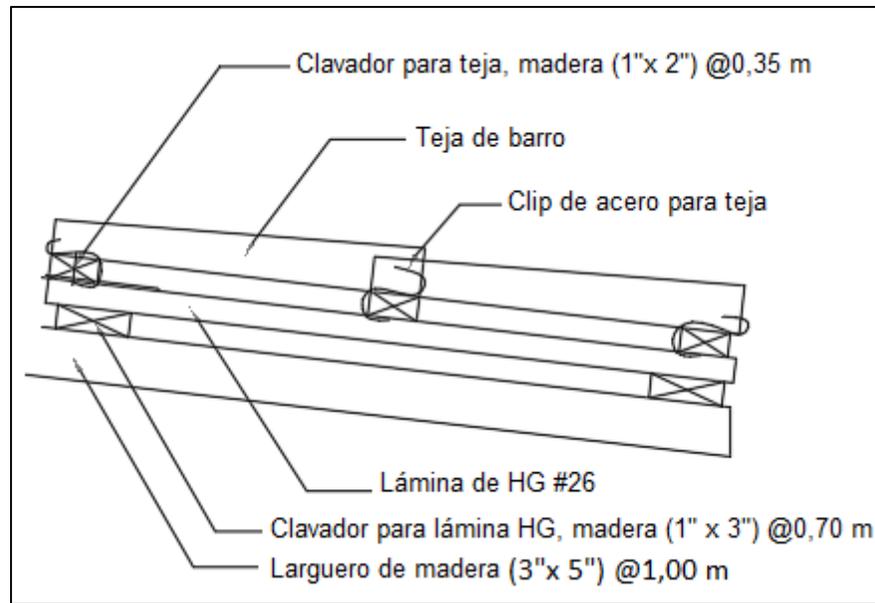


Figura 91. Vista lateral del emplentillado de techo del templo
 Fuente: (Solórzano, 2009)
 Modificado por: (Chavarría, 2021)

Cuadro 50. Peso de los clavadores para teja de cada segmento y el total del techo del templo.

Segmento	Cantidad	Área transversal [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m]	Peso [kg]
Nave principal	39,00	0,00125	28,50	0,03560	800,00	1110,00
Altar	23,00	0,00125	6,13	0,00766	800,00	141,00
Capilla 1	23,00	0,00125	8,38	0,01050	800,00	193,00
Capilla 2	18,00	0,00125	4,80	0,00600	800,00	86,40
Total						1 530,00

$$\text{Peso total clavadores} = \frac{1\,530,00\text{ kg}}{511,00\text{ m}^2} = 2,99\text{ kg/m}^2$$

Lámina ondulada de HG

Lámina ondulada de Hierro Galvanizado (HG) calibre #26 es parte del emplentillado como se puede observar en la Figura 90, 91 y 92. De acuerdo al catálogo de la empresa Productos de Concreto S.A, el peso de la lámina de HG de calibre #26 es de 5,00 kg/m², por lo que, el peso de la cubierta de HG presente en el área total del techo que corresponde a 511,00 m² se muestra a continuación.

$$\text{Peso total lámina HG} = 5,00 \text{ kg/m}^2 * 511,00 \text{ m}^2 = 2\,560,00 \text{ kg}$$

Clavadores para láminas de HG

Los clavadores para la lámina de HG como se pueden observar en la Figura 91, son piezas de madera con un peso específico de 800 kg/m^3 y un área transversal de $0,025 \text{ m} \times 0,075 \text{ m}$ (1" x 3") separados cada $0,700 \text{ m}$ c.a.c en la dirección transversal del techo correspondiente. En el Cuadro 51, se puede observar un desglose de cantidad y longitudes, separado en los cuatro segmentos que abarcan el área total del techo del templo.

Cuadro 51. Peso de los clavadores para lámina HG de cada segmento y el total del techo del templo.

Segmento	Cantidad	Área transversal [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]
Nave principal	20,00	0,00188	28,50	0,053600	800,00	858,00
Altar	11,00	0,00188	6,13	0,011500	800,00	101,00
Capilla 1	11,00	0,00188	8,38	0,01580	800,00	139,00
Capilla 2	9,00	0,00188	4,80	0,00902	800,00	65,00
Total						1 160,00

$$\text{Peso total clavadores} = \frac{1\,160,00 \text{ kg}}{511,00 \text{ m}^2} = 2,27 \text{ kg/m}^2$$

Largueros

Para efectos del presente proyecto, se le denomina "larguero" a pieza de madera con peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,0750 \text{ m} \times 0,1250 \text{ m}$ (3" x 5"), separados cada $1,00 \text{ m}$ c.a.c en la dirección longitudinal del segmento de techo correspondiente. En la Figura 92, se puede observar el detalle donde se especifica el elemento mencionado. Además, el Cuadro 52, contiene el desglose del cálculo del peso, separado en los cuatro segmentos que abarcan el área total del techo del templo.

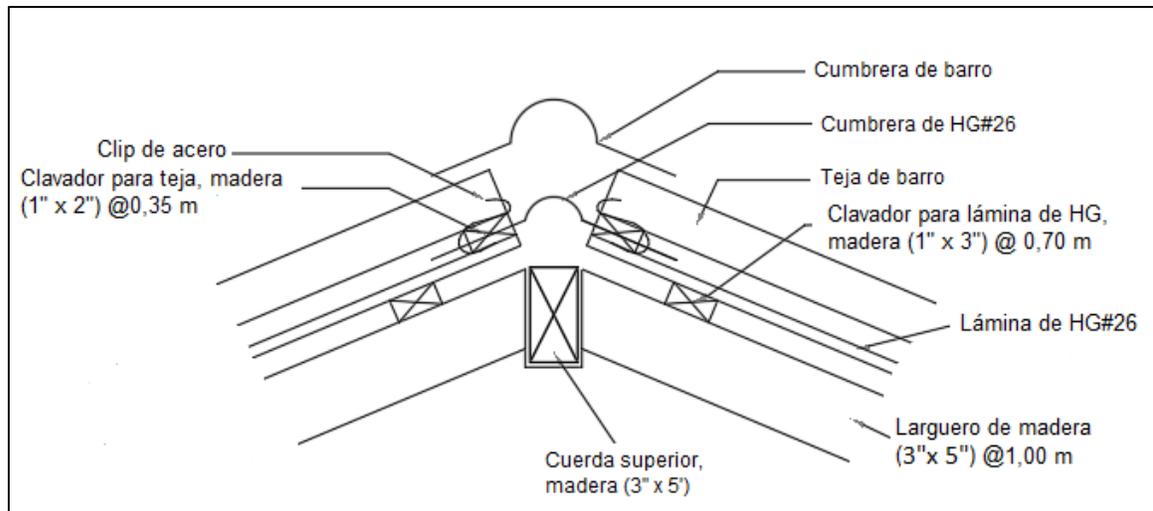


Figura 92. Detalle de cumbrera del techo de templo

Fuente: (Solórzano, 2009)

Modificado por: (Chavarría, 2021)

Cuadro 52. Peso de los largueros en cada segmento y el total para el techo del templo.

Segmento	Cantidad	Área transversal [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]
Nave principal	29,00	0,00938	13,50	0,1270	800,00	2950,00
Altar	7,00	0,00938	8,00	0,0750	800,00	420,00
Capilla 1	11,00	0,00938	7,93	0,0744	800,00	655,00
Capilla 2	5,00	0,00938	6,24	0,0585	800,00	234,00
Total						4 260,00

$$\text{Peso total largueros} = \frac{4\,260,00\text{ kg}}{511,00\text{ m}^2} = 8,34\text{ kg/m}^2$$

Cuerdas superiores

Para efectos del presente proyecto, se le denomina "cuerda superior" a pieza de madera con peso específico de 800,00 kg/m³ y área transversal de 0,0750 m x 0,125 m (3"x 5"). Como se observa en la Figura 92, es ubicada en dirección longitudinal del segmento de techo correspondiente, siendo una cuerda por segmento de la misma longitud que la cumbrera como se detalla en el Cuadro 53.

Cuadro 53. Peso de las cuerdas superiores de cada segmento y el total para el techo del templo.

Segmento	Cantidad	Área transversal [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]
Nave principal y Altar	1,00	0,00938	34,60	0,3240	800,00	260,00
Capilla 1	1,00	0,00938	12,00	0,1120	800,00	90,00
Capilla 2	1,00	0,00938	4,00	0,0375	800,00	30,00
Total						380,00

$$\text{Peso total cuerdas superiores} = \frac{380,00 \text{ kg}}{511,00 \text{ m}^2} = 0,744 \text{ kg/m}^2$$

Cielo de madera

Cielo de madera de 0,0250 m de espesor con peso específico de 800,00 kg/m³. Como se puede observar en la Figura 93, el área del cielo va estar a partir de la cara interna de los muros, ya que, en la cara exterior se ubican los aleros que tienen cielo de caña brava y su peso será calculado posteriormente. Cabe aclarar, que la "capilla 2" no tiene cielo de madera, por lo que, no se toma en cuenta en este caso. En el Cuadro 54, se tiene el desglose del cálculo del peso, separado en los tres segmentos del templo que tienen cielo en madera.

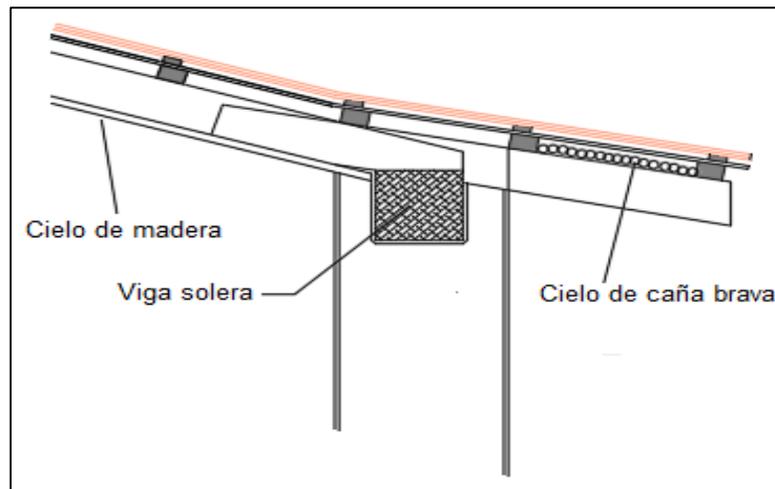


Figura 93. Detalle de cielo de madera y de caña brava

Fuente: (Solórzano, 2009)

Modificado por: (Chavarría, 2021)

Cuadro 54. Peso del cielo de madera de cada segmento y el total para el techo del templo.

Segmento	Espesor [m]	Ancho [m]	Largo [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [m ³]	Peso [kg]
Nave principal	0,0250	10,90	26,00	7,080	800,00	5670,00
Altar	0,0250	5,00	5,24	0,660	800,00	524,00
Capilla 1	0,0250	5,60	5,00	0,700	800,00	560,00
Total						6 750,00

$$\text{Peso total cielo de madera} = \frac{6\,750,00\text{ kg}}{511,00\text{ m}^2} = 13,21\text{ kg/m}^2$$

Cielo de caña brava

Cielo de caña brava a la cual tiene como peso específico 350,00 kg/m³, este se ubica en los aleros perimetrales del templo, dichos aleros presenten una longitud promedio de 0,50 m, la caña tiene un espesor aproximadamente de 0,0188 m (3/4") y lo metros lineales de aleros es de 98,70 m. El cálculo del peso correspondiente a los cielos perimetrales de caña brava se muestra a continuación.

$$\text{Peso total cielo de caña} = 0,50\text{ m} * 0,0188\text{ m} * 98,70\text{ m} * 350,00\text{ kg/m}^3 = \frac{325,00\text{ kg}}{511,00\text{ m}^2}$$

$$\text{Peso total cielo de caña} = 0,636\text{ kg/m}^2$$

Accesorios:

En la siguiente tabla se detalla el peso de los accesorios de hierro galvanizado calibre 26. En la Figura 89, se puede observar en la vista en planta del techo la indicación que donde se ubica cada elemento y las cotas necesarias para determinar las longitudes utilizadas en el Cuadro 55.

Cuadro 55. Peso de cada elemento accesorio y el total para el techo del templo.

Elemento	Longitud [m]	Peso por unidad de longitud [kg/m]	Peso [kg]
Cumbrera de HG #26	50,60	0,820	41,50
Limahoya HG #26	20,00	0,820	16,40
Limatón HG #26	8,50	0,820	6,97
Botaguas HG#26	110,0	0,820	90,20
Total			155,00

$$\text{Peso total de los accesorios} = \frac{155,00 \text{ kg}}{511,00 \text{ m}^2} = 0,303 \text{ kg/m}^2$$

Sistema eléctrico

Tomando en cuenta lo existente en la edificación y una posible instalación de sistema contra incendios en la edificación patrimonial en estudio, se determinó un peso específico para el sistema eléctrico de 25 kg/m² para un área de techo del templo de 511,00 m².

$$\text{Peso total del sistema eléctrico} = 25,00 \text{ kg/m}^2 * 511,00 \text{ m}^2 = 12\,800,00 \text{ kg}$$

En el siguiente cuadro se muestra un resumen donde se describe el peso que aporta cada elemento que compone el techo para la determinación del peso total.

Cuadro 56. Resumen del peso para el techo del templo

Elemento	Peso por unidad de área [kg/m ²]	Peso [kg]
Tejas de barro	75,000	38 300,00
Clavadores para teja	2,990	1 530,00
Lámina de HG	5,000	2 560,00
Clavadores para lamina de HG	2,270	1 160,00
Largueros	8,340	4 260,00
Cuerda superior	0,744	380,00
Cielo de madera	13,200	6 750,00
Cielo de caña brava	0,636	325,00
Accesorios	0,303	155,00
Sistema eléctrico	25,000	12 800,00
Total	133,000	68 200,00

$$\therefore W_{techo\ templo} = 68\,200,00 \text{ kg}$$

En cuanto a la carga temporal asignada para el techo, según la Tabla 6.1 del CSCR10-14 es de 40,00 kg/m².

- **Peso de vigas (W_{vigas}) y columnas ($W_{columnas}$)**

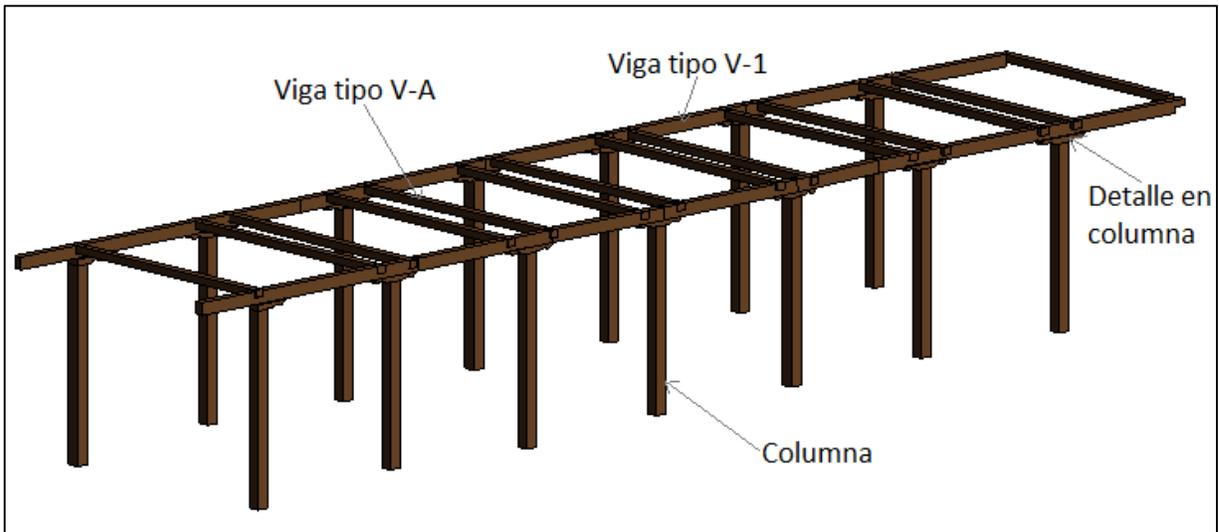


Figura 94. Detalle en 3D de vigas y columnas del templo

Vigas

En cuanto al peso de las vigas, se tienen tres tipos diferentes. En primer lugar, se le denomina "viga solera" a pieza de madera con peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,230 \text{ m} \times 0,230 \text{ m}$. Como se observa en la Figura 93, es una viga ubicada sobre los muros por lo que su longitud corresponde a la suma de todas las longitudes de muros que conforman en templo colonial para un total de $109,00 \text{ m}$.

Por otro lado, se tienen las vigas tipo V-A, pieza de madera con peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,200 \text{ m} \times 0,180 \text{ m}$ y, por último, el tipo V-1, pieza de madera de igual peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,200 \text{ m} \times 0,180 \text{ m}$. Como se puede observar en la Figura 94.

Seguidamente se presente un ejemplo de cálculo del peso de la viga solera y en la Cuadro 57, se desglosan los datos utilizados en los demás cálculos del peso hasta obtener el peso total que las vigas aportan a la fuerza sísmica en el templo.

$$\text{Peso total viga solera} = 0,230 \text{ m} * 0,230 \text{ m} * 109,00 \text{ m} * 800,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4\,610,00 \text{ kg}$$

Cuadro 57. Peso de cada tipo de viga y el total para el templo

Tipo	Cantidad	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]
Viga V-1	2,00	0,200	0,280	28,00	800,00	2 510,00
Viga V-A	14,00	0,200	0,180	6,00	800,00	2 420,00
Viga solera	1,00	0,230	0,230	108,91	800,00	4 610,00
Total						9 540,00

$$\therefore W_{vigas\ templo} = 9\,540,00\ kg$$

Columnas

En la Figura 94, se pueden observar las columnas, que son elementos verticales de madera con peso específico de 800,00 kg/m³ y área transversal de 0,200 m x 0,280 m. Al ser elementos verticales, para el cálculo del peso que será utilizado en la fuerza sísmica se toma en cuenta únicamente la mitad superior, en este caso la mitad superior corresponde a 2,200 m. Además, se tiene un elemento decorativo en la cúspide de las columnas en este caso, su peso será tomado en cuenta en su totalidad y aunque posee una forma irregular, para efectos de cálculo del peso se le otorgaran valores de una forma rectangular (dimensiones conservadoras), como se puede observar en el siguiente cuadro.

