

## **CAPÍTULO I – ASPECTOS GENERALES**

### **1.1. INTRODUCCIÓN**

Bolivia se constituye en un país rico en diversidad cultural, étnica, religiosa y, de innumerable riqueza histórica; ya sean materiales o inmateriales. Todo bien histórico merece toda la atención y el cuidado de instituciones, organizaciones y de sociedad en general en velar por la conservación y preservación de estos bienes de gran valor. Las razones que nos deben motivar a preservar cualquier bien histórico: es de fomentar el turístico en todo nuestro país, a través de la exhibición de nuevos lugares con atractivos turísticos.

En nuestro país y específicamente en todo el cañón del Rio San Juan del Oro se han perdido muchos lugares donde se tenía importantes bienes antiguos, que datan de la época colonial. Y, por descuido y desconocimiento de entidades encargadas a la conservación y preservación de sitios potencialmente turísticos se han perdido.

Uno de estos sitios que tiene mucha historia y que hoy en día se encuentra seriamente amenazada tras el colapso una parte de su cubierta, es la iglesia San Juan, situada en la comunidad con el mismo nombre.

Cualquier intervención de restauración que vaya a tener este bien inmueble; debe estar basado en dar cumplimiento a los criterios de restauración, respetando los materiales y en lo posible los detalles arquitectónicos originales. Este proceso de restauración que vaya a tener debe partir de un análisis de cargas y de un análisis estructural.

Es en respuesta a ello: que se ha optado por realizar la presente investigación; “una alternativa estructural en vía a la restauración integral de la edificación”, que parta de un diagnóstico general, mostrando la localización de las patologías presentes en la edificación, grado de deterioro de los distintos materiales que aún forman parte de la estructura, características de las diferentes patologías en cada uno de los componentes estructurales y no estructurales de la edificación. Así mismo, identificando y analizando por separado las causas que dieron lugar al surgimiento de las variadas patologías presentes en los materiales de la edificación. Y, en base a este estudio, poder modelar o formular una alternativa estructural desde la perspectiva de la Ingeniería Civil.

## 1.2. ANTECEDENTES

La iglesia San Juan, por la antigüedad de su construcción y por las reliquias que aún guarda; fue considerada en mayo del 2016 por la Asamblea Legislativa Plurinacional “Patrimonio Histórico cultural inmueble” (Anexo A-1). Lo que se torna en una situación aún más lamentable que monumentos como éstos y reconocidos como patrimonios históricos, estén en camino a quedar simplemente en ruinas.

El bien inmueble “objeto de estudio” se encuentra en una situación precaria de un avanzado proceso de deterioro, principalmente la cubierta del techo como se puede ver en la imagen siguiente:



**FIGURA 1: Estado actual de la cubierta**

*Fuente: Elaboración propia*

Principalmente estos severos daños fueron a causa del ingreso progresivo de agua por la cubierta. Estos eventos dieron lugar a una serie de deterioros en los materiales que son propensos a la humedad, tales como: cerchas de madera (maderos forjados rústicamente principalmente de algarrobo), revestimiento interior (cielo raso; compuesto de un acomodo de caña hueca amarrada con tiras de cuero —propios de la época— y posteriormente revestidos con yeso), el revestimiento interno de los muros está compuesto en su totalidad con yeso, mismo que presenta decoraciones y pinturas que aún son perceptibles a simple vista, muros de adobe con un espesor de los muros de 1 metro de ancho, por último es necesario mencionar el elemento más vulnerable al acenso de la humedad procedente del suelo: el cimient, compuesto en su totalidad de una mampostería de piedra arenisca. Y que más adelante expondré a detalle cada uno de estos elementos.

### **1.2.1. Investigación Histórica**

Con la finalidad exhibir al lector a través de esta investigación; una pequeña parte de la historia y de los acontecimientos que marcaron hitos trascendentales que aún persisten a nuestra actualidad como lo es la iglesia San Juan; una entre las muchas construcciones que tuvieron lugar en la época colonial en muchos lugares de nuestro país, y que, muchas de ellas en la actualidad sólo quedan ruinas. En ese sentido, amerita hacer un breve recorrido por la historia de este prodigioso lugar y de las interacciones que tenía:

La iglesia San Juan, fue construida en plena época colonial, más o menos entre los años 1600 a 1700; fecha con poco grado de precisión por la falta de información que a día de hoy no se cuenta con registros de la fecha exacta de su construcción. Pero, a través de indagaciones en la gente mayor que vive en la comunidad, misma que de generación en generación fueron adquiriendo las vivencias y anécdotas de sus antepasados sobre cómo los españoles que eran los únicos y auténticos propietarios y hacendados en la zona y que además disponían de la mano de obra a disposición de la gente que trabajaba de forma servil durante la colonia. Es así como se construyó este templo, que en esos momentos era uno de los más importantes de toda esta zona del río San Juan del Oro; zona en que se explotaba cantidades considerables de oro y motivo por el que deriva el nombre de: “Río San del Oro”. Además, los “patrones” —por decirlo así— que habitaban en esta zona, se dedicaban en su totalidad a la producción de vinos y singanis, que a día de hoy aún se puede encontrar en fincas cercanas al lugar: parrales viejos enredados a los molles (árbol común de los valles y que sirve de soporte para los parrales en los viñedos) y por supuesto, en muchos lugares quedan las ruinas de bodegas y sitios donde se destilaba singani.

Como prueba irrefutable de la antigüedad de esta edificación; en el interior de la nave de iglesia se encuentra empotrada en una de las paredes una inscripción póstuma a su fallecimiento de una mujer, y la fecha que muestra en esa inscripción data del año 1863 como se muestra en la fotografía siguiente:

**FIGURA 2: Inscripción póstuma de lápida**  
*Fuente: Elaboración propia*

A medida que hacemos un recorrido por la iglesia, así como también por la historia; vale la pena resaltar uno de los acontecimientos más singulares de unión y voluntad de la gente, frente a los fenómenos más drásticos de la naturaleza: la caída en dos ocasiones de rayos a la parte superior de la torre de adobe del campanario. La primera vez que cayó el rayo provocó la caída de dos de las tres campanas, ocasionando en una de ellas la ruptura de la campana más grande, y en vista de esos incidentes la gente se reunió uniendo fuerzas y tuvieron la osada idea de reconstruirlo (*refundiéndolo*) y hacerlo aún más grande de lo que era; por supuesto que también reconstruyeron la torre del campanario. Esta historia es conocida por muchas de las personas que viven en el lugar, principalmente de la gente más adulta de la comunidad. El año que tuvo lugar estos acontecimientos fue en el año 1915 como aparece grabado en la campana que se ve en las siguientes imágenes:



**FIGURA 3: Año de reconstrucción del campanario y de una de las campanas**  
*Fuente: Elaboración propia*

Posterior a eso y no hace muchos años atrás de nuevo se tuvo que lamentar la caída de un segundo rayo a la torre del campanario, provocando la caída de nuevo de campana más pequeña que se encontraba en la parte más alta de la torre. Y desde esa fecha hasta ahora, la

torre del campanario quedó en la situación que se encuentra hoy en día, sólo con las dos campanas más grandes sin los cuidados que se deben tener a estas piezas de gran valor.

**FIGURA 4: Estado de la Torre del campanario**

*Fuente: Elaboración propia*

Es así que, desde su construcción hasta ahora, esta edificación tuvo algunos trabajos que se realizaron sólo por parte de la gente. Y, todos los trabajos que realizaron, lo hicieron de manera convencional, mismos que más adelante se detallará con mayor énfasis.

**1.2.2. Estilo Arquitectónico**

La arquitectura que presenta la iglesia San Juan del oro es un estilo netamente de la época colonial y que hoy en día aún persisten al paso de los años en muchos lugares de nuestro país y donde tuvo lugar la colonización española.

**FIGURA 5: Fachada frontal y lateral derecha de la iglesia**

*Fuente: Elaboración propia*

### **1.2.3. Caracterización de Materiales**

Por último, como se ve en las imágenes, los materiales con que fue construida la iglesia son los siguientes:

Las tejas que yacen en la cubierta; fueron elaboradas manualmente y con muchas fallas tanto en su tamaño y cocción, repercutiendo directamente en el solapamiento entre tejas.

Los amarres en el entramado de caña de la cubierta, entramado de caña hueca de cielo falso y en los nudos de las cerchas: todos fueron amarrados con tiras de cuero; lo que contrasta la antigüedad de la edificación.

Los empalmes en los nudos de las cerchas (tijeras) fueron realizados con clavos hechos rústicamente por herreros de la época.

Los palos que fueron usados en la construcción son árboles nativos de la zona, como ser: Algarrobo, Eucalipto, Guindo y Albarillo. Maderas que tienen buena resistencia a la humedad y al ataque de insectos.

La estructura de cielo falso está compuesta en su totalidad por un acomodo de caña hueca amarradas y unidas con tiras de cuero sobre una estructura de madera.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Frente a la problemática que atraviesa la iglesia San Juan, se hace indispensable el contar con una solución a las fallas estructurales y deterioros presentes en la estructura; por tanto, es necesario formular una alternativa que mejor se adecúe a las condiciones del medio, para ello se debe hacer un análisis exhaustivo de muros de soporte, cimientos, campanario y otros elementos que forman parte de la estructura, teniendo en cuenta que dichos elementos datan su construcción de la época colonial y el material con que están hechos son propios de la época. Además, hacer un análisis estructural de cerchas las cerchas (tijeras<sup>1</sup>) que sostienen la cubierta del techo, así como también las cargas que interactúan en el tejado.

---

<sup>1</sup> Término convencional usado por la gente antigua para hacer referencia a las estructuras construidas con palos, que posteriormente son montados sobre los muros de adobe para sostener el tejado.

Todas Las alternativas que se vayan a plantear, deben estar centradas en lo posible en conservar todos los rasgos arquitectónicos del diseño original de la iglesia.

#### 1.4. FORMULACIÓN

Frente a la situación en la que se encuentra la iglesia San Juan; cabe hacerse la siguiente interrogante:

¿Cómo afrontar el deterioro constante de la edificación? y evitar su inminente colapso estructural de la iglesia San Juan?

#### 1.5. SISTEMATIZACIÓN

Para la sistematización del problema se tienen las siguientes interrogantes:

¿Cuáles han sido las principales fallencias que tuvo la iglesia San Juan en estos últimos años? y ¿los efectos que han ocasionado?

¿Qué características deben tener aquellos elementos de restauración de manera que no ocasionen cambios en el diseño arquitectónico original de la iglesia?

¿Qué estrategias de restauración se podrá adoptar frente a las características del tipo de estructura y el tipo de materiales?

¿En base a qué factor deben estar sustentadas esas alternativas de solución estructural?

#### 1.6. HIPÓTESIS

En vista de las diversas fallas y patologías existentes en la edificación, se tiene la siguiente hipótesis:

*“El colapso de la cubierta, aparición de fisuras en las uniones de los muros frontal y trasero; se dieron por la interacción de cargas vivas (viento) y de peso propio generadas en la cubierta hacia los muros laterales compuestos de adobe. Estos elementos, por su poca eficiencia de soporte a los esfuerzos principalmente de tracción; originaron desplazamientos horizontales y una concentración de esfuerzos entre los vértices de los muros longitudinales y transversales”.*

## 1.7. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.7.1. Objetivo General

Formular el procedimiento y la medida adecuada de restauración para la iglesia San Juan, que permita dar solución a fallas estructurales y patologías localizadas en los muros y cimentación, reestructuración-reconstrucción de cubierta y torre del campanario.

### 1.7.2. Objetivos Específicos

- Identificar las causas que permitieron la aparición y surgimiento de las diferentes patologías en muros laterales, transversales y al colapso de la cubierta.
- Analizar y cuantificar las cargas de peso propio y cargas vivas generadas por el viento en la cubierta.
- En base a un análisis estructural de los elementos de soporte existentes en la cubierta; estimar la sollicitación de cada cercha a los muros laterales.
- Diseñar una cercha que se adecue a la forma del cielo falso y con mejor respuesta estructural frente a las sollicitaciones de la cubierta.
- Ubicar y diseñar la estructura de arriostramiento y soporte de hormigón armado (vigas, columnas y zapatas) a ser incluidos en las paredes del edificio.
- Estimar el costo y tiempo de ejecución que tendrá el proceso de restauración de la iglesia San Juan.

## 1.8. ALCANCES

Los alcances de la presente investigación que se tiene y se pretende alcanzar son los siguientes:

A través de un diagnóstico se analizará; primero las diferentes fallas que aquejan la estructura, es decir, caracterizar y analizar la causa que dio origen la presencia de la patología. Paso seguido, se verá la forma más adecuada de solución aprovechando y tratando de reutilizar los materiales comunes.

Hacer un relevamiento de todos los detalles constructivos y arquitectónicos de la estructura con planos en planta y en perfil, esto para ubicar las diferentes patologías y daños existentes en la edificación. Esto se logrará con un levantamiento topográfico que se deberá realizar.

Posteriormente, para adoptar la medida correcta de restauración se deberá contar con los datos geotécnicos del suelo, a través de un ensayo de SPT. o cualquier otro ensayo que permita conocer la capacidad portante del suelo y del tipo del material.

#### 1.9. LIMITACIONES

El campo de estudio en el cual se centra la investigación, a través de esta propuesta de restauración para la iglesia San Juan, es en el campo que abarca la Ingeniería Civil, específicamente a la parte estructural: cálculo y reposición de elementos estructurales y no estructurales de hormigón (columnas, vigas, zapatas, cimientos, etc.) y de madera (cerchas, vigas); además de la formulación de metodologías constructivas y la solución a las diferentes patologías que presenta la iglesia. Y no así en lo que se refiere a los detalles arquitectónicos de la edificación.

#### 1.10. CRITERIOS GENERALES

Para llevar a cabo esta investigación sobre cómo y qué metodología es más adecuada, en base a la información relacionada al tema existente en libros y en la red (internet); adquirida por muchos investigadores en diferentes países del mundo y en base a los criterios desde el punto de vista de causar los mínimos efectos pudieran causar cambios en los rasgos originales de la iglesia San Juan.

Este criterio es fundamental en la realización de cualquier proyecto de investigación sobre restauraciones a estructuras de estas características. La investigación deberá ser elaborada en base a un diagnóstico previo, al que a su vez se hará de la forma más ordenada y minuciosa posible en aras de aprovechar al máximo las potencialidades que ofrece la estructura, lo que sin lugar a dudas repercutirá en el costo del proyecto de investigación.