Seguidamente se muestra el cálculo para la determinación del peso total de las columnas.

$$Peso\ total\ columnas = 14\ unidades * 0,280\ m * 0,280\ m * 2,20\ m * 800\ \frac{kg}{m^3} = 1\,930,00\ kg$$

Cuadro 58. Peso de columnas, detalles en columnas y el total para el templo

Elemento	Cantidad	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]
Columna	14,00	0,28	0,280	2,200	800,00	1 930,00
Detalle columna	14,00	1,20	0,280	0,150	800,00	564,00
Total						2 490,00

$$\therefore W_{columnas\ templo} = 2\,490,00\ kg$$

- **Peso de muros (W_{muros})**

Como se mencionó anteriormente el peso que se determinó en los cálculos siguientes, corresponden a la mitad superior de las paredes (despreciando los huecos debido a puertas y ventanas). En cuanto a las medidas de los muros utilizadas en los respectivos cálculos estos se describen en el Cuadro 60. Importante aclarar que, al existir desnivel en el suelo de la edificación, a lo largo de cada uno de los muros se va tener altura variable, por lo que, para el cálculo del peso total debido a los muros se utilizó la altura mayor encontrada a lo largo de cada uno de ellos, siendo esta una dimensión conservadora para el cálculo de la fuerza de sismo.

A cada muro se le otorgó un nombre como se puede observar en la primera columna del Cuadro 60, y así poder identificarlo en la Figura 95, que corresponde a una vista en planta de los muros del templo son su respectivo nombre y color dependiendo del material que lo identifica.

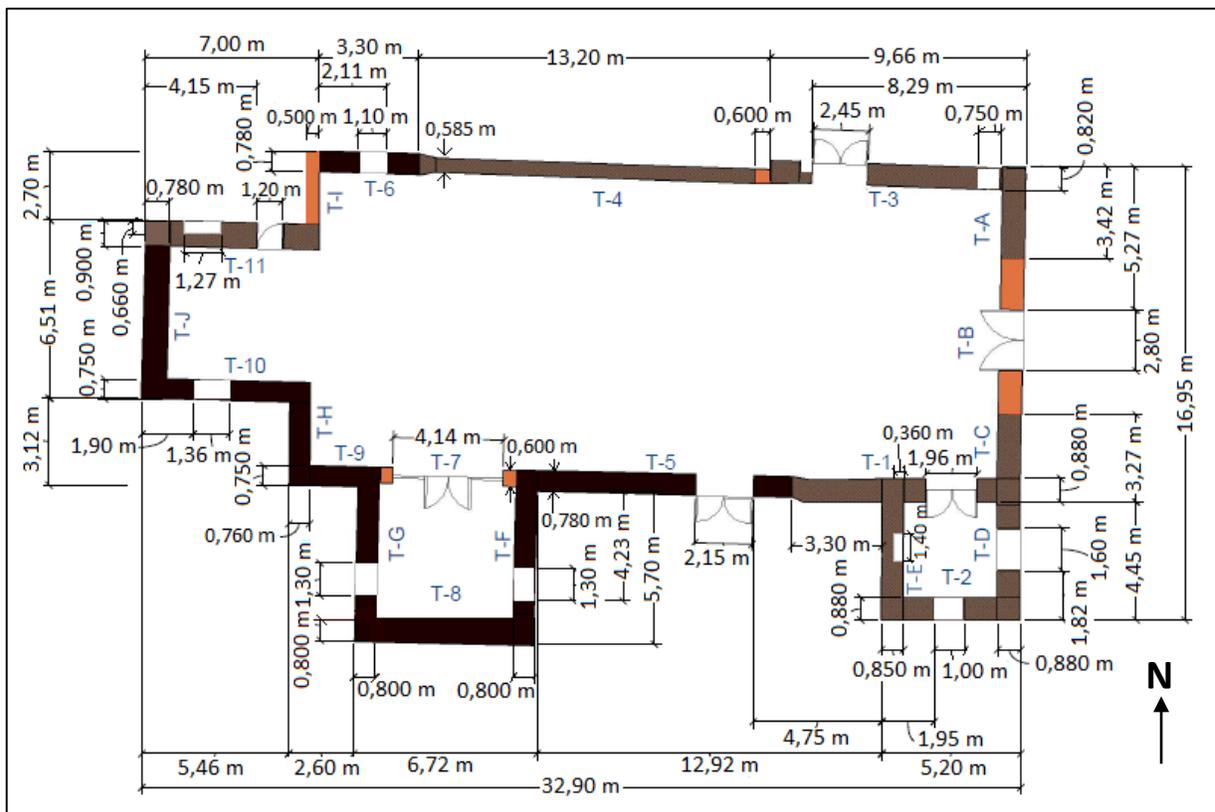


Figura 95. Vista en planta de los muros del templo

En el Cuadro 59, se tienen los materiales que componen los muros del templo y su respectivo peso específico utilizado para los cálculos de pesos.

Cuadro 59. Especificaciones de materiales presentes en muros del templo

Material	Peso específico [kg/m³]	Color
Ladrillo	1 800,00	Anaranjado
Tierra	1 800,00	Café claro
Piedra	2 200,00	Café oscuro

Cuadro 60. Peso de cada muro y el total para el templo.

Muro	Espesor [m]	Largo [m]	Altura [m]	Volumen [m³]	Peso específico [kg/m³]	Peso (W) [kg]
T-1	0,880	5,66	1,70	8,47	1 800,00	15 200,00
T-2	0,880	2,47	1,70	3,70	1 800,00	6 650,00
T-3	0,820	6,40	1,80	9,45	1 800,00	17 000,00
T-4	0,585	13,20	1,80	13,90	1 800,00	25 000,00
T-5	0,780	8,27	1,62	10,40	2 200,00	23 000,00
T-6	0,780	2,20	1,80	3,09	2 200,00	6 800,00
T-7	0,600	1,00	2,10	1,26	1 800,00	2 270,00
T-8	0,800	5,12	2,20	9,01	2 200,00	19 800,00
T-9	0,750	1,84	1,90	2,62	2 200,00	5 800,00
T-10	0,750	4,86	2,25	8,20	2 200,00	18 000,00
T-11	0,900	6,00	2,25	12,20	1 800,00	21 900,00
T-A	0,880	3,42	2,25	6,77	1 800,00	12 200,00
T-B	0,880	3,01	3,00	7,95	1 800,00	14 300,00
T-C	0,880	3,27	2,25	6,47	1 800,00	11 600,00
T-D	0,880	2,85	1,70	4,26	1 800,00	7 670,00
T-E	0,850	4,45	1,70	6,43	1 800,00	11 600,00
T-F	0,800	4,40	2,00	7,04	2 200,00	15 500,00
T-G	0,800	4,40	2,00	7,04	2 200,00	15 500,00
T-H	0,760	3,12	2,10	4,98	2 200,00	11 000,00
T-I	0,500	2,70	2,00	2,70	1 800,00	4 860,00
T-J	0,780	4,86	2,60	9,86	2 200,00	21 700,00
Total						287 000,00

$$\therefore W_{muros\ templo} = 287\ 000,00\ kg$$

A continuación se muestra un ejemplo de cálculo del peso para el muro T-1.

$$Peso_{muro\ T-1} = 0,880\ m * 5,66\ m * 1,70\ m * 1\ 800,00\ \frac{kg}{m^3} = 15\ 200,00\ kg$$

- **Peso de mezanine ($W_{mezanine}$)**

La estructura que se observa en la Figura 96, corresponde a un mezanine donde todos sus elementos son de madera con peso específico de $800,00\ kg/m^3$, ubicado dentro del templo colonial y al estar a una altura superior a la mitad de las columnas de la nave principal del templo su peso debe ser tomado en cuenta para el cálculo de la fuerza sísmica, por lo que, el desglose de los datos utilizados para el cálculo del peso del mezanine se puede observar en el Cuadro 61, que como se puede observar en dicho cuadro, la altura de las columnas del mezanine y la escalera solo se toma en cuenta un pequeño porcentaje, no es su totalidad, siendo ese porcentaje correspondiente a lo que está por arriba de la mitad de las columnas de la nave principal del templo que se observan en la Figura 94. En cuanto a los pilares de las barandas se asume un área transversal rectangular con dimensiones conservadores para una mayor claridad en los cálculos.

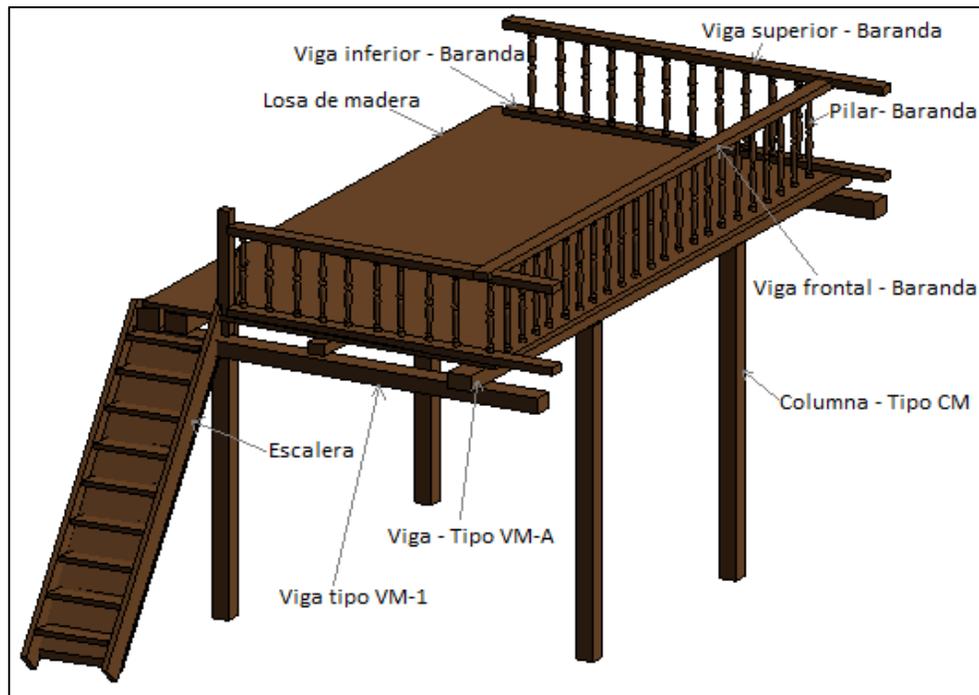


Figura 96. Ilustración en 3D de mezanine.

A continuación, se muestra el cálculo del peso total de las columnas del mezanine, en total son cuatro columnas con un área transversal de 0,150 m x 0,150 m. Además, para el cálculo se usó una altura de 0,750 m, ya que, corresponde a la altura de las columnas del mezanine (2,95 m) menos la mitad de la altura de las columnas de la nave principal del templo (2,20 m).

$$\text{Peso columnas mezanine} = 4 \text{ unidades} * 0,150 \text{ m} * 0,150 \text{ m} * 0,750 \text{ m} * 800,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso columnas mezanine} = 54,00 \text{ kg}$$

Cuadro 61. Peso de cada elemento y el total para mezanine en el templo

Elemento	Cantidad [unidad]	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m ³]	Peso (kg)	
Baranda	Viga superior	2,00	0,1500	0,0800	3,800	0,04560	800,00	73,0
	Viga frontal	1,00	0,1500	0,0800	6,000	0,07200	800,00	57,60
	Viga inferior	2,00	0,0600	0,0800	3,800	0,01824	800,00	29,20
	Pilar baranda	43,00	0,0500	0,0500	0,750	0,00187	800,00	64,50
Piso	Losa de madera	1,00	3,3300	0,0500	5,800	0,96570	800,00	772,00
Viga	Tipo VM-A	4,00	0,1700	0,1700	6,000	0,17340	800,00	555,00
	Tipo VM-1	2,00	0,2000	0,1500	3,000	0,09000	800,00	144,00
Columna	Tipo CM	4,00	0,1500	0,1500	0,750	0,01690	800,00	54,00
Escalera	Huella	3,00	0,3250	0,0450	0,680	0,00994	800,00	23,90
	Cotra huella	2,00	0,0450	0,2000	0,680	0,00612	800,00	9,79
Total								1 780,00

Apéndice C: Memoria de cálculo de los pesos de los elementos del convento que aportan a la fuerza sísmica

- **Peso del techo del antiguo convento (W_{techo})**

En este caso, se calculará el peso del techo del convento, que su detalle visto en planta se puede observar en la Figura 97, donde se detalla el nombre de los dos segmentos en los cuales se divide el convento para un mejor manejo de los datos (Convento 1 y Convento 2). En cuanto

al emplentillado del techo, su composición se puede observar en las Figuras 90, 91 y 92, anteriormente utilizadas en los cálculos referentes al templo, ya que, es igual al del templo.

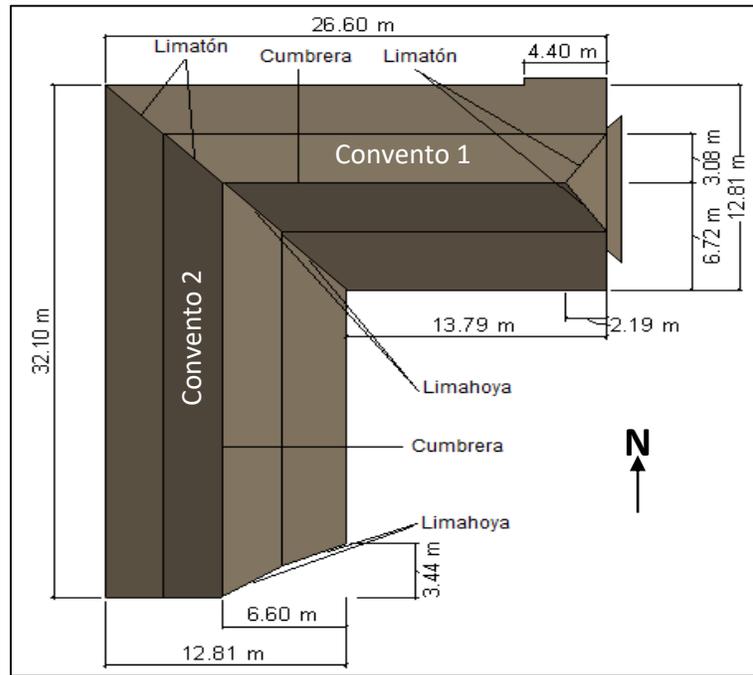


Figura 97. Vista en planta del techo del convento.

El área total del techo del convento usada en cálculos posteriores es de 588,00 m², obtenida con las cotas vistas en la Figura 97. Seguidamente se muestra el cálculo de dicha área.

$$\text{Área total del techo del convento} = \text{Área convento 1} + \text{Área convento 2}$$

$$\therefore \text{Área total del techo del convento} = 259,00 \text{ m}^2 + 329,00 \text{ m}^2 = 588,00 \text{ m}^2$$

Cubierta de teja de barro

Igual que para la teja de barro del templo el peso de la cubierta de teja utilizado (incluyendo el peso del mortero) es de 75,00 kg/m². Por lo que, el cálculo del peso de la cubierta de teja de barro que está presente en toda el área del techo se muestra a continuación.

$$\text{Peso total cubierta de teja} = 75,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 588,00 \text{ m}^2 = 44\ 100,0 \text{ kg}$$

Clavadores para teja

Los clavadores para la teja del convento son iguales a los utilizados en el templo, y se pueden observar en la Figura 90, son piezas de madera con un peso específico de 800,00 kg/m³ y un área transversal de 0,0250 m x 0,0500 m (1" x 2") separados cada 0,350 m c.a.c en la dirección

transversal del techo correspondiente. En el Cuadro 62, se puede observar un desglose de cantidad y longitudes, separado en los dos segmentos que abarcan el total del techo del convento.

Cuadro 62. Peso de clavadores para teja en cada segmento y el total para el techo del convento

Segmento	Cantidad [unidad]	Área transversal [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [m ³]	Peso [kg]
Convento 1	37,00	0,00125	20,40	0,0255	800,00	754,80
Convento 2	37,00	0,00125	26,00	0,0325	800,00	962,00
Total						1 720,00

$$\text{Peso total clavadores} = \frac{1\,720,00\text{ kg}}{588,00\text{ m}^2} = 2,92\text{ kg/m}^2$$

Lámina ondulada de HG

Lámina ondulada de Hierro Galvanizado (HG) calibre #26 es parte del emplantillado como se puede observar en la Figura 90, 91 y 92. Es por eso que, de acuerdo al catálogo de la empresa Productos de Concreto S.A, el peso de la lámina de HG de calibre #26 a utilizar es de 5,00 kg/m². El cálculo del peso de la cubierta de HG presente en el área total del techo que corresponde a 588,00 m² se muestra a continuación.

$$\text{Peso total lámina HG} = 5,00\text{ kg/m}^2 * 588,00\text{ m}^2 = 2\,940,00\text{ kg}$$

Clavadores para láminas de HG

Los clavadores para la lámina de HG del convento al ser iguales a los del templo se pueden observar en la Figura 91, son piezas de madera con un peso específico de 800,00 kg/m³ y un área transversal de 0,0250 m x 0,0750 m (1" x 3") separados cada 0,700 m c.a.c en la dirección transversal del techo correspondiente. En el Cuadro 63, se puede observar un desglose de cantidad y longitudes, separado en los dos segmentos que completa el área total del techo del antiguo convento.