En ese sentido, el presente trabajo propone una metodología para llevar a cabo el diagnóstico, teniendo en cuenta las particularidades que el mismo presenta.

Para atacar el problema patológico, en primer lugar, se hará un diagnóstico exhaustivo, es decir, conocer su proceso, su origen, sus causas, su evolución, sus síntomas y su estado actual. Teniendo en cuenta lo planteado hasta el momento, se elabora una metodología para el diagnóstico cuyas premisas fundamentales serán las siguientes:

- Clasificación y caracterización de las tipologías constructivas.

- Identificación de los daños asociados a cada elemento constituyente.
- Identificación de los deterioros en los puntos singulares y de unión entre elementos.
- Por último, determinación del origen, evolución y estado actual de los diferentes estados patológicos.

### 1.11. JUSTIFICACIÓN

Quizá la justificación más relevante sea la búsqueda de una metodología restaurativa más acorde y más viable desde el punto de vista de la Ingeniería Civil. En base al diagnóstico exhaustivo y minucioso de cada falla presente en construcción, cada fisura y deterioro que presentan los muros compuestos en su mayoría de adobe, y, en general de todos los elementos estructurales y no estructurales de la edificación; esto dará lugar al conocimiento del estado resistente de cada material, y, por ende, al estado resistente de cada elemento estructural que forma parte de la edificación. Posteriormente se deberá trabajar en la búsqueda de la alternativa de restauración que respete cada rasgo arquitectónico original y minimice los riesgos de sufrir incidentes a tiempo de su intervención.

Otro de los aspectos que justifica la presente investigación es la generación de información relacionada al campo de las restauraciones a edificaciones antiguas y particularmente a edificaciones construidas principalmente de adobe, que si bien en nuestro país hubo varios proyectos e investigaciones que se hicieron a diferentes monumentos y edificaciones; es muy carente la información existente, sobre intervenciones a edificaciones de características similares a la iglesia San Juan.

Este trabajo es sustentado por varias investigaciones y procedimientos sobre el tema; desarrollados a lo largo de la historia en Europa y Latinoamérica (en la conservación del patrimonio histórico).

#### 1.11.1. Académica

Mediante la aplicación de la teoría y conceptos adquiridos durante el transcurso del avance curricular de las materias cursadas en la carrera de Ingeniería Civil; poder encontrar procedimientos y alternativas de restauración viables que solucionen las diferentes patologías de deterioro presentes en el objeto de investigación y al mismo tiempo perfeccionar la metodología que se debe seguir en el proceso de investigación.

### **1.11.2. Técnica**

En cumplimiento a los objetivos planteados y las metas que se pretenden alcanzar con la investigación, es necesario conocer las causas que dieron lugar a las diversas fallas y patologías existentes en toda la estructura, y su posterior respuesta a estas fallencias con una adecuada propuesta de solución. Para este fin es indispensable contar con estudios técnicos previos, mismos que darán lugar al diseño de estrategias que se deberán abordar para lograr la restauración de este patrimonio histórico y cultural; de esta manera brindar a la sociedad una propuesta estructural de restauración que sirva de control a cualquier intervención restauradora.

### **1.11.3. Social**

La justificación en el ámbito social de esta investigación, es el de poder proporcionar a la comunidad los medios necesarios de control y guía en el ámbito estructural hacia la restauración de la edificación, velando por una restauración cuidadosa, eficiente y que respete los rasgos originales. De esta manera poder contribuir a la conservación del patrimonio histórico y fomentar al desarrollo de la población, con la inclusión de un atractivo turístico más en la zona.

## **1.12. UBICACIÓN**

La iglesia San Juan, se encuentra en la comunidad San Juan del Oro perteneciente al municipio de Las Carreras; tercera sección de la provincia Sud Cinti- Chuquisaca.

**FIGURA 6: Ubicación geográfica**  
*Fuente: Google Earth*

Las coordenadas geográficas de su ubicación son las siguientes:

**Tabla 1: Coordenadas Geodésicas**

21° 13' 10, 14"	SUR
65° 12' 29. 10"	OESTE

*Fuente: Google Earth*

La comunidad San Juan se encuentra sobre la ruta troncal que conecta Tarija Potosí, a 98 kilómetros de la ciudad de Tarija.

## CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO

### 2.1. GENERALIDADES

La conservación y preservación del patrimonio histórico, material e inmaterial ha sido una problemática que surgió en Europa, específicamente Francia en la segunda mitad del siglo XIX por el arquitecto Eugenie Viollet Le Duc<sup>2</sup>, quien realizó una serie de investigaciones y trabajos que dieron lugar a criterios generales que hoy en día se le conoce como teoría de la restauración.

Posteriormente en 1978 se formuló la Carta Internacional de Venecia, donde se enmarca los criterios básicos de intervenciones restaurativas. Así mismo, en uno de sus artículos expresa que: *“La restauración de un monumento (...) es una operación que debe guardar un carácter excepcional. Tiene como finalidad asegurar su conservación y revelar o resistir su valor y cualidades estéticas o históricas. Se fundamenta en el conocimiento profundo del monumento (...) así como de la cultura y técnicas que le son relevantes. La restauración se funda en el respeto hacia la substancia original o antigua del elemento (...) y sobre los documentos auténticos que le conciernen.”*<sup>3</sup>

En Bolivia; en el año 2011, la AECID (Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo) ha elaborado un manual para la conservación del Patrimonio Arquitectónico Histórico del casco viejo de la ciudad de Sucre, donde considera que: *La restauración es una operación especial de la conservación y es la actividad que se realiza físicamente y de forma global sobre el edificio, destinada a salvaguardarlo, mantenerlo y prolongar su permanencia para transmitirlo a futuro*<sup>4</sup>.

En ese contexto, considero que para una adecuada intervención de un monumento histórico es necesaria e imprescindible la realización de un proyecto investigativo (metodología de restauración) elaborada sobre la base de un diagnóstico previo, en donde se evalúe el grado

---

<sup>2</sup> ARQ. FERNANDO MARCELO CHURQUICHAVEZ: Tesis. “Significación e Importancia de la Investigación Histórica como Parte Metodológica en la Elaboración del Proyecto de Restauración Arquitectónica en Bolivia”. La Paz- Bolivia. p. 30.

<sup>3</sup> “Carta Internacional para la conservación y Restauración de sitios y Monumentos (actualización de la Carta de Venecia) 1978. Documentos Internacionales Oaxaca, INAH, SEP, Centro Regional Oaxaca, 1982

<sup>4</sup> LIGIA PEÑARANDA ORÍAS: “Manual para la conservación del Patrimonio Arquitectónico de Sucre” Año 2011. p. 25.

de intervención que se realizará en el inmueble, llevando una secuencia y orden en dichas acciones, fundamentado en los principios teóricos de la *teoría de restauración*. Debe tenerse presente que la restauración de los edificios históricos es una intervención que busca ante todo la recuperación respetuosa de dicho patrimonio cultural, y además de ser un proceso de carácter multidisciplinario en el que se requiere la valoración de especialistas en la materia. Es así que: la investigación que desarrollo solo se basa en el campo de la Ingeniería Civil y, en la búsqueda de una metodología de restauración relacionada a la parte estructural del inmueble.

### **2.1.1. Grados de intervención**

El Manual de Conservación del Patrimonio Arquitectónico Habitacional de Sucre, considera como grado de intervención a todos aquellos procedimientos técnicos que buscan restablecer el valor histórico o artístico del inmueble patrimonial incluso en aquellos casos en que no se trate de un “monumento”, respetando sus cualidades de documento histórico, considerando su estética, total o parcial, y recuperando en lo posible, sus valores formales y compositivos<sup>5</sup>. Existen cuatro grados de intervención: la Preservación, la Conservación, la Restauración y el Mantenimiento.

La *preservación* constituye el conjunto de medidas cuyo objeto es prevenir del deterioro a los inmuebles. Es una acción que antecede a las intervenciones de conservaciones y/o restauración, procurando que, con estas actividades, las alteraciones se retarden el mayor tiempo posible, implica realizar operaciones continuas que buscan mantener el monumento en buenas condiciones.

La *conservación* consiste en la aplicación de los procedimientos técnicas cuya finalidad es la de detener los mecanismos de alteración o impedir que surjan nuevos deterioros en un edificio histórico. Su objetivo es garantizar la permanencia de dicho patrimonio histórico.

---

<sup>5</sup> VELASQUEZ THIERRY, Luz de Lourdes: “Terminología en Restauración de Bienes Culturales” en boletín de monumentos históricos, N° 14. México. INAH. Julio- septiembre 1991. p. 33.

La *restauración*, como grado de intervención, está constituida por todos aquellos procedimientos técnicos que buscan restablecer la unidad formal y de la lectura del bien cultural en su totalidad, respetando su historicidad, sin falsearlo.

El *mantenimiento* está constituido por acciones cuyo fin es de evitar que un inmueble intervenido vuelva a deteriorarse, este procedimiento por lo general se le hace de manera periódica y cuando exista situaciones de emergencia.

### **2.1.2. Procedimientos de intervención**

Los procedimientos de intervención varían dependiendo del grado de intervención que se efectúe en la edificación, y son los siguientes:

#### **2.1.2.1. Estudio y conocimiento del objeto a restaurar**

Este paso previo a la intervención física es absolutamente necesario, ya que cualquier intervención en un ámbito patrimonial debe contar con un estudio histórico, diagnóstico del estado actual, sus transformaciones y evolución de los deterioros.

#### **2.1.2.2. Eliminación de añadidos**

Tiene por objeto eliminar (materiales y elementos) adiciones, agregados y ajenos al bien inmueble original<sup>6</sup>, así como la “...*supresión de elementos agregados sin valor cultural o natural que (dañen, alteren al bien cultural) afecten la conservación o impidan el conocimiento del objeto*”<sup>7</sup>.

En el proceso de eliminación de añadidos se incluyen la remoción de escombros, la limpieza, la eliminación de humedades, sales, flora, fauna y/o agregados debido a causas humanas, así como, cuando sea necesario, la eliminación de intervenciones anteriores.

#### **2.1.2.3. Consolidación**

Busca detener las alteraciones en proceso, implica cualquier acción que se realice para dar solidez a los elementos de un edificio y evitar su deterioro; en algunos casos un

---

<sup>6</sup> CARLOS CHANFON OLMOS. Problemas teóricos... p. 3. “Carta Internacional para la Restauración de Monumentos y Sitios (Carta de Venecia) 1964”. México. 1978.

<sup>7</sup> SALVADOR DÍAS- BERRIO Y OLGA ORIVE B. “Terminología general en materia de Conservación del Patrimonio Cultural Prehispánico”. México. División de Postgrado. UNAM. 1984. P. 7.

apuntalamiento o la colocación de una resane en un muro pueden ser considerados como pasos de consolidación. Aunque estas acciones involucran a un elemento ajeno a la originalidad de la edificación, per sirven como medida de emergencia y que en gran medida frenan el colapso de los muros, tal y como se ve en los fuertes hechos de una mampostería de piedra.

Otra medida de consolidación muy eficiente y que es muy usada en muchas construcciones hechas generalmente de adobe; es la utilización de tirantes de acero anclados a robustos maderos, quienes colocados en lugares estratégicos y con un número adecuado detienen drásticamente la progresión de las fisuras.

En el proceso de consolidación contempla las tareas del apuntalamiento correcto de arcos, muros y cubiertas, inyección con materiales cementantes a las grietas y fisuras, la restitución de morteros en los muros y reposición de material degradado en las cimentaciones.

#### ***2.1.2.4. Reintegración***

Es la intervención que tiene por objeto, devolver la unidad a elementos arquitectónicos deteriorados, mutilados o la restitución en su sitio original de elementos desplazados. Normalmente la integración se aplica al proceso de reconstruir un edificio que se ha demolido de causas accidentales o por colapso debido a negligencia y abandono.

#### ***2.1.2.5. Integración***

Se define como la aportación de elementos claramente nuevos y visibles para asegurar la conservación del edificio realizando intervenciones con materiales nuevos que no alteran la tipología del inmueble, con el propósito de darle estabilidad y/o unidad visual, claro está, que, sin pretender engañar la autenticidad de la estructura, por lo que se diferencian de alguna forma del elemento original<sup>8</sup>.

### **2.1.3. Principios de Intervención**

En cuanto a los principios teóricos de la restauración debe decirse que son aquellos que norman las intervenciones que se realizarán en un monumento histórico. Básicamente son:

---

<sup>8</sup> DÍAS BERRIO, SALVADOR y ORRIVE B. OLGA: “Terminología general en materia de conservación del Patrimonio Cultural Prehistórico”. México. Facultad de Arquitectura, UNAM. 1984. P. 7.

el respeto a la historicidad del inmueble, la no falsificación, el respeto a la *pátina*, la conservación *en situ* y la reversibilidad.

El ***respeto a la historicidad del inmueble*** se refiere a que se deben respetar las distintas etapas históricas constructivas del edificio, sus espacios originales, así como las ampliaciones, remodelaciones de importancia, mismas que no impliquen una afectación que vaya en detrimento del bien inmueble<sup>9</sup>.

El ***principio de no falsificación*** se aplica cuando en una intervención se requiere integrar (completar algún elemento arquitectónico o reproducir ciertas formas perdidas).

En muchas ocasiones se ha confundido la mugre con la pátina, pero esta representa parte de la historicidad del bien inmueble al estar relacionada por el envejecimiento natural de los materiales que constituyen a un monumento. Es decir, la pátina es una protección natural del material. Esta característica natural que surge a consecuencia del envejecimiento de los materiales, es adoptada como un principio de una intervención de carácter restaurativo (***respeto a la pátina***) por muchos investigadores, tal es el caso de Piero Sampaolesi, quien catalogó que *“La pátina adquirida por un edificio a través del tiempo tiene un valor propio y constituye un elemento esencial de su historia”*<sup>10</sup>.

El ***principio de conservación in situ*** se refiere al hecho de no desvincular al edificio ni a sus elementos de su lugar de origen, cuando por alguna causa, como, por ejemplo, en el caso de un movimiento sísmico, algún elemento se haya desprendido de su lugar original, este debe ser reintegrado en su sitio. La carta en el artículo 8 expresa: *“Los elementos de escultura, pintura o decoración que forman parte integrante de un monumento, no podrán ser separados del mismo”*<sup>11</sup>.