Cuadro 63. Peso de clavadores para lámina HG en cada segmento y el total para el techo convento

Segmento	Cantidad [unidad]	Área transversal [m ²]	Longitud [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [m ³]	Peso [kg]
Convento 1	19,00	0,00188	20,40	0,0384	800,00	584,00
Convento 2	19,00	0,00188	26,00	0,0489	800,00	743,00
Total						1 330,00

$$\text{Peso total clavadores} = \frac{1\,330,00 \text{ kg}}{588,00 \text{ m}^2} = 2,26 \text{ kg/m}^2$$

Largueros

Como se mencionó en los cálculos del techo del templo, los largueros son piezas de madera con peso específico de 800 kg/m³ y en este caso con área transversal de 0,100 m x 0,150 m (4" x 6"), separados cada 1 m c.a.c en la dirección longitudinal del segmento de techo correspondiente. El Cuadro 64, contiene el desglose del cálculo del peso, separado en los dos segmentos que abarcan el área total del techo del convento.

Cuadro 64. Peso de largueros en cada segmento y el total para el techo convento

Segmento	Cantidad [unidad]	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen (m ³)	Peso específico (m ³)	Peso (kg)
Convento 1	27,00	0,100	0,150	12,80	0,192	800,00	4 150,00
Convento 2	20,00	0,100	0,150	12,80	0,192	800,00	3 070,00
Total							7 220,00

$$\text{Peso total largueros} = \frac{7\,220,00 \text{ kg}}{588,00 \text{ m}^2} = 12,30 \text{ kg/m}^2$$

Cuerdas superiores

Como se mencionó en los cálculos del techo del templo, la cuerda superior es una pieza de madera con peso específico de 800,00 kg/m³ y en este caso con área transversal de 0,150 m x 0,200 m (6" x 8"), está ubicada en dirección longitudinal del segmento de techo correspondiente, siendo una cuerda por segmento de la misma longitud que la cumbrera como se detalla en el Cuadro 65.

Cuadro 65. Peso de cuerda superior en cada segmento y el total para el techo convento

Segmento	Cantidad [unidad]	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen [m3]	Peso específico [m3]	Peso [kg]
Convento 1	1,00	0,150	0,200	20,40	0,612	800,00	490,00
Convento 2	1,00	0,150	0,200	26,00	0,780	800,00	624,00
Total							1 110,00

$$\text{Peso total cuerdas superiores} = \frac{1\ 110,00\ \text{kg}}{588,00\ \text{m}^2} = 1,89\ \text{kg/m}^2$$

Cielo de madera

Cielo de madera de 0,025 m de espesor con peso específico de 800 kg/m³. Como se puede observar en la Figura 98, el área del cielo va estar a partir de la cara interna de los muros, ya que, en la cara exterior se ubican los corredores con cielo de caña brava y su peso será calculado posteriormente. En el Cuadro 66, se tiene el desglose del cálculo del peso, separado en los siete segmentos del convento que tienen cielo en madera indicados en la siguiente figura, donde CC hace referencia a "Cielo Convento".

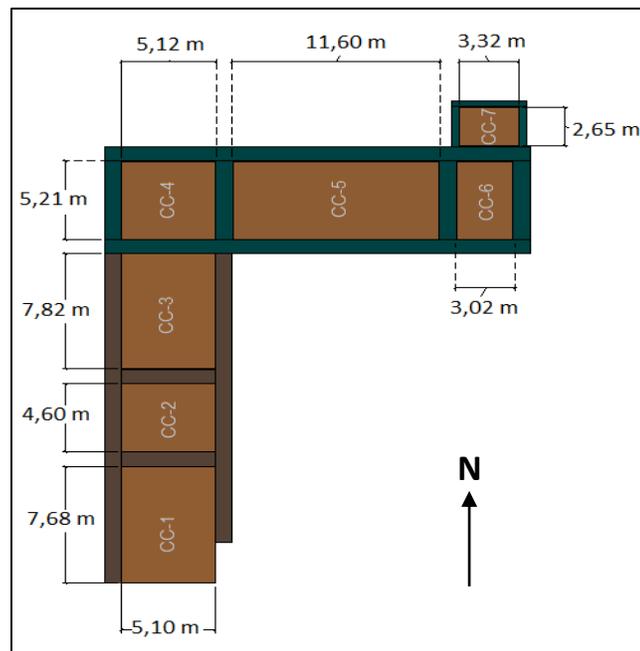


Figura 98. Vista en planta del convento a nivel de cielo

A continuación se muestra un ejemplo de cálculo del peso para cielo convento CC-1.

$$Peso_{cielo\ CC-1} = 0,0250\ m * 5,10\ m * 7,68\ m * 800\ \frac{kg}{m^3} = 783,36\ kg$$

Cuadro 66. Peso del cielo de madera de cada segmento y el total para el convento

Segmento	Espesor [m]	Ancho [m]	Largo [m]	Volumen [m3]	Peso específico [m3]	Peso [kg]
CC-1	0,0250	5,10	7,68	0,979	800,00	783,00
CC-2	0,0250	5,10	4,60	0,587	800,00	469,00
CC-3	0,0250	5,10	7,82	0,997	800,00	798,00
CC-4	0,0250	5,12	5,21	0,667	800,00	534,00
CC-5	0,0250	5,21	11,60	1,510	800,00	1210,00
CC-6	0,0250	5,21	3,02	0,393	800,00	315,00
CC-7	0,0250	2,65	3,32	0,220	800,00	176,00
Total						4 280,00

$$Peso\ total\ cielo\ de\ madera = \frac{4\ 280,00\ kg}{588,00\ m^2} = 7,28\ \frac{kg}{m^2}$$

Cielo de caña brava

El cielo de caña brava tiene un peso específico de 350,00 kg/m³, este se ubica en los aleros del convento, en el Cuadro 67, se pueden observar las dimensiones utilizadas para el cálculo del peso tanto del alero de atrás como del frente. La caña tiene un espesor aproximadamente de 0,0188 m (3/4"). El cálculo del peso correspondiente al cielo del corredor de atrás se muestra a continuación.

$$Peso\ cielo\ de\ caña\ brava_{Alero\ atrás} = 0,0188\ m * 2,85\ m * 54,50\ m * 350,00\ \frac{kg}{m^3}$$

$$Peso\ cielo\ de\ caña\ brava_{Alero\ atrás} = 1020,00\ kg$$

Cuadro 67. Peso del cielo de caña brava para cada segmento y el total para el convento

Segmento	Espesor [m]	Ancho [m]	Largo [m]	Volumen [m3]	Peso específico [kg/m3]	Peso [kg]
Alero frente	0,0188	2,85	33,10	1,77	350,00	619,00
Alero atrás	0,0188	2,85	54,50	2,91	350,00	1 020,00
Total						1 640,00

$$\text{Peso total del cielo de caña brava} = \frac{1\,640,00 \text{ kg}}{588,00 \text{ m}^2} = 2,79 \text{ kg/m}^2$$

Accesorios

En la siguiente tabla se detalla el peso de los accesorios presentes en el techo del convento, coinciden en ser de hierro galvanizado calibre 26. En la Figura 97, se puede observar en la vista en planta del techo la indicación de donde se ubica cada elemento y las cotas necesarias para determinar las longitudes utilizadas en el siguiente cuadro.

Cuadro 68. Peso de cada elemento accesorio y el total para el techo del convento

Elemento	Longitud [m]	Peso por unidad de longitud [kg/m]	Peso (kg)
Cumbrera de HG #26	46,40	0,820	38,10
Limahoya HG #26	16,90	0,820	13,80
Limatón HG #26	8,70	0,820	7,13
Botaguas HG #26	90,80	0,820	74,50
Total			134,00

$$\text{Peso total de los accesorios} = \frac{134,00 \text{ kg}}{588,00 \text{ m}^2} = 0,228 \text{ kg/m}^2$$

Sistema eléctrico

Se toma en cuenta lo existente en la edificación y una posible instalación de sistema contra incendios en la edificación patrimonial en estudio. Se determinó un peso específico para el sistema eléctrico de 20,00 kg/m² para una huella del convento de 588,00 m².

$$\text{Peso total del sistema eléctrico} = 20 \text{ kg/m}^2 * 588,00 \text{ m}^2 = 11\,800,0 \text{ kg}$$

En el siguiente cuadro se muestra un resumen del peso de cada elemento que compone el techo y el respectivo peso total.

Cuadro 69. Resumen de los pesos para cada elemento y el total para el techo del convento

Elemento	Peso por unidad de área [kg/m ²]	Peso [kg]
Tejas de barro	75,000	44 100,00
Clavadores para teja	2,920	1 720,00
Lámina de HG	5,000	2 940,00
Clavadores para lamina de HG	2,260	1 330,00
Largueros	12,300	7 220,00
Cuerdas superior	1,890	1 110,00
Cielo de madera	7,280	4 280,00
Cielo de caña brava	2,790	1 640,00
Accesorios	0,228	134,00
Sistema eléctrico	20,000	11 800,00
Total	130,000	76 300,00

$$\therefore W_{techo\ convento} = 76\ 300\ kg$$

En cuanto a la carga temporal asignada para el techo, según la Tabla 6.1 del CSCR10-14 es de 40,00 kg/m².

- **Peso de vigas (W_{vigas}) y columnas ($W_{columnas}$)**

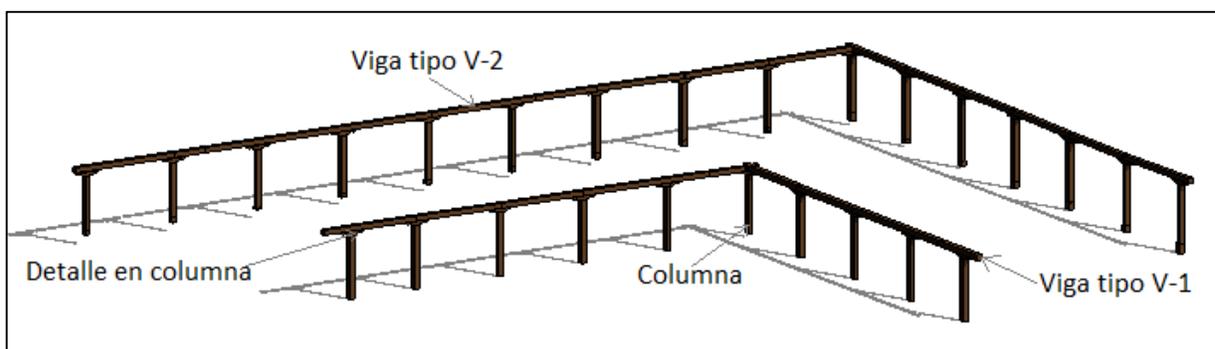


Figura 99. Detalle en 3D de vigas y columnas en aleros del convento.

Vigas

En cuanto al peso de las vigas, se tienen cinco diferentes tipos de vigas, se puede observar el código otorgado para cada tipo para su identificación en la Figura 99, y cálculos en el Cuadro 70.

De igual manera que para los cálculos del templo, se le denomina "viga solera" a pieza de madera con peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,230 \text{ m} \times 0,230 \text{ m}$. Como se observa en la Figura 93, es una viga ubicada sobre los muros por lo que su longitud corresponde a la suma de todas las longitudes de muros que conforman en templo colonial para un total de $137,00 \text{ m}$.

Por otro lado, se tienen las vigas tipo V-1 y V-2, pieza de madera con peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,180 \text{ m} \times 0,180 \text{ m}$. En este caso, cabe aclarar que la longitud que aparece en el Cuadro 70, corresponde a la longitud total de vigas ubicadas en el alero trasero del antiguo convento para el caso del tipo V-2 y la longitud total de las vigas ubicadas en el alero frente al convento para el caso de V-1, como se observa en la Figura 99.

Seguidamente se presente un ejemplo de cálculo del peso de la viga solera y en el Cuadro 70, se desglosan los datos utilizados en los demás cálculos del peso hasta obtener el peso total que las vigas aportan a la fuerza sísmica en el convento.

$$\text{Peso total viga solera} = 0,230 \text{ m} * 0,230 \text{ m} * 137,00 \text{ m} * 800,00 \text{ kg/m}^3 = 5800,00 \text{ kg}$$

Cuadro 70. Peso de las vigas y el total para el convento

Tipo	Cantidad [unidad]	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen [m3]	Peso específico [kg/m3]	Peso [kg]
Vigas V-1	1,00	0,180	0,180	32,00	1,0400	800,00	832,00
Vigas V-2	1,00	0,180	0,180	53,00	1,7200	800,00	1 380,00
Viga solera	1,00	0,230	0,230	137,00	7,2500	800,00	5 800,00
Total							8 010,00

$$\therefore W_{\text{vigas convento}} = 8 010,00 \text{ kg}$$

Columnas

En la Figura 99, se pueden observar las 26 columnas, que son elementos verticales de madera con peso específico de $800,00 \text{ kg/m}^3$ y área transversal de $0,180 \text{ m} \times 0,180 \text{ m}$, al ser elementos verticales, para el cálculo del peso que será utilizado en la fuerza sísmica se toma en cuenta únicamente la mitad superior, en este caso la mitad superior corresponde a $1,15 \text{ m}$. Además, se tiene un elemento decorativo en la cúspide de las columnas en este caso, su peso será tomado en cuenta en su totalidad y aunque posee una forma irregular, para efectos de cálculo

del peso se le otorgaran valores de una forma rectangular (dimensiones conservadoras), como se puede observar en el Cuadro 71.

Seguidamente se muestra el cálculo para la determinación del peso total de las columnas que involucra tanto las de la parte de atrás del convento como las de adelante del mismo.

$$\text{Peso total columnas} = 26 \text{ unidades} * 0,180 \text{ m} * 0,180 \text{ m} * 1,15 \text{ m} * 800,00 \text{ kg/m}^3 = 775,00 \text{ kg}$$

Cuadro 71. Peso de columnas, detalle en columnas y total para el convento

Elemento	Cantidad [unidades]	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen [m3]	Peso específico [kg/m3]	Peso [kg]
Columna	26,00	0,180	0,180	1,150	0,0373	800	775,00
Detalle columna	26,00	0,180	0,900	0,145	0,0235	800	488,00
Total							1 260,00

$$\therefore W_{\text{columnas convento}} = 1\,260,00 \text{ kg}$$

- **Peso de muros (W_{muros})**

El peso total correspondiente a los muros del convento se determina con las medidas que se muestran en el Cuadro 72, obtenidas a partir del escaneo laser y modelo 3D. En cuanto a la altura de que se muestra corresponde a la mitad superior de las paredes (despreciando los huecos debido a puertas y ventanas). Importante aclarar que, al existir desnivel en el suelo de la edificación, a lo largo de cada uno de los muros se va tener altura variable, por lo que, para el cálculo del peso total debido a los muros se utilizó la altura mayor encontrada entre todos los muros, siendo esta una dimensión conservadora para el cálculo de la fuerza de sismo.

A cada uno de los muros se le otorgó un nombre como se puede observar en la primera columna del Cuadro 72, y así poder identificarlo en la Figura 100, que corresponde a una vista en planta de los muros del templo son su respectivo nombre, cota y color dependiendo del material constructivo.

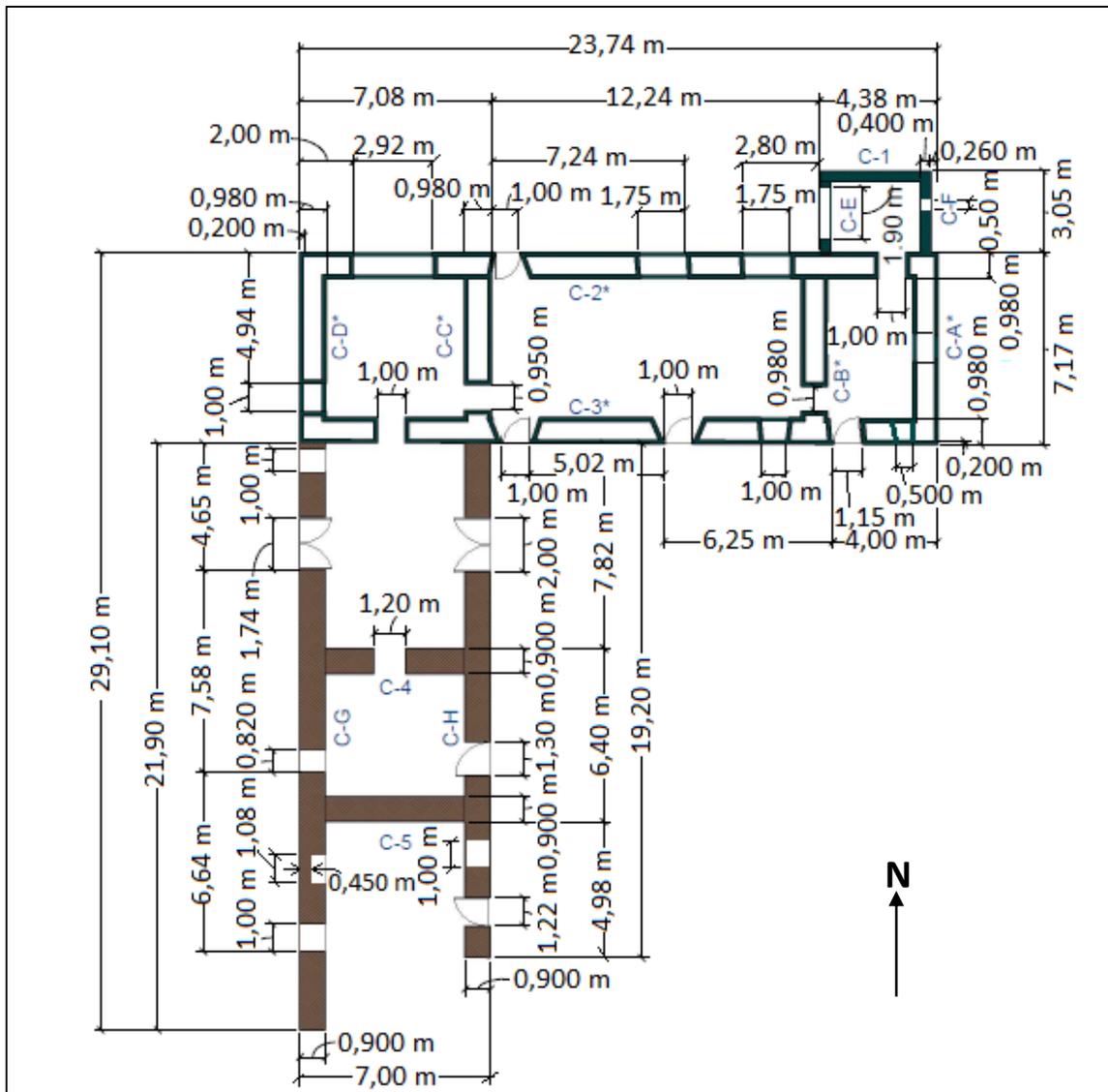


Figura 100. Vista en planta de muros convento

En el siguiente cuadro, se tienen los dos materiales presentes en los muros del convento y su respectivo peso específico utilizado en el cálculo del peso.