Por último, tenemos el principio de reversibilidad se refiere a la selección de *“...aquellas técnicas, instrumentos y materiales que permitan la fácil anulación de sus efectos, para*

---

<sup>9</sup> Dr. JOSE ANTONIO TERAN BONILLA. “Consideraciones que deben tenerse en cuenta para la Restauración Arquitectónica” INAAH. México. 2004. Pp. 109.

<sup>10</sup> PIERO SAMPAOLESI. Op. Cit. Pp. 179-180.

<sup>11</sup> “Carta Internacional ... de Venecia 1964” Op. Cit. p.4.

*recuperar el estado del monumento previo a la intervención, si con una nueva aportación de datos, enfoques o criterios, ésta se juzga inútil, inadecuada o nociva al monumento.”<sup>12</sup>*

#### **2.1.4. Elección de materiales y técnicas de restauración**

Uno de los problemas más comunes en una intervención a bienes históricos, es la elección adecuada de los materiales, procedimientos y técnicas en el proceso de restauración, siendo un problema que se debe encarar con la mejor visión posible de las características estructurales y de los materiales.

### **2.2. INTERVENCIONES A CIMENTACIONES**

#### **2.2.1. Recalce de cimentaciones**

Generalmente los edificios antiguos en su mayoría están contruidos con un cimiento de piedra o por una mampostería de piedra, aglomerado con un mortero de cal y arena o simplemente barro.

Cuando los cimientos del edificio son de tipo superficial, la técnica más usual suele ser el recalce, que consiste en disponer por debajo del cimiento original, un cimiento complementario algo más ancho y reforzado. Se debe definir en cada caso, en función de las características del terreno, la cimentación a recalzar, la profundidad y el ancho, así como el ancho de los bataches (excavaciones por tramos) excavados por debajo de los cimientos existentes, no debiendo sobrepasar en ningún caso de 1 metro de longitud<sup>13</sup>.

En el proceso de recalce en una la cimentación, se debe tener especial cuidado si se lo hace en las dos caras del cimiento (exterior e interior), se aconseja que primero se proceda en una cara y luego en la otra; cuando el material complementario esté completamente fraguado.

En el proceso de recalce a una cimentación existen varios métodos, éstos a la vez con una variedad de materiales, y que están destinados a cimentaciones con características diferentes; para nuestro caso en particular se adecuan dos métodos:

---

<sup>12</sup> CARLOS CHANFON OLMOS. “Problemas teóricos”

<sup>13</sup> LIGIA PEÑARANDA ORÍAS. “Manual para la Conservación del Patrimonio Arquitectónico de Sucre”. 2011. p 47.

### **2.2.1.1. Inyección de concreto**

Este método consiste en convertir el terreno existente debajo del cimiento en un material más resistente y de mayor dimensión en planta, con lo que se consigue interponer entre el cimiento y el terreno un elemento estructural que aguante la presión de la cimentación existente y la reparta en un área mayor.

#### **FIGURA 7: Mejoramiento del terreno por inyección de concreto**

*Fuente: Manual para la conservación del patrimonio Arquitectónico habitacional de Sucre*

### **2.2.1.2. Inyección de resinas expansivas**

En el proceso de recalce no siempre se actúa directamente sobre la cimentación existente, sino que puede ser necesario intervenir en el suelo, con el objeto de mejorar sus propiedades mecánicas.

Las inyecciones de resina expansiva a base de poliuretano<sup>14</sup> tienen como finalidad reforzar el terreno bajo el terreno de cimentación, consolidándolo y mejorando su capacidad portante. Se realizan a través de perforaciones que atraviesen los cimientos existentes.

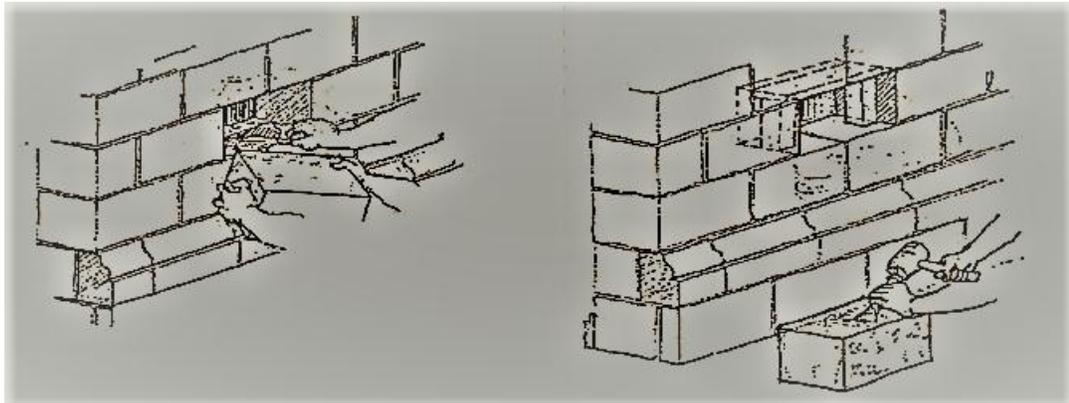
### **2.2.2. Sustitución de piezas**

El desprendimiento de los materiales que forman parte de la cimentación es un hecho que sucede con bastante frecuencia en las cimentaciones de edificaciones antiguas, causada por la eflorescencia de los materiales aglomerantes del cimiento, o por el ingreso de humedad.

---

<sup>14</sup> <https://ingeniero-de-caminos.com/recalce-de-cimentaciones/> (consultada en marzo de 2019).

En situaciones como éstas, es necesario un proceso de restitución de las piedras que han sido afectadas por la disgregación de los materiales y la remoción y limpieza de del material suelto. Este procedimiento de intervención se debe tener precaución de realizar la sustitución pieza a pieza para no debilitar la estructura, además de apuntalar debidamente el sector a trabajar. La sustitución habitualmente se lo realiza en cimentaciones uniformes, donde se han utilizado piezas labradas y colocadas en hileras traslapadas, pues en cimientos de mampostería rústica este trabajo es muy riesgoso.



**FIGURA 8: Sustitución de piezas de la pared**

*Fuente: Manual para la conservación del patrimonio Arquitectónico habitacional de Sucre*

### 2.3. MUROS DE ADOBE

Los muros en las edificaciones antiguas están en su mayoría compuestos de abobe, que varían en sus dimensiones de acuerdo a tipos de construcción y a las tradiciones existentes en el lugar, estos muros son la parte principal de la estructura, quienes son los que transmiten las cargas a las cimentaciones.

El adobe es una pieza para la construcción hecha de una masa de barro, compuesto de arcilla 20% y arena 80% mezclados con agua y paja<sup>15</sup>, crin de caballo que le da un mayor agarre (armado); el barro es vertido y moldeado en moldes de madera (adobera), compactado, apretujado y nivelado con las manos; la pieza se deja secar al sol por unos días, y cuando el adobe esté seco: se lo debe raspar para quitar las impurezas y protuberancias dejadas al momento de quitar el molde.

---

<sup>15</sup> “Guía de Conservación y Mantenimiento”. Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural. México, D.F. 1ª. Edición. 2010. p. 47.

Sus características mecánicas del adobe varían de acuerdo a su composición en el momento de su elaboración, pero se ha realizado investigaciones sobre las características del adobe, mismos que se detalla en la tabla siguiente:

**Tabla 2: Propiedades mecánicas del Adobe**

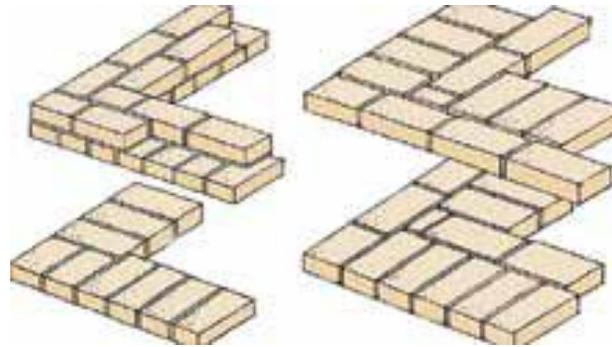
<b>Propiedad</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor máximo</b>
Resistencia a la compresión de piezas individuales de adobe en (MPa.)	0.2	6
Resistencia a la compresión de la mampostería de adobe en (MPa)	0.2	1.6
Peso específico del adobe en (kN/m <sup>3</sup> )	15	19
Módulo de cortante de la mampostería de adobe en (MPa)	20	45

*Fuente: Adaptado de Ruiz López y Rivera (2012)*

El adobe como elemento de construcción es un material rústico de fácil elaboración, que no necesita el empleo de técnicas sofisticadas ni materiales caros; sólo una amplia experiencia a la hora de preparación del barro y del moldeado. Este material de construcción si se encuentra correctamente colocado y entramado en una pared; tiene la capacidad de soportar a grandes cargas provenientes de su propio peso y de cargas externas durante mucho tiempo —por qué no decirlo, siglos— siempre y cuando el muro esté protegido por un revestimiento externo que no permita la erosión ni del ingreso de humedad. La cimentación debe tener la suficiente altura para no permitir el ascenso de la humedad a la base del muro que ocasiona eflorescencias y la cristalización de los sulfatos o sales (salitres) que se encuentra en el mismo material. Y por supuesto que la cimentación debe estar en un suelo de buenas características de soporte y que no pueda presentar asentamientos con el paso del tiempo.

Otro factor que determina el éxito de los muros de adobe es el dominio que alcanzó la técnica del trabado, el cual se hace “junteando” con un mortero hecho de una mezcla de arcillas muy parecida a la usada en la fabricación del adobe mismo. El adobe se va sentando uno sobre otro, trabando y usando tanto a hilo como a tizón (soga y carga), dependiendo del grosor que se quiera lograr en el muro.

Existe una variedad de colocaciones y disposiciones de los adobes en los muros, estas formas de empleo están en función al tamaño de los adobes y a la anchura del muro; siendo los más comunes en edificaciones antiguas los grosores que varían entre 0.6 y 1.15 metros<sup>16</sup>.



**FIGURA 9: Formas de pircado de los adobes**

*Fuente: Manual de rehabilitación de viviendas construidas con adobe y tapia pisada*

## **2.3.1. Patologías en muros de adobe**

### **3.3.1.1. Humedad**

Cuando se pierde la protección del muro o parte del revestimiento exterior del muro que generalmente es de un mortero de cal y arena; la humedad penetra en el material y ocasiona el deterioro del material causado por la vegetación parásita (musgos), estas plantas desatan una serie de daños en los muros de adobe, ya que las raíces al penetrar en un medio propicio como es la tierra, disgregan el material

La humedad descendente, por lo general surge por filtraciones a través de grietas existentes en la cubierta del tejado

La humedad que surge desde la base de la cimentación tiene un gran impacto negativo en los muros de adobe, quien desencadena la disgregación del material causada por la cristalización de las sales presentes en el adobe o por la a floración del salitre a la superficie del adobe, poniendo en riesgo del colapso de la edificación.

---

<sup>16</sup> LIGIA PEÑARANDA ORÍAS. “Manual para la Conservación del Patrimonio Arquitectónico de Sucre”. 2011. p 49.

## 2.4. CUBIERTA

Generalmente las construcciones que se construyeron en la antigüedad; en su mayoría están conformadas de cubiertas de teja colonial o española, apoyadas sobre una cama de tierra, y sobre un entramado de caña hueca, amarradas con tiras de cuero.

La patología más común en este tipo de cubiertas es el hundimiento de la cubierta por la acción repetitivas de las cargas de peso propio, viento y por la sobrecarga que se genera al humedecerse la tierra presente entre las tejas.



**FIGURA 10: Patología frecuente en cubiertas antiguas**  
*Fuente: Propia*

En cubiertas donde comprende un área considerable es de suma importancia estimar y cuantificar los efectos dinámicos que genera el viento. Lo cual genera presión en las caras a barlovento, y succión en las caras a sotavento.

La normativa argentina “Cirsoc 102” y la normativa boliviana “NB 1225002”: disponen de un método para calcular las presiones dinámicas que ejerce el viento. Dicho método está en función de varios factores de explosión del edificio. Uno de esos factores muy importante en la cuantificación de la presión es la presión interna que genera el viento; para ello las normativas disponen de una tabla de coeficientes de presión interna del edificio.

**Tabla 3: Coeficientes de Presión interna  $G_{C_{pi}}$ .**

<b>Clasificación de Cerramiento</b>	<b><math>G_{C_{pi}}</math></b>
Edificios Abiertos	0
Edificios Parcialmente Cerrados	+ 0.55
	-0.55

Edificios Cerrados	0.18
	-0.18

Fuente: NB 1225002

Una vez obtenido los coeficientes de presión interna se puede calcular la presión dinámica del viento con la siguiente ecuación:

$$p = qG C_p - q_i(G C_{pi}) \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad (1)$$

Que está en función de la altura y del coeficiente de presión externa dado en la tabla siguiente:

Tabla 4: Coeficientes de Presión Externa

Superficies	L/B	C <sub>p</sub>	Usar con:
Pared a Barlovento	Todas	0.8	q <sub>z</sub>
Pared a Sotavento	0 - 1	-0.5	q <sub>z</sub>
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Paredes Laterales	Todas	-0.7	q <sub>z</sub>

Fuente; NB 1225002

La fuerza que ejerce el viento sobre cada sistema resistente a la fuerza del viento está en función de varios factores que intervienen, como ser: la ubicación en dirección del viento y al tipo exposición que presenta la estructura, es decir, si se encuentra completamente cerrado o abierto.



una mampostería de piedras angulosas generalmente (arenisca-colorada) y piedra procedente del lecho del río (piedra azul-grisácea), ambas ligadas por tierra (que en el momento de su construcción fue barro preparado con una mezcla de arcilla limo y paja).

Para tener orden y así lograr el mayor entendimiento en el diagnóstico, empezaré por la siguiente secuencia:

### 3.2. CIMENTACIÓN

La cimentación se constituye en el elemento estructural principal de soporte y de transferencia de todas las cargas hacia el terreno natural. Este elemento está conformado por un pircado de piedra (mampostería), acomodadas y ordenadas de acuerdo a que proporcionen una buena trabazón y cara en la cimentación.