Cuadro 72. Especificaciones de los materiales que componen los muros del convento

Material	Peso específico [kg/m ³]	Color de referencia
Concreto	2 400,00	Turquesa
Tierra (Adobe)	1 800,00	Café claro

A continuación de muestra un ejemplo de cálculo, en este caso el peso para el muro C-A.

$$Peso_{muro\ C-A} = 2 * 0,200\ m * 5,21\ m * 1,73\ m * 2\ 400,00\ kg/m^3 = 8\ 650,00\ kg$$

Cuadro 73. Peso de cada muro y total para el convento

Muro	Espesor [m]	Largo [m]	Altura [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m ³]	Peso (W) [kg]
C-1	0,40	4,12	1,73	2,85	2 400,00	6 840,00
C-2*	0,20	15,30	1,73	5,29	2 400,00	25 400,00
C-3*	0,20	19,10	1,73	6,61	2 400,00	31 700,00
C-4	0,90	3,90	1,73	6,07	1 800,00	11 000,00
C-5	0,90	5,10	1,73	7,94	1 800,00	14 300,00
C-A*	0,20	5,21	1,73	1,80	2 400,00	8 650,00
C-B*	0,20	4,23	1,73	1,46	2 400,00	7 020,00
C-C*	0,20	4,26	1,73	1,47	2 400,00	7 080,00
C-D*	0,20	4,21	1,73	1,46	2 400,00	6 990,00
C-E	0,40	1,15	1,73	0,80	2 400,00	1 910,00
C-F	0,40	2,55	1,73	1,76	2 400,00	4 240,00
C-G	0,90	17,30	1,73	26,90	1 800,00	48 400,00
C-H	0,90	14,70	1,73	22,90	1 800,00	41 200,00
Total						215 000,00

*Indica que son los muros de doble pared, se múltiplo por dos para el cálculo del peso (W).

$$\therefore W_{muros\ convento} = 215\ 000,00\ kg$$

- **Losa sobre muros doble (W_{losas})**

El sector del convento denominado "Convento 1", como se puede observar en la Figura 100, está compuesto por paredes dobles de 0,200 m de espesor, y sobre esas paredes dobles existe una losa de concreto armado de 0,100 m de grosor con un peso específico para el concreto de 2400,00 kg/m³, al ser elementos horizontales ubicados en la mitad superior de los muros se debe de tomar en cuenta todo su peso para el cálculo de la fuerza de sismo.

En el Cuadro 74, se detallan las dimensiones utilizadas para el cálculo del peso total, específicamente en la primera columna lo que se indica es la simbología de los dos muros sobre los cuales se apoya la losa respectiva.

Seguidamente se muestra el cálculo del peso para la losa que se ubica sobre el muro C-2, para más claridad de la ubicación, ver Figura 100.

$$Peso_{losa\ C-2} = 0,980\ m * 0,100\ m * 23,70\ m * 2400\ \frac{kg}{m^3} = 5\ 570,00\ kg$$

Cuadro 74. Peso de las losas sobre muros y el total para el convento

Elemento	Ancho [m]	Alto [m]	Largo [m]	Volumen [m ³]	Peso específico [kg/m ³]	Peso [kg]
Losa C-2	0,980	0,100	23,70	2,32	2 400,00	5 570,00
Losa C-3	0,980	0,100	23,70	2,32	2 400,00	5 570,00
Losa C-A	0,980	0,100	5,21	0,511	2 400,00	1 230,00
Losa C-B	0,980	0,100	5,21	0,511	2 400,00	1 230,00
Losa C-C	0,980	0,100	5,21	0,511	2 400,00	1 230,00
Losa C-D	0,980	0,100	5,21	0,511	2 400,00	1 230,00
Total						16 100,00

$$\therefore W_{losa\ muros} = 16\ 100,00\ kg$$

- **Bodega**

La bodega corresponde a una estructura de ladrillo con un peso específico de 1800 kg/m³, formada por tres muros y una losa en su cúspide, cuyas dimensiones utilizadas para el cálculo del peso que dicha estructura aporta al convento se muestran en el Cuadro 75, como se puede notar la altura es un valor pequeño, ya que, corresponde a la porción de la bodega que se ubica sobre la mitad de los muros del convento.

Cuadro 75. Peso de muros, losa sobre muros y total para la bodega en el convento

Elemento	Ancho [m]	Largo [m]	Altura [m]	Peso específico [kg/m ³]	Peso (W) [kg]
Losa sobre muros	2,560	1,47	0,100	1 800,00	677,00
Muro 1	0,250	1,47	0,900	1 800,00	595,00
Muro 2	0,250	1,10	0,900	1 800,00	446,00
Muro 3	0,250	1,17	0,900	1 800,00	474,00
Total					2 190,00

$$\therefore W_{bodega} = 2\ 190,00\ kg$$

Apéndice D: Memoria de cálculo de los pesos de los elementos del campanario que aportan a la fuerza sísmica

De manera general se muestra en el Cuadro 76, los materiales presentes en todo el campanario y su respectivo peso específico que será utilizado para en el cálculo del peso de los elementos que conforman el campanario. Además, para mayor claridad en la Figura 101, se puede visualizar la edificación en 3D donde cada color indica el material constructivo de cada muro y la identificación del respectivo elemento.

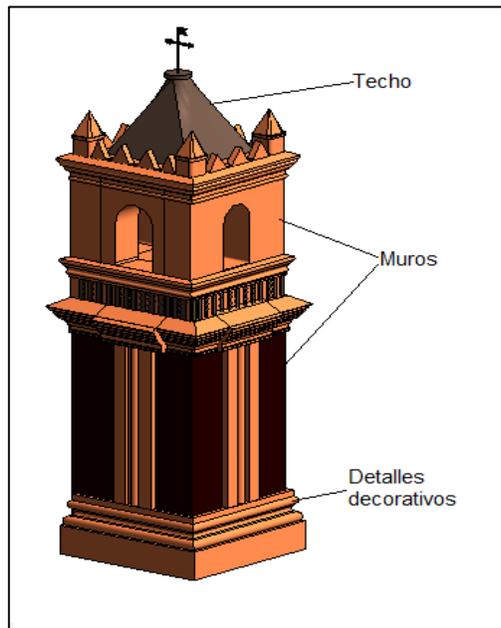


Figura 101. Vista en 3D del campanario.

Cuadro 76. Especificaciones de materiales presentes en elementos del campanario

Elemento	Material	Peso específico [kg/m ³]	Color de referencia
Muros	Ladrillo	1 800,00	Anaranjado
Techo	Tierra	1 800,00	Café claro
Muros	Piedra	2 200,00	Café oscuro
Detalles decorativos	Ladrillo	1 800,00	Anaranjado

- **Peso techo (W_{techo})**

Cubierta de tierra

El techo del campanario elaborado a base de tierra como se indica en el Cuadro 76, que, además, se puede observar en la Figura 101, presenta una forma similar a una pirámide con altura $h=1,84$ m y área de la base $A_b= 4,40$ m² y por dentro es hueca con misma forma similar

a una pirámide con $h= 1,72$ m y $A_b=3,42$ m², por lo que, para la estimación de su peso se realizaron los siguientes cálculos.

$$\text{Peso cubierta} = (\text{Volumen}_{\text{sólido}} [\text{m}^3] - \text{Volumen}_{\text{hueco}} [\text{m}^3]) * \text{peso específico tierra} [\text{kg}/\text{m}^3]$$

$$\text{Peso cubierta} = \left(\frac{1}{3} * 4,40 * 1,84 - \frac{1}{3} * 3,42 * 1,72 \right) [\text{m}^3] * 1800,00 \text{ kg}/\text{m}^3 = \frac{1330,00 \text{ kg}}{4,40 \text{ m}^2} = 300,00 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Sistema eléctrico

Se toma en cuenta lo existente en la edificación y una posible instalación de sistema contra incendios en la edificación patrimonial en estudio. Se determinó un peso específico para el sistema eléctrico de 20,00 kg/m² para un área del campanario de 4,40 m².

$$\text{Peso sistema eléctrico} = 20,00 \text{ kg}/\text{m}^2 * 4,40 \text{ m}^2 = 88,00 \text{ kg}$$

Cuadro 77. Resumen de los pesos para cada elemento y el total para el techo del campanario

Elemento	Peso por unidad de área [kg/m ²]	Peso [kg]
Cubierta de tierra	300,00	1 330,00
Sistema eléctrico	20,00	88,00
Total	320,00	1 420,00

$$\therefore W_{\text{techo campanario}} = 1 420,00 \text{ kg}$$

En cuanto a la carga temporal asignada para el techo, según la Tabla 6.1 del CSCR10-14 es de 40 kg/m².

- **Peso de muros (W_{muros})**

Muros

A cada uno de los muros del campanario se le otorgó un nombre como se puede observar en la primera columna del Cuadro 78 y en la Figura 102, que corresponde a una vista en planta de los muros del campanario son su respectivo nombre, cota y color dependiendo del material constructivo.

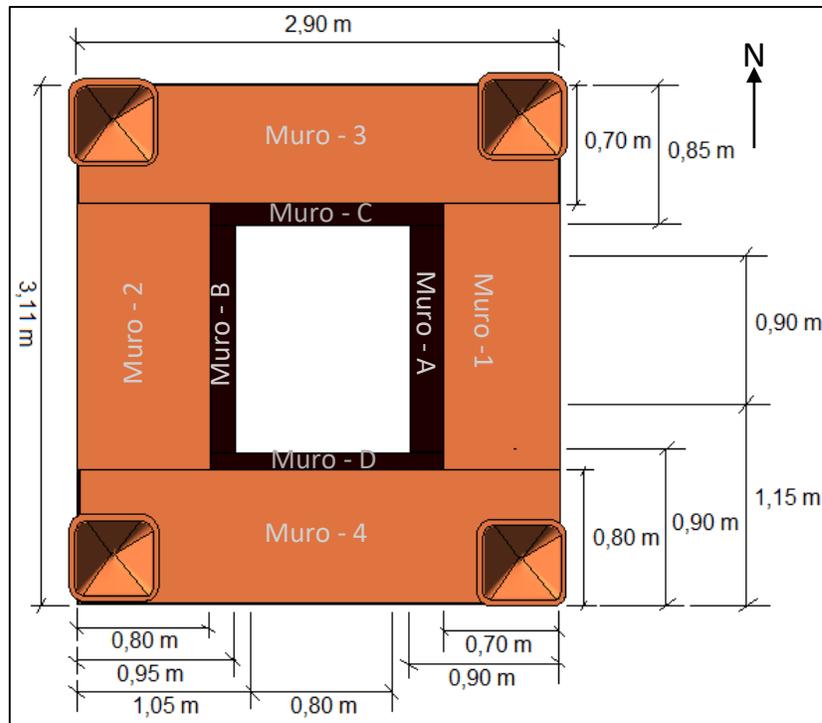


Figura 102. Vista en planta de muros del campanario.

El peso total correspondiente a los muros del campanario se determina con las medidas que se muestran en el Cuadro 78 y las cotas se muestran en la Figura 102 y 103, según corresponda. En cuanto a la altura de los muros de piedra utilizada, para mayor claridad su cálculo se muestra a continuación.

$$Altura_{\text{muros piedra}} = \text{Altura muros piedra (m)} - \frac{\text{Altura total campanario (m)}}{2}$$

$$Altura_{\text{muros piedra}} = 5,61 \text{ m} - \frac{3,52 + 5,61}{2} = 1,05 \text{ m}$$

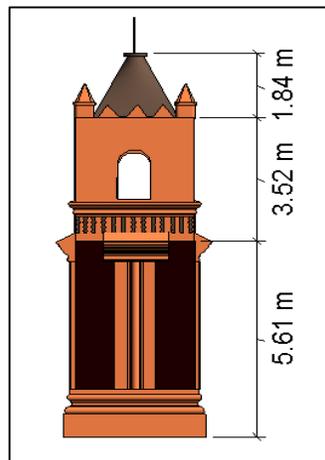


Figura 103. Vista en elevación de muros del campanario.

Por otro lado, el largo de los muros de ladrillo que se muestran en el Cuadro 78, corresponde a su largo menos el buque de la ventana donde están las campanas de 0,760 m. Seguidamente se muestra el ejemplo del cálculo del largo para el Muro – 1.

$$Largo_{muro-1} = Largo\ real\ del\ muro\ (m) - Buque\ ventana\ para\ campanas\ (m)$$

$$Largo_{muro-1} = 1,61\ m - 0,900\ m = 0,71\ m$$

Ejemplo de cálculo, en este caso el peso para el Muro -1.

$$Peso_{muro-1} = 0,700\ m * 0,710\ m * 3,52\ m * 1800,00\ kg/m^3 = 3150,00\ kg$$

Cuadro 78. Peso de cada muro y el total para el campanario

Muro	Ancho [m]	Largo [m]	Alto [m]	Volumen [m3]	Peso específico [kg/m3]	Peso [kg]
Muro -1	0,700	0,710	3,52	1,75	1 800,00	3 150,00
Muro -2	0,800	0,710	3,52	2,00	1 800,00	3 600,00
Muro -3	0,700	2,100	3,52	5,17	1 800,00	9 310,00
Muro -4	0,800	2,100	3,52	5,91	1 800,00	10 600,00
Muro - A	0,900	1,360	1,05	1,28	2 200,00	2 820,00
Muro - B	0,950	1,360	1,05	1,35	2 200,00	2 970,00
Muro - C	0,850	2,900	1,05	2,58	2 200,00	5 680,00
Muro - D	0,900	2,900	1,05	2,73	2 200,00	6 010,00
Total						44 100,00

$$\therefore W_{muros} = 44\ 100,00\ kg$$

- **Peso detalles decorativos ($W_{detalles}$)**

Utilizando conservadoramente un volumen total para los elementos decorativos en el campanario de 3,00 m³ estimado con ayuda del modelo 3D bien que se elaboró a partir del escaneo laser se tiene el siguiente cálculo del peso total, teniendo en cuenta que el material constructivo en este caso es ladrillo.

$$\therefore W_{detalles\ decorativos} = 3,00\ m^3 * 1\ 800,00\ kg/m^3 = 5\ 400,00\ kg$$

Apéndice E: Memoria de cálculo de la distribución de la fuerza de sismo en los muros del templo

En la Figura 104, se puede observar gráficamente las áreas que le serán atribuidas a los muros en dirección E-O, identificadas con un número para posteriormente ser utilizadas en los respectivos cálculos y a partir de ellos se muestran los resultados en el Cuadro 79, de las fuerzas tributarias que correspondientes a cada muro.

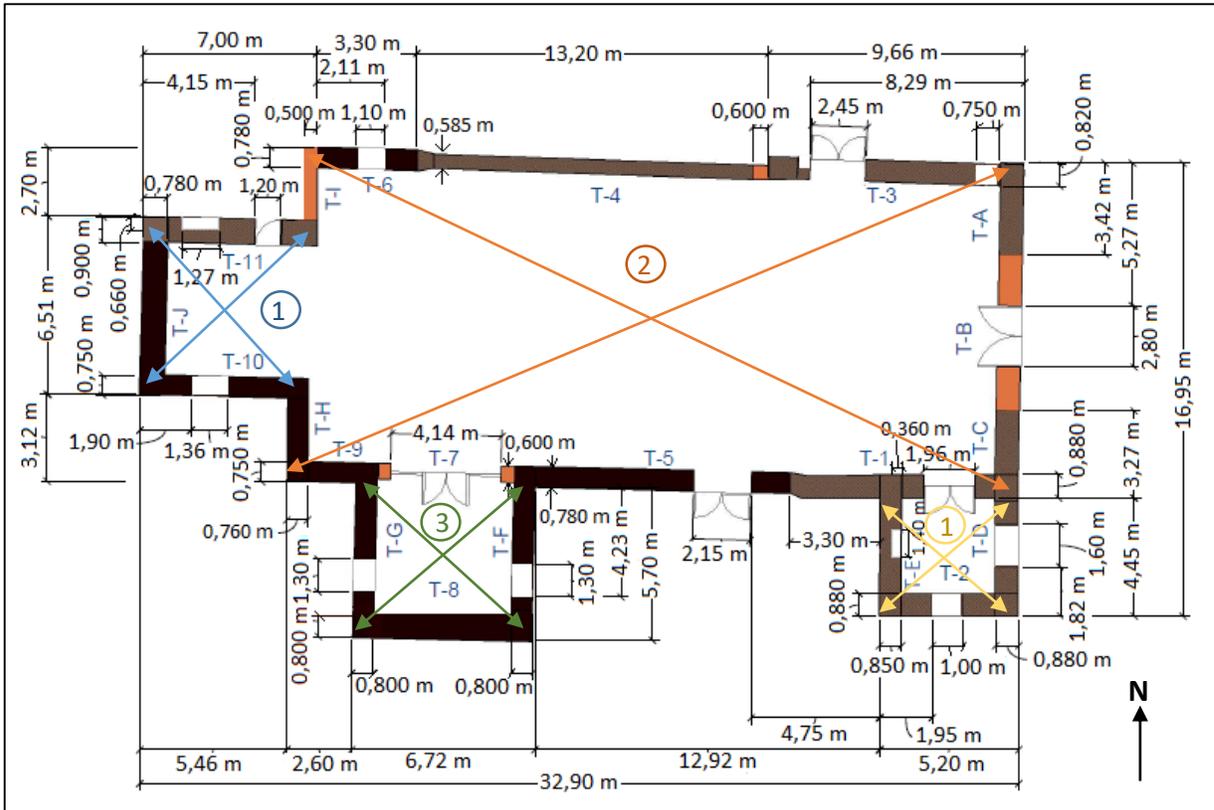


Figura 104. Detallado de áreas tributarias para muros del templo en dirección E-O

Ejemplo de cálculo de la fuerza tributaria para el muro T-9, T-7, T-5, T-1.

$$\text{Área tributaria}_{\text{conjunto } T-9, T-7, T-5, T-1} = \frac{A_2}{2} + \frac{A_3}{2} + \frac{A_1}{2}$$

$$\text{Área tributaria}_{T-9, T-7, T-5, T-1} = \frac{12,5 \text{ m} \cdot 27,40 \text{ m}}{2} + \frac{5,70 \text{ m} \cdot 6,72 \text{ m}}{2} + \frac{4,45 \text{ m} \cdot 5,20 \text{ m}}{2}$$

$$\text{Área tributaria}_{T-9, T-7, T-5, T-1} = 202,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Fuerza}_{\text{conjunto } T-9, T-7, T-5, T-1} = \left(\frac{\text{Área tributaria} [\text{m}^2]}{\text{Área total} [\text{m}^2]} \right) * F_{\text{Templo}} [\text{kg}]$$

$$Fuerza_{conjunto\ T-9,\ T-7,\ T-5,\ T-1} = \left(\frac{202,00\ m^2}{438,00\ m^2} \right) * 117\ 000,00\ kg = 54\ 000,00\ kg$$

Cuadro 79. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del templo en dirección E-O

Muro	Área tributaria [m ²]	Porcentaje de la Fuerza Total [%]	Fuerza de sismo [kg]
T-6, T-4, T-3	166,00	0,3790	44 300,00
T-11	22,80	0,0520	6 080,00
T-10	17,80	0,0406	4 750,00
T-9, T-7, T-5, T-1	202,00	0,4610	53 900,00
T-8	19,20	0,0438	5 120,00
T-2	11,60	0,0265	3 100,00
Total	438,00	1,0000	117 000,00

En la Figura 105, se puede observar las áreas que le serán atribuidas a los muros en dirección N-S, identificadas con un número para posteriormente ser utilizadas en los respectivos cálculos y a partir de ellos se muestran los resultados en el Cuadro 80, de las fuerzas tributarias que correspondientes a cada muro.

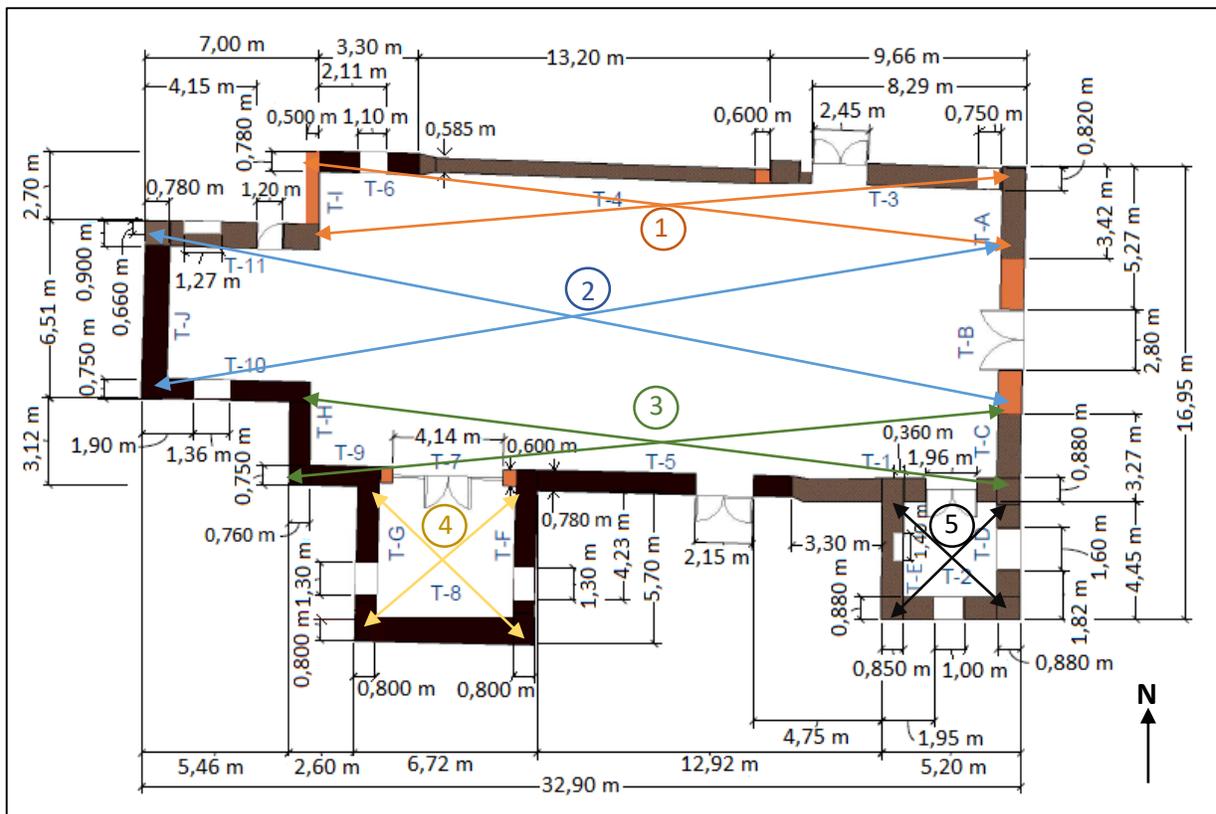


Figura 105. Detallado de áreas tributarias para muros del templo en dirección N-S

Ejemplo de cálculo de la fuerza tributaria para el muro T-J.

$$\text{Área tributaria}_{T-J} = \frac{A_2}{2} = \frac{6,51 * 32,90}{2} = 107,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Fuerza}_{T-J} = \left(\frac{\text{Área tributaria} [\text{m}^2]}{\text{Área total} [\text{m}^2]} \right) * F_{\text{Templo}} [\text{kg}]$$

$$\text{Esfuerzo}_{T-J} = \left(\frac{107,00 \text{ m}^2}{438,00 \text{ m}^2} \right) * 117\,000,00 \text{ kg} = 28\,600,00 \text{ kg}$$

Cuadro 80. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del templo en dirección N-S

Muro	Área tributaria [m²]	Porcentaje de la Fuerza Total [%]	Fuerza de sismo [kg]
T-J	107,00	0,2440	28 600,00
T-H, T-I	80,70	0,1840	21 500,00
T-G	19,20	0,0438	5 120,00
T-F	19,20	0,0438	5 120,00
T-E	11,60	0,0265	3 100,00
T-D,T-C,T-B,T-A	200,00	0,4570	53 500,00
Total	438,00	1,0000	117 000,00

Ejemplo del cálculo de la fuerza tributaria para el Muro C-2.

$$\text{Área tributaria}_{C-2} = \frac{A_1}{2} + \frac{A_2}{2} = \frac{3,05 \text{ m} * 4,12 \text{ m}}{2} + \frac{7,17 \text{ m} * 23,74 \text{ m}}{2} = 91,40 \text{ m}^2$$

$$\text{Fuerza}_{\text{muro } C-2} = \left(\frac{\text{Área tributaria} [\text{m}^2]}{\text{Área total} [\text{m}^2]} \right) * F_{\text{Convento}} [\text{kg}]$$

$$\text{Fuerza}_{\text{muro } C-2} = \left(\frac{91,40 \text{ m}^2}{336,00 \text{ m}^2} \right) * 101\,000,00 \text{ kg} = 27\,500,00 \text{ kg}$$

Cuadro 81. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del convento en dirección E-O

Muro	Área tributaria cada muro [m ²]	Porcentaje de la Fuerza Total [%]	Fuerza de sismo [kg]
C-1	6,28	1,87	1 890,00
C-2	91,40	27,20	27 500,00
C-3	116,00	34,50	34 800,00
C-4	46,60	13,90	14 000,00
C-5	46,10	13,70	13 800,00
Total*	306,00	91,20	92 000,00

*El total de las áreas tributarias, del porcentaje de la fuerza total y de la fuerza de sismo no cierran en el total esperado, ya que, parte de la fuerza de sismo del convento en esta dirección se le atribuye al muro T-11 (Muro del templo).

En la Figura 107, se puede observar las áreas que le serán atribuidas a los muros en dirección N-S, identificadas con un número para posteriormente ser utilizadas en los respectivos cálculos y a partir de ellos se muestran los resultados en el Cuadro 82, de las fuerzas tributarias que correspondientes a cada muro.

Ejemplo de cálculo de la fuerza tributaria para el muro C-D, C-G.

$$\text{Área tributaria}_{C-D, C-G} = \frac{A_4}{2} = \frac{7,08 \text{ m} * 7,17 \text{ m} + 21,90 \text{ m} * 7,00 \text{ m}}{2} = 102,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Fuerza}_{\text{muro } C-A} = \left(\frac{\text{Área tributaria} [\text{m}^2]}{\text{Área total} [\text{m}^2]} \right) * F_{\text{Convento}} [\text{kg}]$$

$$\text{Fuerza}_{\text{muro } C-A} = \left(\frac{102,00 \text{ m}^2}{336,00 \text{ m}^2} \right) * 101\,000,00 \text{ kg} = 30\,700,00 \text{ kg}$$

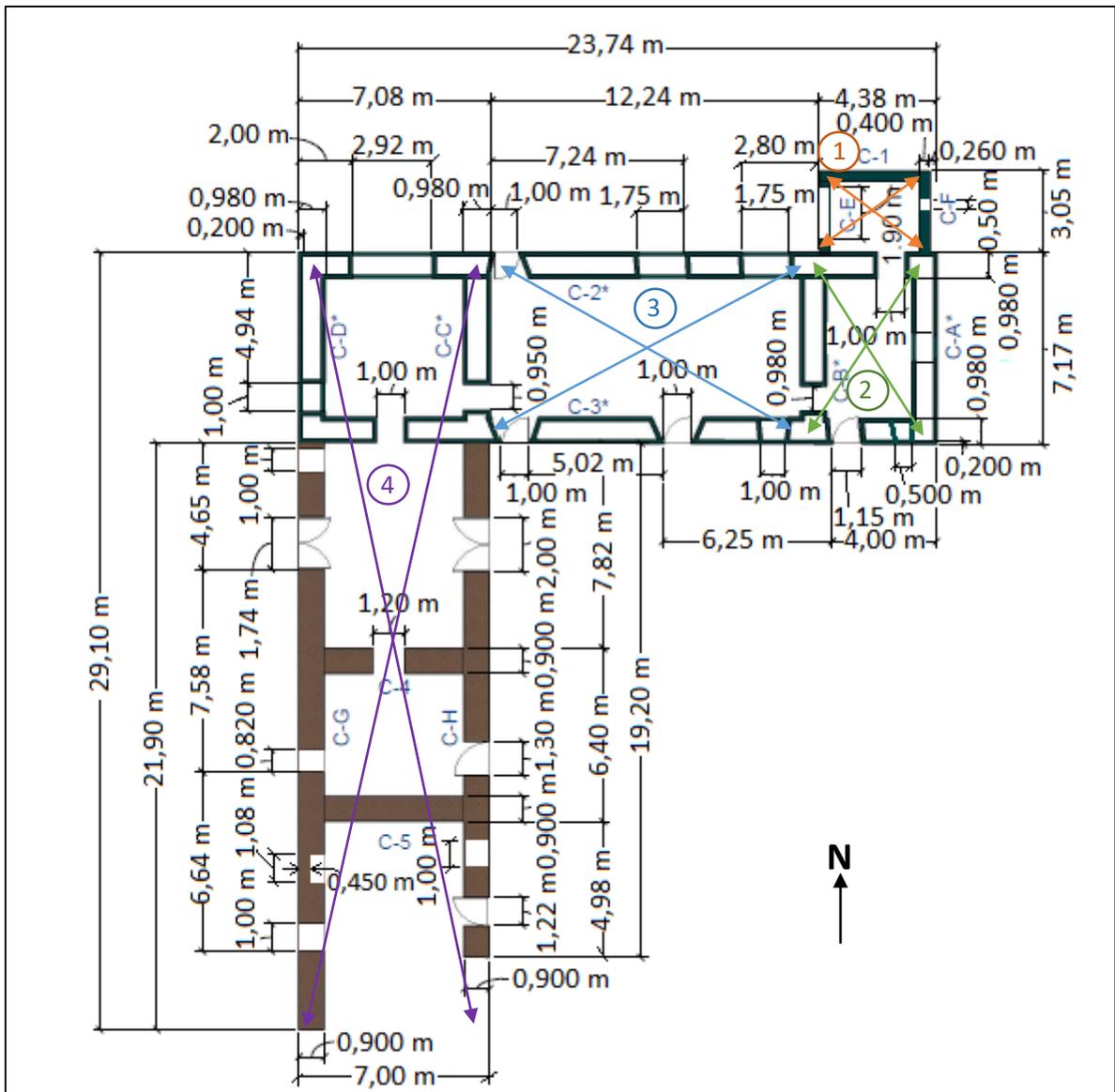


Figura 107. Detallado de áreas tributarias para muros del convento en dirección N-S

Cuadro 82. Distribución de fuerza de sismo por área tributaria en muros del convento en dirección N-S

Muro	Área tributaria cada muro [m ²]	Porcentaje de la Fuerza Total [%]	Fuerza de sismo [kg]
C-A	17,90	5,33	5 380,00
C-B	59,70	17,80	18 000,00
C-H, C-C	134,00	39,90	40 300,00
C-G, C-D	102,00	30,30	30 600,00
C-E	6,28	1,87	1 890,00
C-F	6,28	1,87	1 890,00
Total	326,00	97,10	98 100,00

Apéndice G: Memoria de cálculo de la distribución de fuerza de sismo en el campanario

De acuerdo con la Figura 102, anteriormente expuesta se puede observar que se tienen únicamente dos muros en cada dirección, por lo tanto, la fuerza de sismo se reparte la mitad para cada muro en ambas direcciones, es por su sencilla distribución que no se muestra figuras que lo detallen.

Ejemplo del cálculo de fuerza tributaria en el Muro A del campanario.

$$Fuerza_{muro A} = \left(\frac{\text{Área tributaria [m}^2\text{]}}{\text{Área total [m}^2\text{]}} \right) * F_{Campanario} [\text{kg}]$$

$$Fuerza_{muro A} = \left(\frac{1,45 \text{ m} * 3,11 \text{ m}}{9,02 \text{ m}^2} \right) * 38\,200,00 \text{ kg} = 19\,100,00 \text{ kg}$$

En los siguientes cuadros, se muestra de forma detallada la fuerza tributaria resultante y los datos correspondientes a cada muro en ambas direcciones, para cada una de las fuerzas totales determinadas con ductilidad de 1 y 1,5 respectivamente.

Cuadro 83. Distribución fuerza de sismo con $\mu=1,0$ en muros del campanario en dirección N-S

Muro	Ancho [m]	Largo [m]	Área tributaria [m ²]	Porcentaje de la fuerza total [%]	Fuerza sísmica ($\mu=1,0$) [kg]
Muro - A	1,45	3,11	4,51	50,00	19 100,00
Muro - B	1,45	3,11	4,51	50,00	19 100,00

Cuadro 84. Distribución fuerza de sismo con $\mu=1,5$ en muros del campanario en dirección N-S

Muro	Ancho [m]	Largo [m]	Área tributaria [m ²]	Porcentaje de la fuerza total [%]	Fuerza sísmica ($\mu=1,5$) [kg]
Muro - A	1,45	3,11	4,51	50,00	13 500,00
Muro - B	1,45	3,11	4,51	50,00	13 500,00

Cuadro 85. Distribución fuerza de sismo $\mu=1,0$ en muros del campanario en dirección E-O

Muro	Ancho [m]	Largo [m]	Área tributaria [m ²]	Porcentaje de la fuerza total [%]	Fuerza sísmica ($\mu=1,0$) [kg]
Muro - C	1,56	2,90	4,51	50,00	19 100,00
Muro - D	1,56	2,90	4,51	50,00	19 100,00

Cuadro 86. Distribución fuerza de sismo $\mu=1,5$ en muros del campanario en dirección E-O

Muro	Ancho [m]	Largo [m]	Área tributaria [m ²]	Porcentaje de la fuerza total [%]	Fuerza sísmica ($\mu=1,5$) [kg]
Muro - C	1,56	2,90	4,51	50,00	13 500,00
Muro - D	1,56	2,90	4,51	50,00	13 500,00

Apéndice H: Memoria de cálculo de la determinación de esfuerzos en los muros del templo

H.1 Transformación de secciones a único material

A manera de ejemplo, seguidamente se muestran los cálculos de los parámetros correspondientes al Muro T-A, T-B, T-C, T-D, que se muestran en la segunda columna de los siguientes Cuadros 87 y 88. Cabe aclarar que dichos parámetros corresponden a la sección transversal transformada a la materia base, que para el caso del templo es piedra (calicanto).