Las piedras que forman parte de la cimentación son piedras areniscas coloradas procedentes de las capas rocosas cercanas al lugar, también fueron usadas piedras más duras procedentes del río, estas piedras están dispuestas más como cuñas de las más grandes; ambas están ligadas por un aglutinante de tierra, como se ve en la imagen.



**FIGURA 12: Cimentación**  
*Fuente: Elaboración propia*

La altura de cimentación en casi toda la edificación; donde el terreno es más o menos plano es de 90 cm, a excepción de la parte posterior de la iglesia, donde la altura de la cimentación llega a alcanzar los 1.8 metros de altura.

**Patología:** La única patología presente en toda la cimentación, es la degradación y desgaste (erosión) del aglutinante entre las juntas de la mampostería (mortero de tierra).

**Causa:** Esta patología consiste en la cristalización de los sales y sulfatos; y su posterior afloramiento a la superficie, ocasionando disgregación y erosión en el material.

Este proceso patológico se da a través de una reacción química entre el agua y las diferentes sales procedentes del mismo material; sales alcalinas como el sulfato sódico, sulfato de magnesio, sulfato de calcio, sulfato de potasio<sup>17</sup>, entre otras. Estas sales en el proceso de cristalización tienden a salir hasta la superficie, y en ese proceso, ablandan y dejan el material completamente suelto, lo que genera en una pérdida de material de su lugar.

**FIGURA 13: Disgregación de las juntas de la Cimentación**  
*Fuente: Elaboración propia*

### **3.2.1. Factores intervinientes**

En casi toda la cimentación se presenta esta situación de deterioro, el cual tiene la intervención de los siguientes factores:

1. En la parte izquierda posterior del cimiento (ver **FIGURA 11**); existe material granular arrastrado por el arroyo que se forma durante las intensas precipitaciones que tienen lugar en la época de lluvias y con el pasar de los años este material se fue acumulando y cada vez que llueve el nivel del agua fue alcanzando niveles más altos en la cimentación; humedeciendo y provocando el deterioro y desgaste de los materiales.

---

<sup>17</sup> LUIS ARNAL SIMÓN. “Guía de Conservación y Mantenimiento”. Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural. México. 1ra. Edición- 2010. p. 49.



**FIGURA 14: Material suelto arrastrado por arroyo**  
*Fuente: Elaboración propia*

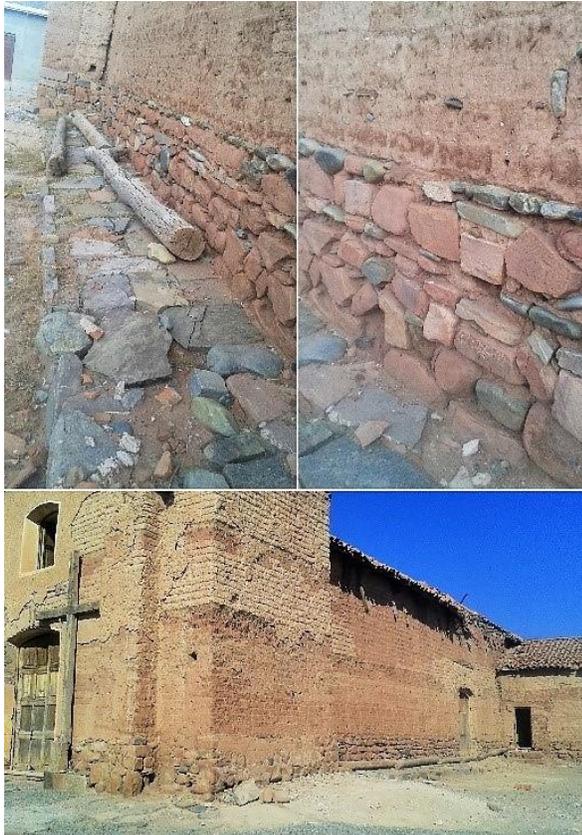
2. La presencia de plantas y maleza que creció al lado del cimiento, hace que la humedad se prolongue y se mantenga siempre un ambiente propicio para el desarrollo patológico, lo cual es muy perjudicial para algunas piedras que son más areniscas que otras y también para las juntas.

**FIGURA 15: Proliferación de maleza al lado del Cimiento**  
*Fuente: Elaboración propia*

3. La degradación, ruptura y colapso de la cornisa; que permitió el descenso directo del agua por los muros hasta llegar a la cimentación, ocasionando el ingreso del agua por las juntas y la erosión del material aglutinante de la cimentación.

**FIGURA 16: Erosión de pared y cimiento por escurrimiento directo desde el tejado**  
*Fuente: Elaboración propia*

4. En el lado derecho de la cimentación (ver **FIGURA 11**); es la parte donde menos se ha presentado esta patología, debido al rápido escurrimiento del agua proveniente del salpicado desde el piso y del descenso directo desde el tejado. Quedando de esta manera sólo erosión en la cimentación.



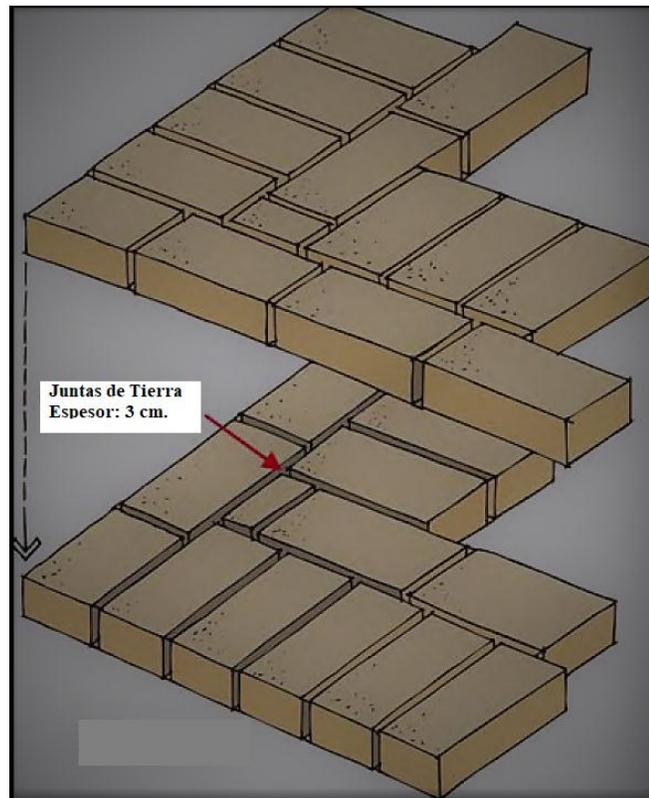
**FIGURA 17: Cimentación lado derecho**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Tipo de falla:** La patología que se analizó anteriormente; no es estructural. Pero, tiene un alto grado de riesgo de colapso de la edificación, sin la oportuna y adecuada intervención.