El eje neutro para la sección compuesta respecto a la base,

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i * A_i}{A_T} = \frac{y_1 * A_1 + y_2 * A_2 + y_3 * A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$\bar{y} = \frac{10,84 \text{ m} * 1,68 \text{ m}^2 + 7,62 \text{ m} * 4,36 \text{ m}^2 + 3,06 \text{ m} * 3,00 \text{ m}^2}{1,68 \text{ m}^2 + 4,36 \text{ m}^2 + 3,00 \text{ m}^2} = 6,71 \text{ m}$$

Seguidamente se muestra el cálculo de la inercia para la sección compuesta respecto al eje neutro de la sección. Cabe aclarar que se considera el eje "X" en todas las figuras de los Cuadros 84 y 85, como el eje corto o sentido transversal de estas.

$$I_X = (I_{X1} + A_1 * d_{y1}^2) + (I_{X2} + A_2 * d_{y2}^2) + (I_{X3} + A_3 * d_{y3}^2)$$

$$I_X = \left(\frac{0,490 \text{ m} * (3,42 \text{ m})^3}{12} + 1,68 \text{ m}^2 * (4,13 \text{ m})^2 \right) + \left(\frac{1,45 \text{ m} * (3,01 \text{ m})^3}{12} + 4,36 \text{ m}^2 * (0,91 \text{ m})^2 \right) + \left(\frac{0,490 \text{ m} * (6,12 \text{ m})^3}{12} + 3,00 \text{ m}^2 * (3,65 \text{ m})^2 \right)$$

$$I_X = 86,50 \text{ m}^4$$

Por lo tanto, el área transversal para la sección transformada,

$$A_T = 0,490 \text{ m} * 3,42 \text{ m} + 1,45 \text{ m} * 3,01 \text{ m} + 0,490 \text{ m} * 6,12 \text{ m} = 9,04 \text{ m}^2$$

Cuadro 87. Muros críticos del templo en dirección N-S

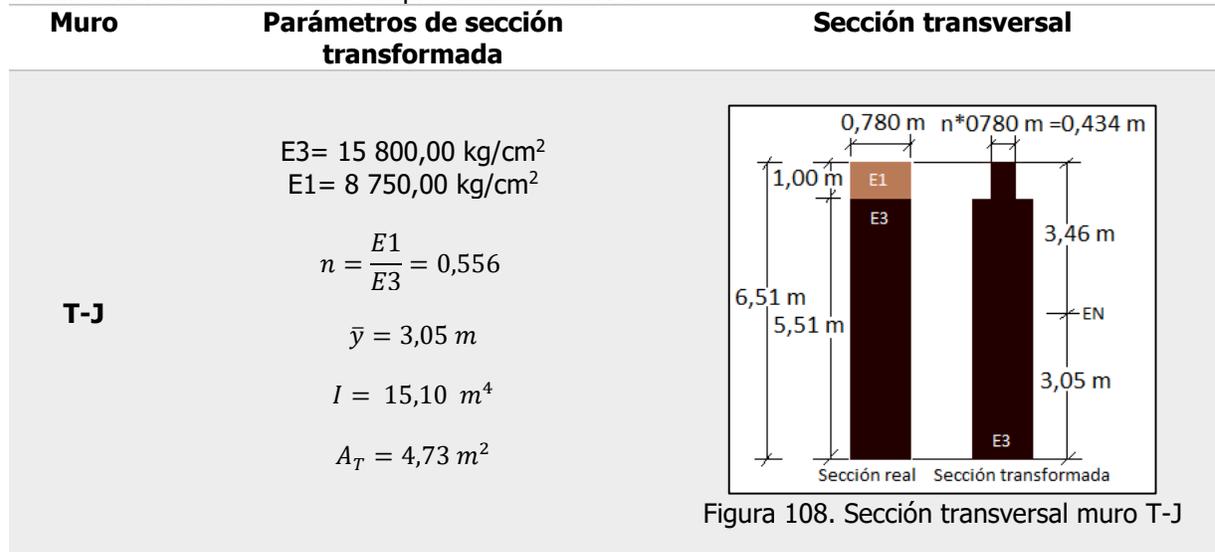
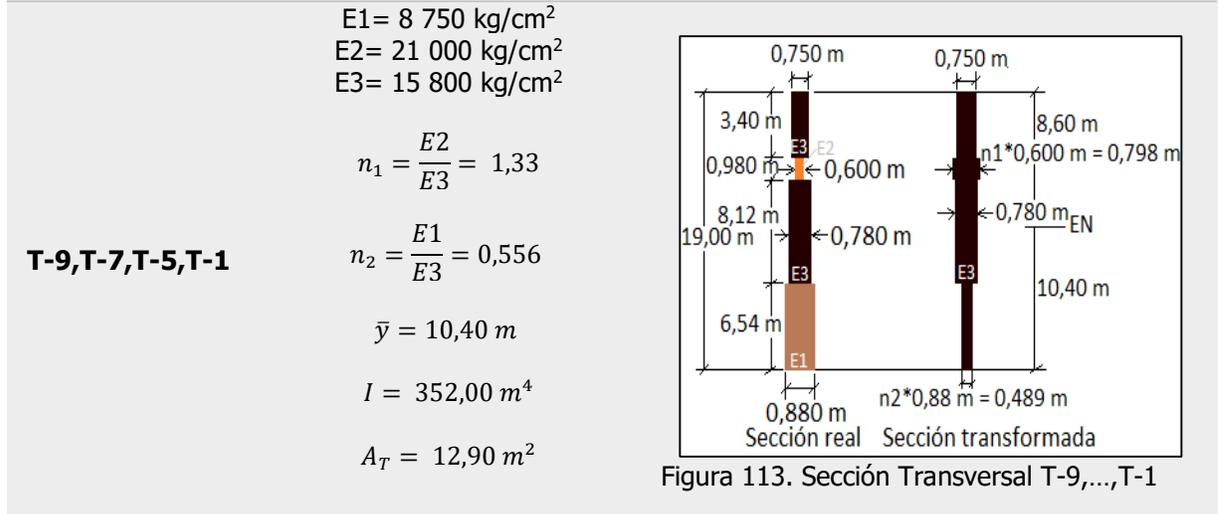
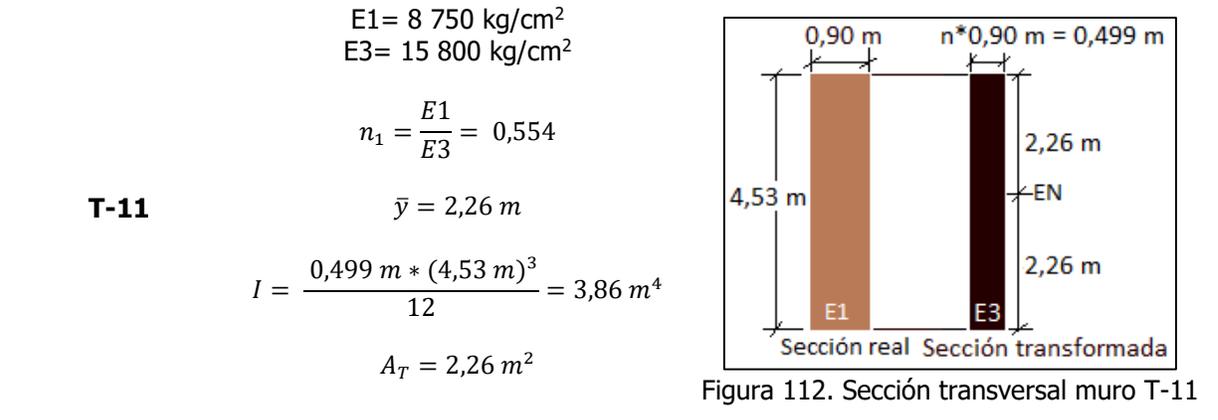
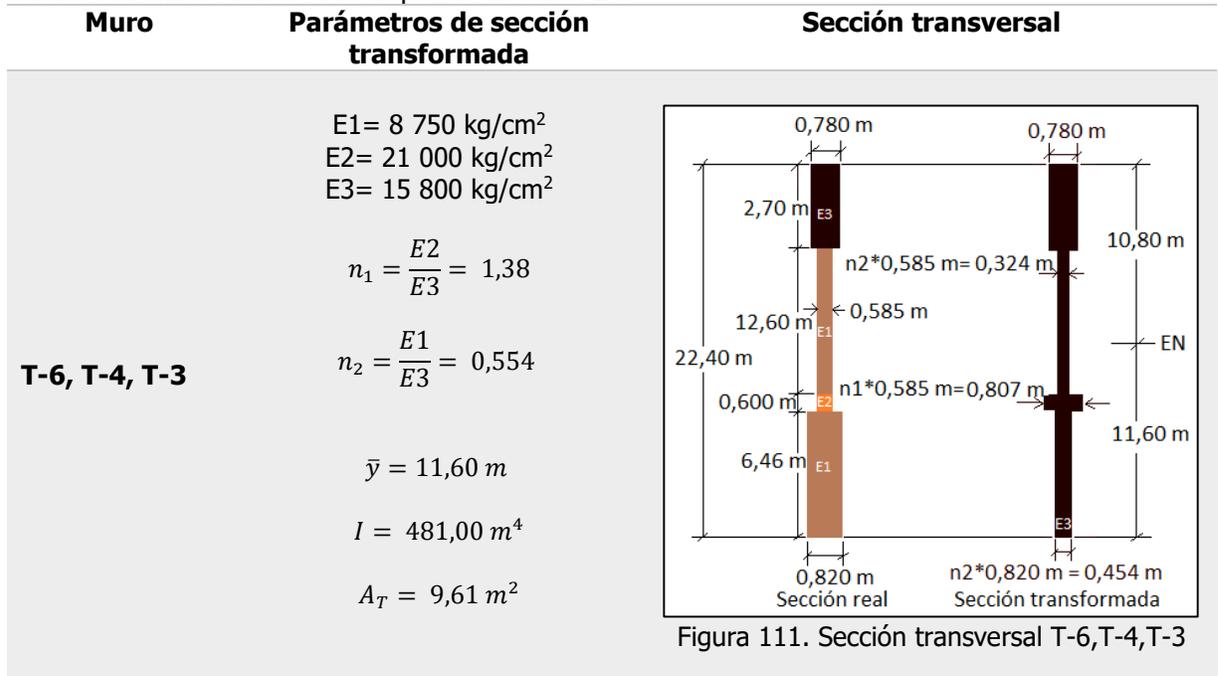


Figura 108. Sección transversal muro T-J

Figura 109. Sección transversal muro T-H, T-I

Figura 110. Sección muro T-D, T-C, T-B, T-A

Cuadro 88. Muros críticos del templo en dirección E-O



H.2 Determinación de carga permanente para cada muro

A modo de ejemplo de la determinación del peso tributario debido al techo en los muros en dirección N-S y mostrados en el Cuadro 87, se presenta seguidamente los cálculos para el muro T-A, T-B, T-C y T-D.

$$\text{Área tributaria }_{T-A, T-B, T-C, T-D} = (5,91 \text{ m} + 1,42 \text{ m}) * 2,34 \text{ m} * 2 = 34,20 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del techo tributario }_{T-A, \dots, T-D} = \left(\frac{\text{Área tributaria [m}^2]}{\text{Área total [m}^2]} \right) * W_{\text{Techo Templo [kg]}}$$

$$\text{Peso del techo tributario }_{T-A, \dots, T-D} = \left(\frac{34,20 \text{ m}^2}{511,00 \text{ m}^2} \right) * 68\,200,00 \text{ kg} = 4\,560,00 \text{ kg}$$

Cuadro 89. Distribución de peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección N-S

Muro	Área tributaria de techo [m ²]*	Porcentaje del peso total [%]	Peso del techo tributario [kg]
T-J	-	-	-
T-H, T-I	7,56	1,48	1 010,00
T- A, T-B, T-C, T-D	34,20	6,69	4 560,00

*Cuando no se pone un área tributaria quiere decir que la carga de techo que le llega al muro es despreciable y a la vez conservador no considerarla.

De acuerdo con las seis combinaciones de carga que se indican en la Sección 6.2.1 del CSCR10-14, aplica en este caso la combinación [6-4] por ser la más crítica, es por eso que la carga permanente (CP), corresponde al peso propio del muro más el peso del techo tributario se multiplica por 0,95, es decir, se reduce un 5% como factor de seguridad que toma en cuenta si existiera algún error en alguno de los cálculos previos, los resultados se muestran en el Cuadro 90.

Lo mencionado anteriormente se muestra en el siguiente ejemplo de cálculo para el muro denominado T-A, T-B, T-C, T-D.

$$\text{Peso total (W)}_{T-A, \dots, T-D} = 0,95 * (\text{Peso del techo tributario [kg]} + \text{Peso propio [kg]})$$

$$\text{Peso total (W)}_{T-A, T-B, T-C, T-D} = 0,95 * (4\,560,00 \text{ kg} + 91\,500,00 \text{ kg}) = 91\,300,00 \text{ kg}$$

Cuadro 90. Pesos que conforman la carga permanente de cada muro crítico en dirección N-S

Muro	Peso del techo tributario [kg]	Peso propio del muro [kg]	Peso total (W) [kg]
T-J	-	43 400,00	41 200,00
T- H, T- I	1 010,00	31 700,00	31 100,00
T- A, T-B, T-C, T-D	4 560,00	91 500,00	91 300,00

En el Cuadro 91, se muestra los resultados de los pesos del techo tributarios en este caso para los muros en dirección E-O, seguido por un ejemplo de cálculo de la determinación del peso total de cada muro aplicando lo indicado anteriormente sobre las combinaciones que carga que se indican en el CSCR/10-14, finalizando con el cuadro que resume la información que conforma la carga permanente utilizada en la combinación [6-4] del CSCR/10-14 para los muros en dirección E-O.

Cuadro 91. Distribución de peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección E-O

Muro	Área tributaria de techo [m ²]	Porcentaje del peso total [%]	Peso del techo tributario [kg]
T-6, T-4,T-3	50,60	9,90	6 750,00
T-11	23,10	4,52	3 100,00
T-9, T-7, T-5, T-1	52,10	10,20	7 000,00

Ejemplo de cálculo para el muro T-11.

$$Peso\ total\ (W)_{T-11} = 0,95 * (Peso\ del\ techo\ tributario\ [kg] + Peso\ propio\ [kg])$$

$$Peso\ total\ (W)_{T-11} = 0,95 * (3\ 100,00\ kg + 43\ 800\ kg) = 44\ 600,00\ kg$$

Cuadro 92. Pesos que conforman el peso total de cada muro crítico en dirección E-O

Muro	Peso del techo tributario [kg]	Peso propio del muro [kg]	Peso total (W) [kg]
T-6, T-4,T-3	6 750,00	97 600,00	99 100,00
T-11	3 100,00	43 800,00	44 600,00
T-9, T-7, T-5, T-1	7 000,00	92 600,00	94 600,00

H.3 Determinación de esfuerzos

A modo de ejemplo, seguidamente se muestra el cálculo de esfuerzos para el muro T-J con una fuerza de sismo en dirección N-S.

$$f_{AC} = \frac{W}{A_T} = \frac{41\ 200,00\ kg}{4,73\ m^2} = 8\ 710,00\ kg/m^2(C)$$

$$M = F * h = 28\,600,00 \text{ kg} * 4,26 \text{ m} = 122\,000,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$S_c = \frac{I}{C} = \frac{15,10 \text{ m}^4}{3,05 \text{ m}} = 4,95 \text{ m}^3$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} = \frac{15,10 \text{ m}^4}{3,46 \text{ m}} = 4,36 \text{ m}^3$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_c} = \frac{122\,000,00 \text{ kg} - \text{m}}{4,95 \text{ m}^3} = 24\,600,00 \text{ kg/m}^2 (C)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} = \frac{122\,000,00 \text{ kg} - \text{m}}{4,36 \text{ m}^3} = 28\,000,00 \text{ kg/m}^2 (T)$$

En el siguiente cuadro, se muestran en forma de resumen los parámetros de los muros en dirección N-S requeridos para el cálculo de los esfuerzos.

Cuadro 93. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del templo en dirección N-S

Parámetro		Valor		
		Muro T-J	Muro T-H,T-I	Muro T-A,T-B,T-C,T-D
Peso total (W) [kg]		41 200,00	31 100,00	91 300,00
Área transversal (A_T) [m²]		4,73	5,42	9,04
Fuerza de sismo (F)[kg]		28 600,00	24 400,00	53 500,00
F_{N-S}	Altura (h) [m]	4,26	3,97	3,71
	Momento (M) [kg-m]	122000,00	96 900,00	198000,00
F_{S-N}	Altura (h) [m]	4,45	3,90	3,43
	Momento (M) [kg-m]	127000,00	95200,00	184000,00
Inercia (I) [m⁴]		15,10	28,20	86,50
Distancia al eje neutro (C) [m]		3,05	3,35	6,71
Longitud del muro (L) [m]		6,51	7,47	12,60
Longitud total menos eje neutro (L- C) [m]		3,46	4,12	5,89
F_{N-S}	Módulo de sección en compresión (S _c) [m ³]	4,95	8,42	12,90
	Módulo de sección en tensión (S _t) [m ³]	4,36	6,84	14,70
F_{S-N}	Módulo de sección en compresión (S _c) [m ³]	4,36	6,84	14,70
	Módulo de sección en tensión (S _t) [m ³]	4,95	8,42	12,70

En los Cuadros 94 y 95, se muestran los resultados tabulados de los esfuerzos para los muros críticos del templo en dirección N-S.

Cuadro 94. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección N-S

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) [kg/m ²]	fFC+ fAC [kg/m ²]	fAC + fFT [kg/m ²]
T-J	-8 710,00	-24 600,00	28 000,00	-33300,00	19 300,00
T-H,T-I	-5 740,00	-11 500,00	14 200,00	-17200,00	8 460,00
T-A, T-B, T-C, T-D	-10 100,00	-15 400,00	13 500,00	-25500,00	3 400,00

Cuadro 95. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección S-N

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) [kg/m ²]	fFC+ fAC [kg/m ²]	fAC + fFT [kg/m ²]
T-J	-8 710,00	-29 200,00	25 700,00	-37 900,00	17 000,00
T-H,T-I	-5 740,00	-13 900,00	11 300,00	-19 600,00	5 560,00
T-A, T-B, T-C, T-D	-10 100,00	-12 500,00	14 200,00	-22 600,00	4 100,00

A modo de ejemplo, seguidamente se muestra el cálculo de esfuerzos para el muro T-6, T-4, T-5 con una fuerza de sismo en dirección E-O.

$$f_{AC} = \frac{W}{A_T} = \frac{99\,100,00\text{ kg}}{9,61\text{ m}^2} = 10\,300,00\text{ kg/m}^2(C)$$

$$M = F * h = 44\,300,00\text{ kg} * 3,71\text{ m} = 164\,000,00\text{ kg} - m$$

$$S_C = \frac{I}{C} = \frac{481,00\text{ m}^4}{11,60\text{ m}} = 41,50\text{ m}^3$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} = \frac{481,00\text{ m}^4}{22,40\text{ m} - 11,60\text{ m}} = 44,50\text{ m}^3$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_C} = \frac{164\,000,00\text{ kg} - m}{41,50\text{ m}^3} = 3\,950,00\text{ kg/m}^2(C)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} = \frac{164\,000,00\text{ kg} - m}{44,50\text{ m}^3} = 3\,690,00\text{ kg/m}^2(T)$$

En el siguiente cuadro, se muestran en forma de resumen los parámetros de los muros en dirección E-O requeridos para el cálculo de los esfuerzos.

Cuadro 96. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del templo en dirección E-O

Parámetro	Valor			
	Muro T-6,T-4,T-5	Muro T-11	Muro T-9,T-7,T-5,T-1	
Peso total (W) [kg]	99 100,00	44 600,00	94 600,00	
Área transversal (A_T) [m²]	9,61	2,26	12,90	
Fuerza de sismo (F)[kg]	44 300,00	15 100,00	53 900,00	
F_{E-O}	Altura (h) [m]	3,71	4,40	3,43
	Momento (M) [kg-m]	164 000,00	66 400,00	185 000,00
F_{O-E}	Altura (h) [m]	3,30	4,40	3,90
	Momento (M) [kg-m]	146 000,00	66 400,00	210 000,00
Inercia (I) [m⁴]	481,00	3,86	352,00	
Distancia al eje neutro (C) [m]	11,60	2,26	10,40	
Longitud del muro (L) [m]	22,40	4,53	19,00	
Longitud total menos eje neutro (L- C) [m]	10,80	2,27	8,60	
F_{E-O}	Módulo de sección en compresión (S_c) [m ³]	41,50	1,71	33,80
	Módulo de sección en tensión (S_t) [m ³]	44,50	1,70	40,90
F_{O-E}	Módulo de sección en compresión (S_c) [m ³]	44,50	1,70	40,90
	Módulo de sección en tensión (S_t) [m ³]	41,50	1,71	33,80

En los Cuadros 97 y 98, se muestran los resultados tabulados de los esfuerzos para los muros críticos del templo en dirección E-O.

Cuadro 97. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección E-O

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) [kg/m ²]	$f_{FC} + f_{AC}$ [kg/m ²]	$f_{AC} + f_{FT}$ [kg/m ²]
T-6, T-4, T-3	-10 300,00	-3 950,00	3 690,00	-14 300,00	-6 610,00
T-11	-19 700,00	-38 800,00	39 100,00	-58 500,00	19 400,00
T-9, T-7, T-5, T-1	-7 330,00	-5 460,00	4 520,00	-12 800,00	-2 810,00

Cuadro 98. Esfuerzos en los muros críticos del templo con fuerza en dirección O-E

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f _{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f _{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f _{FT}) [kg/m ²]	f _{FC} + f _{AC} [kg/m ²]	f _{AC} + f _{FT} [kg/m ²]
T-6, T-4, T-3	-10 300,00	-3 280,00	3 520,00	-13 600,00	-6 780,00
T-11	-19 700,00	-39 100,00	38 800,00	-58 800,00	19 100,00
T-9, T-7, T-5, T-1	-7 330,00	-5 140,00	6 210,00	-12 500,00	-1 120,00

Apéndice I: Memoria de cálculo de la determinación de esfuerzos en los muros del convento

I.1 Transformación de secciones a único material

A manera de ejemplo, seguidamente se muestran los cálculos de los parámetros correspondientes al Muro T-B, que se muestran en la segunda columna de los siguientes Cuadros 99 y 100. Cabe aclarar que dichos parámetros corresponden a la sección transversal transformada a la materia base, que para el caso del convento es concreto.

El eje neutro para la sección compuesta respecto a la base,

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i * A_i}{A_T} = \frac{y_1 * A_1 - y_2 * A_2}{A_1 - A_2}$$

$$\bar{y} = \frac{3,10 \text{ m} * 6,10 \text{ m}^2 - 3,10 \text{ m} * 3,36 \text{ m}^2}{6,10 \text{ m}^2 - 3,36 \text{ m}^2} = 3,10 \text{ m}$$

La inercia para la sección compuesta respecto al eje neutro de la sección. Cabe aclarar que se considera el eje "X" en todas las figuras de los Cuadros 99 y 100, como el eje corto o sentido transversal de estas.

$$I_x = I_{x1} - I_{x2}$$

$$I_x = \left(\frac{0,980 \text{ m} * (6,20 \text{ m})^3}{12} \right) - \left(\frac{0,58 \text{ m} * (5,80 \text{ m})^3}{12} \right) = 10,00 \text{ m}^4$$

El área transversal para la sección transformada,

$$A_T = 0,980 \text{ m} * 6,20 \text{ m} - 0,580 \text{ m} * 5,80 \text{ m} = 2,71 \text{ m}^2$$

Cuadro 99. Muros críticos del convento en dirección N-S

Muro	Parámetros de sección transformada	Sección transversal
C-B	$E_4 = 17\,1000 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{y} = 3,10 \text{ m}$ $I = 10,00 \text{ m}^4$ $A_T = 2,71 \text{ m}^2$	
C-C, C-H	$E_1 = 8\,750,00 \text{ kg/cm}^2$ $E_4 = 171\,000,00 \text{ kg/cm}^2$ $n = \frac{E_1}{E_4} = \frac{8750}{171000} = 0,0512$ $\bar{y} = 14,9 \text{ m}$ $I = 70,80 \text{ m}^4$ $A_T = 3,35 \text{ m}^2$	
C-E	$E_4 = 171\,000 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{y} = 0,757 \text{ m}$ $I = \frac{0,40 \text{ m} * 1,15 \text{ m}^3}{12} = 0,0507 \text{ m}^4$ $A_T = 0,46 \text{ m}^2$	

Figura 114. Sección transversal muro C-B

Figura 115. Sección transversal muro C-C,C-H

Figura 116. Sección transversal muro C-E

Cuadro 100. Muros críticos del convento en dirección E-O

Muro	Parámetros de sección transformada	Sección transversal
C-3	$E4 = 171\,000 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{y} = 9,05 \text{ m}$ $I = 216,00 \text{ m}^4$ $A_T = 7,42 \text{ m}^2$	
C-4	$E1 = 8\,750 \text{ kg/cm}^2$ $E4 = 171\,000 \text{ kg/cm}^2$ $n = \frac{E1}{E4} = \frac{8750}{171\,000} = 0,0512$ $\bar{y} = 2,90 \text{ m}$ $I = \frac{0,0461 \text{ m} \cdot (5,80 \text{ m})^3}{12} = 0,765 \text{ m}^4$ $A_T = 0,267 \text{ m}^2$	
C-5	$E1 = 8\,750 \text{ kg/cm}^2$ $E4 = 171\,000 \text{ kg/cm}^2$ $n = \frac{E1}{E4} = \frac{8750}{171\,000} = 0,0512$ $\bar{y} = 3,50 \text{ m}$ $I = \frac{0,0461 \text{ m} \cdot (7,00 \text{ m})^3}{12} = 1,32 \text{ m}^4$ $A_T = 0,323 \text{ m}^2$	

Figura 117. Sección transversal muro C-3

Figura 118. Sección transversal muro C-4

Figura 119. Sección transversal muro C-5

I.2 Determinación de carga permanente para cada muro

A modo de ejemplo de la determinación del peso tributario debido al techo en los muros en dirección N-S y mostrados en el Cuadro 101, se presenta seguidamente los cálculos para el muro C-E.

$$\text{Área tributaria}_{C-E} = 3,10 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 3,10 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del techo tributario}_{C-E} = \left(\frac{\text{Área tributaria} [\text{m}^2]}{\text{Área total} [\text{m}^2]} \right) * W_{\text{Techo Convento}} [\text{kg}]$$

$$\text{Peso del techo tributario}_{C-E} = \left(\frac{3,10 \text{ m}^2}{588,00 \text{ m}^2} \right) * 76300,00 \text{ kg} = 402,00 \text{ kg}$$

Cuadro 101. Distribución del peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección N-S

Muro	Área tributaria de techo* [m ²]	Porcentaje del peso total [%]	Peso del techo tributario [kg]
C-B	-	-	-
C-C, C-H	92,70	15,800	12 100,00
C-E	3,10	0,527	402,00

*Cuando no se pone un área tributaria quiere decir que la carga de techo que le llega al muro es despreciable y a la vez conservador no considerarla.

De acuerdo con las seis combinaciones de carga que se indican en la Sección 6.2.1 del CSCR10-14, aplica en este caso la combinación [6-4] por ser la más crítica, es por eso que la carga permanente (CP), corresponde al peso propio del muro más el peso del techo tributario se multiplica por 0,95, es decir, se reduce un 5% como factor de seguridad que toma en cuenta si existiera algún error en alguno de los cálculos previos, los resultados se muestran en el Cuadro 102.

Lo mencionado anteriormente se muestra en el siguiente ejemplo de cálculo para el muro del convento C-E.

$$\text{Peso total } (W)_{C-E} = 0,95 * (\text{Peso del techo tributario} [\text{kg}] + \text{Peso propio} [\text{kg}])$$

$$\text{Peso total } (W)_{C-E} = 0,95 * (402,00 \text{ kg} + 3 820,00 \text{ kg}) = 4 010,00 \text{ kg}$$

Cuadro 102. Pesos que conforman el peso total de los muros críticos en dirección N-S

Muro	Peso del techo tributario [kg]	Peso propio del muro [kg]	Peso total (W) [kg]
C-B	-	14 000,00	13 300,00
C-C, C-H	12 100,00	96 600,00	103 000,00
C-E	402,00	3 820,00	4 010,00

En el Cuadro 103, se muestran los resultados de los pesos del techo tributarios en este caso para los muros en dirección E-O, seguido por un ejemplo de cálculo de la determinación del peso total de cada muro aplicando lo indicado anteriormente sobre las combinaciones que carga que se indican en el CSCR/10-14, finalizando con el cuadro que resume la información que conforma la carga permanente utilizada en la combinación [6-4] del CSCR/10-14 para los muros en dirección E-O.

Cuadro 103. Distribución de peso del techo por área tributaria en muros críticos en dirección E-O

Muro	Área tributaria de techo [m ²]*	Porcentaje del peso total [%]	Peso del techo tributario [kg]
C-3	111,00	18,90	14 400,00
C-4	-	-	-
C-5	-	-	-

*Cuando no se pone un área tributaria quiere decir que la carga de techo que le llega al muro es despreciable y a la vez conservador no considerarla.

Lo mencionado anteriormente se muestra en el siguiente ejemplo de cálculo correspondiente al muro C-3.

$$Peso\ total\ (W)_{C-3} = 0,95 * (Peso\ del\ techo\ tributario\ [kg] + Peso\ propio\ [kg])$$

$$Peso\ total\ (W)_{C-3} = 0,95 * (14\ 400,00\ kg + 63\ 400,00\ kg) = 73\ 900,00\ kg$$

Cuadro 104. Pesos que conforman el peso total de los muros críticos en dirección E-O

Muro	Peso del techo tributario [kg]	Peso propio del muro [kg]	Peso total (W) [kg]
C-3	14 400,00	63 400,00	73 900,00
C-4	-	22 000,00	20 900,00
C-5	-	28 600,00	27 200,00

I.3 Determinación de esfuerzos

A modo de ejemplo, seguidamente se muestra el cálculo de esfuerzos para el muro C-B con una fuerza de sismo aplicada en dirección N-S.

$$f_{AC} = \frac{W}{A_T} = \frac{13\,300,00\text{ kg}}{2,71\text{ m}^2} = 4\,910,00\text{ kg/m}^2(C)$$

$$M = F * h = 18\,000,00\text{ kg} * 3,10\text{ m} = 5\,5800\text{ kg} - m$$

$$S_C = \frac{I}{C} = \frac{10,00\text{ m}^4}{3,10\text{ m}} = 3,22\text{ m}^3$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} = \frac{10,00\text{ m}^4}{6,20\text{ m} - 3,10\text{ m}} = 3,22\text{ m}^3$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_C} = \frac{55\,800\text{ kg} - m}{3,22\text{ m}^3} = 17\,300,00\text{ kg/m}^2(C)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} = \frac{55\,800\text{ kg} - m}{3,22\text{ m}^3} = 17\,300,00\text{ kg/m}^2(T)$$

El Cuadro 105, muestra los parámetros para los esfuerzos de los muros en dirección N-S.

Cuadro 105. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del convento en dirección N-S

Parámetro	Valor		
	Muro C-B	Muro C-C,C-H	Muro C-E
Peso total (W) [kg]	13 300,00	103 000,00	4 010,0000
Área transversal (A_T) [m²]	2,71	3,35	0,4600
Fuerza de sismo (F)[kg]	18 000,00	40 300,00	1 890,0000
F_{N-S}	Altura (h) [m]	3,10	3,2000
	Momento (M) [kg-m]	55 800,00	6 050,0000
F_{S-N}	Altura (h) [m]	3,10	3,3000
	Momento (M) [kg-m]	55 800,00	6 240,00
Inercia (I) [m⁴]	10,00	70,80	0,0507
Distancia al eje neutro (C) [m]	3,10	14,90	0,7570
Longitud del muro (L) [m]	6,20	19,90	1,15
Longitud total menos eje neutro (L- C) [m]	3,10	5,00	0,3930
F_{N-S}	Módulo de sección en compresión (S _c) [m ³]	3,22	0,0670
	Módulo de sección en tensión (S _t) [m ³]	3,22	0,1290
F_{S-N}	Módulo de sección en compresión (S _c) [m ³]	3,22	0,1290
	Módulo de sección en tensión (S _t) [m ³]	3,22	0,0670

En los Cuadros 106 y 107, se muestran los resultados tabulados de los esfuerzos para los muros críticos del convento en dirección N-S.

Cuadro 106. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección N-S

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) [kg/m ²]	fFC+ fAC [kg/m ²]	fAC + fFT [kg/m ²]
C-B	-4 910,00	-17 300,00	17 300,00	-22 200,00	12 400,00
C-C, C-H	-30 700,00	-26 300,00	8 800,00	-57 000,00	-21 900,00
C-E	-8 720,00	-90 300,00	46 900,00	-99 000,00	38 200,00

Cuadro 107. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección S-N

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) [kg/m ²]	fFC+ fAC [kg/m ²]	fAC + fFT [kg/m ²]
C-B	-4 910,00	-17 300,00	17 300,00	-22 200,00	12 400,00
C-C, C-H	-31 100,00	-8 520,00	25 500,00	-39 600,00	-5 600,00
C-E	-8 720,00	-48 400,00	93 100,00	-57 100,00	84 400,00

A modo de ejemplo, seguidamente se muestra el cálculo de esfuerzos para el muro C-3 con una fuerza de sismo aplicada en dirección E-O.

$$f_{AC} = \frac{W}{A_T} = \frac{73\,900,00 \text{ kg}}{7,42 \text{ m}^2} = 9\,960,00 \text{ kg/m}^2 (C)$$

$$M = F * h = 34\,800,00 \text{ kg} * 3,60 \text{ m} = 125\,000,00 \text{ kg} - m$$

$$S_C = \frac{I}{C} = \frac{216,00 \text{ m}^4}{9,05 \text{ m}} = 23,90 \text{ m}^3$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} = \frac{216,00 \text{ m}^4}{9,05 \text{ m}} = 23,90 \text{ m}^3$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_C} = \frac{125\,000,00 \text{ kg} - m}{23,90 \text{ m}^3} = 5\,230,00 \text{ kg/m}^2 (C)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} = \frac{125\,000,00 \text{ kg} - m}{23,90 \text{ m}^3} = 5\,230,00 \text{ kg/m}^2 (T)$$

En el siguiente cuadro, se muestran en forma de resumen los parámetros de los muros en dirección E-O requeridos para el cálculo de los respectivos esfuerzos.

Cuadro 108. Parámetros para determinar esfuerzos en los muros críticos del convento en dirección E-O

Parámetro	Valor			
	Muro C-3	Muro C-4	Muro C-5	
Peso total (W) [kg]	73 900,00	20 900,00	27 200,000	
Área transversal (A_T) [m²]	7,42	0,267	0,323	
Fuerza de sismo (F)[kg]	34 800,00	14 000,00	13 800,000	
F_{E-O}	Altura (h) [m]	3,60	3,05	3,050
	Momento (M) [kg-m]	125 000,00	42 700,00	42 100,000
F_{O-E}	Altura (h) [m]	3,00	2,80	2,800
	Momento (M) [kg-m]	104 000,00	39 200,00	38 600,000
Inercia (I) [m⁴]	216,00	0,765	1,32	
Distancia al eje neutro (C) [m]	9,05	2,90	3,500	
Longitud del muro (L) [m]	18,10	5,80	7,000	
Longitud total menos eje neutro (L- C) [m]	9,05	2,90	3,500	
F_{E-O}	Módulo de sección en compresión (S_c) [m ³]	23,90	0,264	0,377
	Módulo de sección en tensión (S_t) [m ³]	23,90	0,264	0,377
F_{O-E}	Módulo de sección en compresión (S_c) [m ³]	23,90	0,264	0,377
	Módulo de sección en tensión (S_t) [m ³]	23,90	0,264	0,377

En los Cuadros 109 y 110, se muestran los resultados tabulados de los esfuerzos para los muros críticos del convento en dirección E-O.

Cuadro 109. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección E-O

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f_{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f_{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f_{FT}) [kg/m ²]	$f_{FC} + f_{AC}$ [kg/m ²]	$f_{AC} + f_{FT}$ [kg/m ²]
C-3	-9 960,00	-5 230,00	5 230,00	-15 200,00	-4 730,00
C-4	-78 300,00	-162 000,00	162 000,00	-240 000,00	83 700,00
C-5	-84 200,00	-112 000,00	112 000,00	-196 000,00	27 800,00

Cuadro 110. Esfuerzos en los muros críticos del convento con fuerza en dirección O-E

Muro	Esfuerzo axial en compresión (f _{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f _{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f _{FT}) [kg/m ²]	f _{FC} + f _{AC} [kg/m ²]	f _{AC} + f _{FT} [kg/m ²]
C-3	-9 960,00	-4 360,00	4 360,00	-14 000,00	-5 300,00
C-4	-78 300,00	-148 000,00	148 000,00	-226 000,00	69 700,00
C-5	-84 200,00	-102 000,00	102 000,00	-186 000,00	17 800,00

Apéndice J: Memoria de cálculo de la determinación de esfuerzos en el campanario

En primer lugar, se muestra en el Cuadro 111, los parámetros relacionados a los esfuerzos en dirección N-S, S-N y sus respectivos cálculos.

Cuadro 111. Parámetros para determinar esfuerzos en el campanario en dirección N-S y S-N

Parámetro	Valor
Peso (W) [kg]	132 000,00
Área transversal en la base (A _T) [m ²]	9,02
Fuerza de sismo (F)[kg]	27 000,00
Altura (h) [m]	3,91
Momento (M) [kg-m]	108 000,00
Inercia (I) [m ⁴]	7,27
Distancia al eje neutro (C) [m]	1,56
Longitud total (L) [m]	3,11
Longitud total menos eje neutro (L-C) [m]	1,56
Módulo de sección en compresión (S _c) [m ³]	4,68
Módulo de sección en tensión (S _t) [m ³]	4,68

Cálculo de esfuerzo axial en compresión en la base del campanario con la fuerza de sismo en dirección N-S y S-N determinada con una ductilidad de 1,5.

$$f_{AC} = \frac{0,95 * W}{A_T} = \frac{0,95 * 132\,000\,kg}{9,02\,m^2} = 13\,900,00\,kg/m^2(C)$$

La altura a la cual se aplica la fuerza de sismo en este caso es en el centro de masa, su cálculo se muestra a continuación.

$$h = \frac{\sum y_i * m_i}{m_T} = \frac{2,81\,m * 98\,500,00\,kg + 7,37\,m * 26\,700,00\,kg + 10,10\,m * 14\,200,00\,kg}{98\,500,00\,kg + 26\,700,00\,kg + 14\,200,00\,kg} = 3,85\,m$$

$$M = F * h = 27\,000,00\,kg * 3,85\,m = 104\,000,00\,kg - m$$

$$S_C = \frac{I}{C} = \frac{7,27 \text{ m}^4}{\left(\frac{3,11 \text{ m}}{2}\right)} = 4,68 \text{ m}^3$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} = \frac{7,27 \text{ m}^4}{3,11 \text{ m} - 1,56 \text{ m}} = 4,68 \text{ m}^3$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_C} = \frac{104\,000,00 \text{ kg} - \text{m}}{4,68 \text{ m}^3} = 22\,200,00 \text{ kg/m}^2 (C)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} = \frac{104\,000,00 \text{ kg} - \text{m}}{4,68 \text{ m}^3} = 22\,200,00 \text{ kg/m}^2 (T)$$

Por último, se muestra en el Cuadro 112, los parámetros relacionados a los esfuerzos en dirección E-O, O-E y sus respectivos cálculos.

Cuadro 112. Parámetros para determinar esfuerzos en el campanario en dirección E-O, O-E

Parámetro	Valor
Peso (W) [kg]	132 000,00
Área transversal (A_T) [m²]	9,02
Fuerza de sismo (F)[kg]	27 000
Altura (h) [m]	3,91
Momento (M) [kg-m]	108 000,00
Inercia (I) [m⁴]	6,32
Distancia al eje neutro (C) [m]	1,45
Longitud total (L) [m]	2,90
Longitud total menos eje neutro (L- C) [m]	1,45
Módulo de sección en compresión (S_c) [m³]	4,36
Módulo de sección en tensión (S_t) [m³]	4,36

Cálculo de esfuerzo axial en compresión en la base del campanario con la fuerza de sismo en dirección E-O y O-E determinada con una ductilidad de 1,5.

$$f_{AC} = \frac{0,95 * W}{A_T} = \frac{0,95 * 132\,000,00 \text{ kg}}{9,02 \text{ m}^2} = 13\,900,00 \text{ kg/m}^2 (C)$$

$$h = \frac{\sum y_i * m_i}{m_T} = \frac{2,81 \text{ m} * 98\,500,00 \text{ kg} + 7,37 \text{ m} * 26\,700,00 \text{ kg} + 10,10 \text{ m} * 1\,420,0 \text{ kg}}{98\,500,00 \text{ kg} + 26\,700,00 \text{ kg} + 1\,420,00 \text{ kg}} = 3,85 \text{ m}$$

$$M = F * h = 27\,000 \text{ kg} * 3,85 \text{ m} = 104\,000,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$S_C = \frac{I}{C} = \frac{6,32 \text{ m}^4}{1,45 \text{ m}} = 4,36 \text{ m}^3$$

$$S_T = \frac{I}{L - C} = \frac{6,32 \text{ m}^4}{2,90 \text{ m} - 1,45 \text{ m}} = 4,36 \text{ m}^3$$

$$f_{FC} = \frac{M}{S_C} = \frac{104\,000,00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{4,36 \text{ m}^3} = 23\,800,00 \text{ kg/m}^2 (C)$$

$$f_{FT} = \frac{M}{S_T} = \frac{104\,000,00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{4,36 \text{ m}^3} = 23\,800,00 \text{ kg/m}^2 (T)$$

Cuadro 113. Resumen de esfuerzos para el campanario

Dirección	Esfuerzo axial en compresión (f _{AC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a compresión (f _{FC}) [kg/m ²]	Esfuerzo de flexión a tensión (f _{FT}) [kg/m ²]	f _{FC} + f _{AC} [kg/m ²]	f _{AC} + f _{FT} [kg/m ²]
N-S, S-N	-13 900,00	-22 200,00	22 200,00	-36 100,00	8 300,00
E-O, O-E	-13 900,00	-23 800,00	23 800,00	-37 700,00	9 900,00

Apéndice K: Lista de láminas de planos

Lámina A01: Vistas 3D

Lámina A02: Vista en planta

Lámina A03: Elevación Este y Oeste

Lámina A04: Elevación Norte y Sur

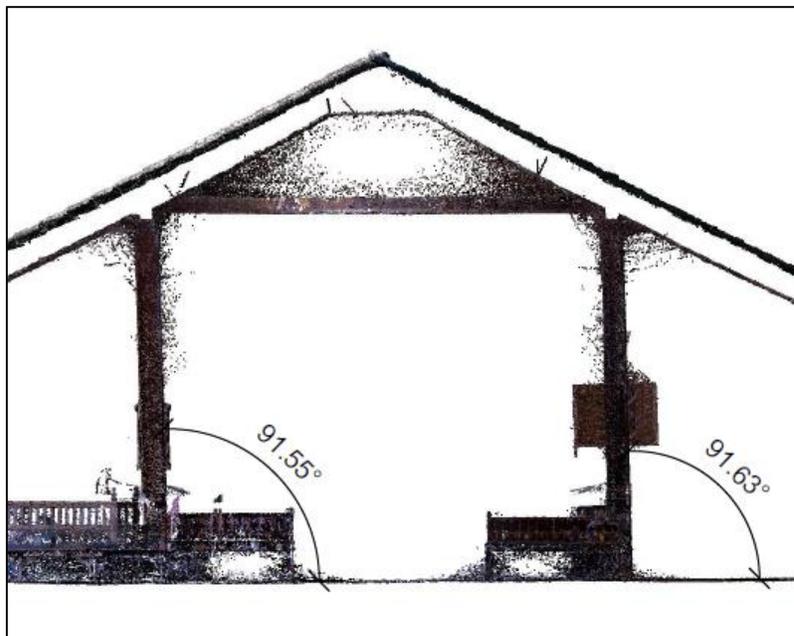
Lámina A05: Cortes en templo

Lámina A06: Cortes en convento

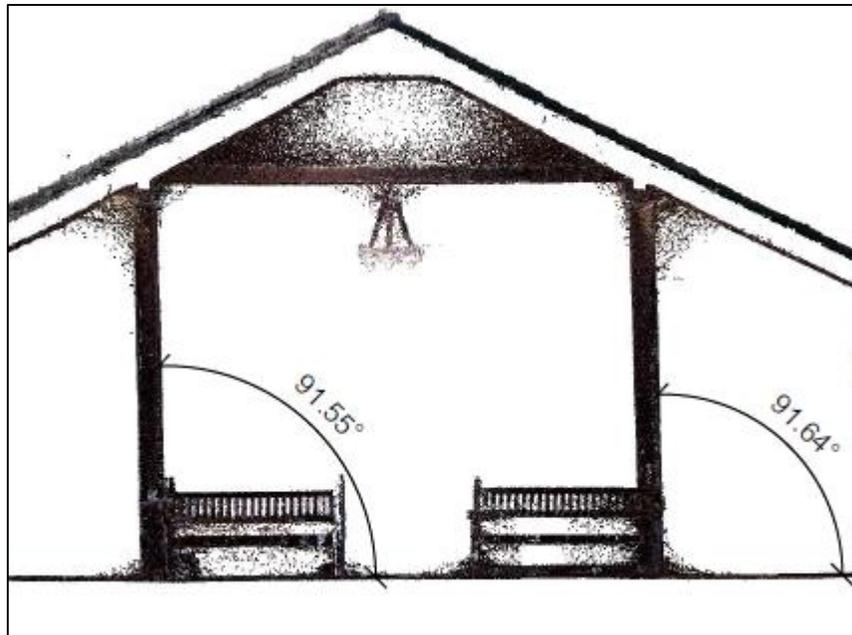
Lamina A07: Caracterización de materiales

Anexos

Anexo 1. Imagen de colocación del escáner láser dentro del templo colonial para el respectivo escaneo



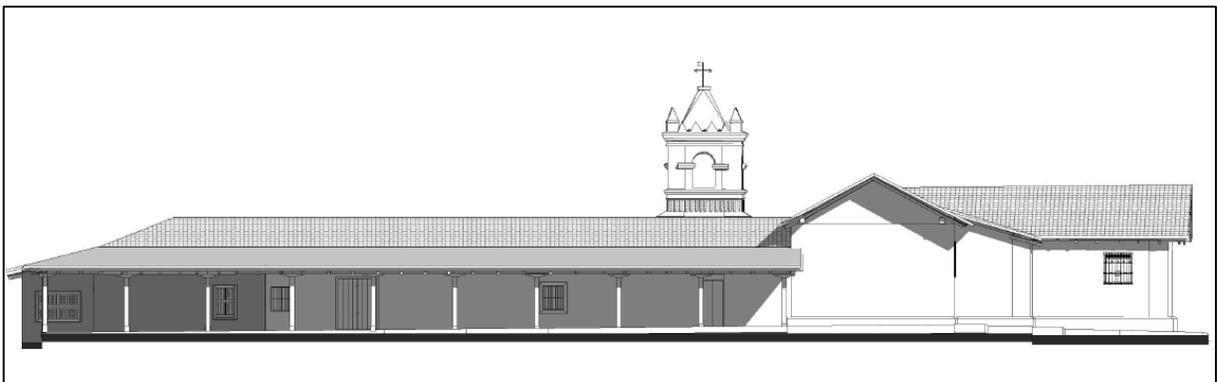
Anexo 2. Inclinación de columnas en marco de madera junto al mezanine en el interior del templo



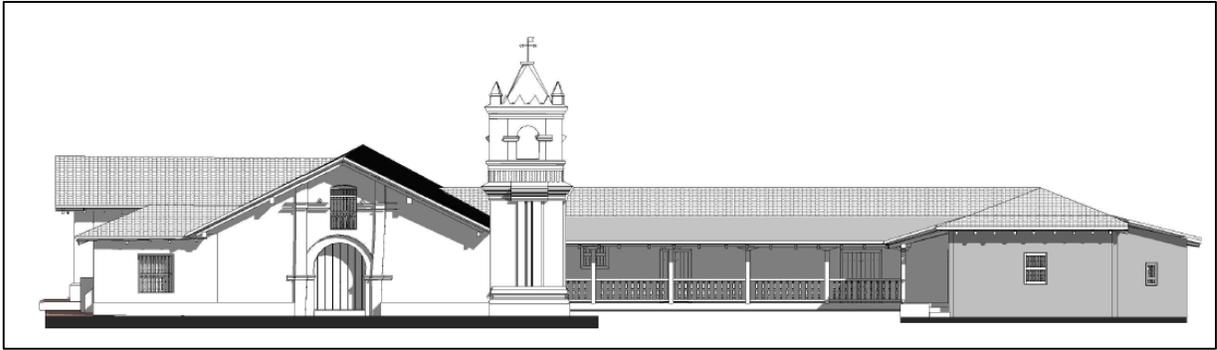
Anexo 3. Inclinación de columnas en marco de madera en el interior del templo



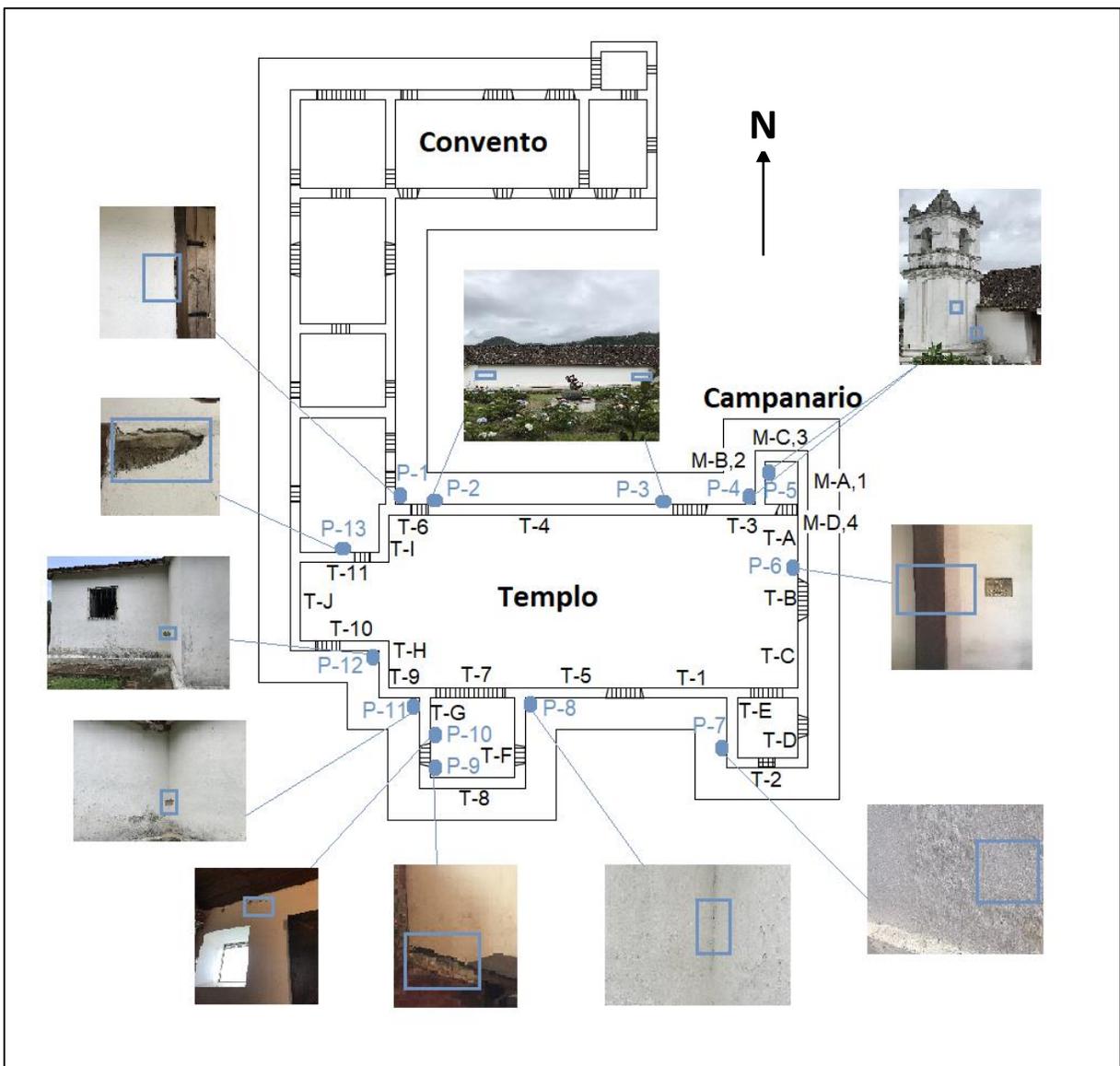
Anexo 4. Vista 3D del modelo realizado en Revit más la nube de puntos obtenida del escaneo láser



Anexo 5. Elevación oeste de la edificación patrimonial resultante del modelo tridimensional



Anexo 6. Elevación este de la edificación patrimonial resultante del modelo tridimensional



Anexo 7. Esquema de ubicación de muestreo con imágenes de referencia

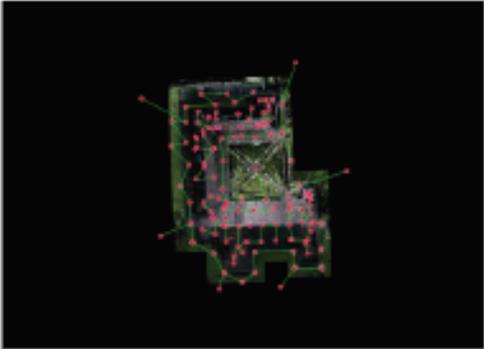
Cyclone REGISTER 360

Informe de registro



mar. 10, 2021

Certificado por:
Ariana Chavarría Gómez



SiteMap 1

Calidad general

Resultados de error para Conjunto 1

Número de estacionamientos:	135	Error de conjunto 0.002 m ✓	
Número de enlaces:	134		
Fuerza:	76 %		
Solapamiento:	64 %		

Nube a nube	Fuerza
0.002 m ✓	76 % ✓
Error máximo de 0.015 m.	Error de diana
Error máximo de 0.020 m.	--
Error mayor de 0.020 m.	

Matriz de calidad de enlaces (1 de 36) -

Anexo 8. Informe de registro de escaneo en el software Cyclone REGISTER 360 después del alineado