### 3.3. MUROS

Como ya se hizo referencia anteriormente, los muros están conformados por una disposición de adobes con un ancho neto de muro en toda la iglesia de 1 metro y en el vestíbulo; el espesor del muro es de 0.6 metros. Las dimensiones de estos muros de adobe son bastante considerables respecto a otros muros de adobe existentes en casas antiguas y mucho menos en casas de adobe convencionales. Quizá, sea una de las razones principales por la que aún se mantiene en pie la edificación, pese a los constantes deterioros causados por el ingreso de agua desde la cubierta, falta de trabajos preventivos, correctivos, limpieza de malezas; que deberían ser ejecutadas por instituciones encomendadas al cuidado y preservación del “patrimonio histórico y bien inmueble”, y, frente a los degradantes agentes climatológicos producidos a lo largo del tiempo desde su construcción.

La disposición dispuesta de los adobes en cada fila, está constituida por una hilera de adobes en *tizón* y otra hilera a la par, en *soga*; ambas hileras de adobes están ubicadas en una posición alternada respecto a la fila contigua para lograr una adecuada trabazón de los adobes.



**FIGURA 18: Disposición de las filas de adobe**

*Fuente: Manual de rehabilitación de viviendas construidas con adobe y tapia pisada*

Aunque se haya tenido muy en cuenta ése detalle constructivo a momento del pircado, en la actualidad se han producido varias fisuras en distintos lugares del muro.

Por las dimensiones que tienen las paredes; el peso propio del muro es también muy elevado. De acuerdo al peso específico promedio de los adobes (15kN)/m<sup>3</sup>. El peso por metro lineal de muro es de 15 toneladas.

Es por esa situación y por la longitud de las paredes longitudinales desde la facha frontal hasta la parte trasera de la iglesia, existe una longitud total de 35 metros, han sido colocados 5 palos de diámetro 8 pulgadas, que trabajan como puntales entre ambas paredes longitudinales. Su función principal es de restringir cualquier desplazamiento que puedan tener las paredes hacia el interior.



**FIGURA 19: Arriostramiento con palos entre ambos muros longitudinales**

*Fuente: Elaboración propia*

Estos palos se anclan en la parte exterior de cada pared (lado derecho y lado izquierdo) mediante pasadores de madera y sobre un madero tallado en la parte interior.



**FIGURA 20: Anclaje del puntal, en interior y exterior respectivamente**

*Fuente: Elaboración propia*

Este sistema de arriostramientos durante todo el tiempo ha trabajado correctamente, pero por la crítica situación de deterioro de los muros es preciso contar con una nueva medida de soporte a los esfuerzos generados en los muros.

### **3.3.1. Fachada Frontal**

**Patología 1:** Fisuras a lo largo en ambos lados del muro frontal, específicamente entre unión de muro frontal y los muros longitudinales (lado derecho y lado izquierdo respectivamente). Estas fisuras se extienden desde una altura de los 4 metros (por encima de la puerta principal) hasta alcanzar la parte superior del muro frontal.



**FIGURA 21: Fisuras longitudinales en muro frontal**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Las causas que dieron lugar al origen de estas fisuras; son porque los muros longitudinales (muro longitudinal derecho y muro longitudinal izquierdo) sufrieron deformaciones y tendieron al vuelco hacia el exterior; originando una acumulación de esfuerzos axiales de tracción en la parte superior del muro frontal.

**Tipo de falla:** Estructurales.

**Patología 2:** Otra patología que se presenta en esta parte del muro, es la caída del revestimiento que consta de un mortero de cal y arena.



**FIGURA 22: Caída del revestimiento; fachada frontal**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** La caída del revoque se debe a la falta de adherencia existente entre la pared de adobe y el revestimiento.

**Tipo de falla:** No es estructural.

**Patología 3:** En la parte inferior de la fachada frontal; el deteriorado revestimiento externo de cal y arena, presenta una disgregación y/o desprendimiento de la pared.

**FIGURA 23: Desmoronamiento del revestimiento en la parte baja de la fachada frontal**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Ocasionado por la reacción química de los sulfatos presentes en el material y, el agua que salpica desde el piso en temporadas de lluvias.

**Tipo de falla:** No estructural.

### **3.3.2. Fachada Lateral Derecha**

**Patología 1:** En la parte media superior del muro, existe una avanzada erosión en los adobes, quedando a la vista grietas y cárcavas en la pared.

La erosión que se encuentra en la parte superior es tal que: desgastó casi un cuarto del ancho de la pared en las cuatro últimas filas de adobe.



**FIGURA 24: Erosión en la parte superior de la pared**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** En un principio fue por la rotura de la cornisa, que dio paso al agua proveniente desde el tejado y que se fue dando gradualmente; lavando y erosionando la pared. Posteriormente, a raíz del ingreso de agua por este lugar, ocasionó el desplome de una parte de la cubierta; dejando a la intemperie esta parte del muro.

**Tipo de falla:** No estructural.

**Muro de contención:** En la parte posterior derecha de la pared, existe un muro de contención que fue construido con el fin de frenar el vuelco de esta parte de la pared hacia el exterior provocando la aparición de fisuras en el otro muro transversal trasero.

Este muro de contención fue realizado recientemente por gente de la comunidad, con la finalidad de prevenir el avance de las fisuras y su repentino vuelco hacia el exterior.

Sin embargo, la presencia de este muro de contención constituido por una mampostería de piedra colorada, aglomerado con un mortero de *arena y cemento*, con dimensiones de 1.8 metros de ancho y 2 metros de lago; que se extiende desde la cimentación hasta la cornisa del tejado, quitando la originalidad y la estética a la fachada lateral derecha de la iglesia, como se ve en la imagen.

**FIGURA 25: Muro de contención lado derecho**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Prevención del avance de fisuras en el muro contiguo, y estabilización del mismo.

**Tipo:** Estructural.

### **3.3.3. Fachada Lateral Izquierda**

**Patología 1:** Al igual que en lado derecho de la edificación, esta parte del muro presenta graves daños originados por descenso de agua, erosionando y desgastando los adobes, principalmente de la parte superior de la pared, esta patología fue ocurriendo gradualmente con forme se iba deteriorando la cornisa del tejado hasta que ocurrió el colapso de la parte central de la cubierta del tejado, exponiendo a la intemperie esta parte central superior del muro.

Esta patología está presente con mayor intensidad en la parte central donde colapsó el techo y se prolonga a lo largo desde el centro hasta alcanzar la esquina superior izquierda, tal como se puede apreciar en la imagen.



**FIGURA 26: Erosión en muro lateral izquierdo**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** en un principio fue por la rotura del alero; que poco fue ingresando el agua por la pared. Hasta que llegó el momento de su colapso total del alero y desde ese momento toda el agua proveniente del tejado bajó directamente por la pared.

**Tipo de falla:** Falla no estructural.

**Muros de contención:** En este lado de la edificación han sido construidos dos muros de contención para prevenir la que la pared tienda a volcar hacia el exterior. Ambos muros son pircados con piedra colorada aglomerados con junas de un mortero de cemento, ubicados casi en la parte central de la pared, separados uno del otro por 5.30 metros. Y, entre uniones del muro de contención y la pared de adobe, se han producido cárcavas que han ido desgastando al adobe cada vez que se producen intensas tormentas.

**FIGURA 27: Muros de contención lado izquierdo**

*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** El ingreso directo del agua desde el tejado ha provocado que el agua baje por la unión del muro de contención y la pared de adobe.

**Tipo:** Estructural.

#### **3.3.4. Fachada Posterior**

**Patología 1:** En este lado de la edificación, se encuentra la patología que más pone en riesgo la integridad del edificio. Se trata de una fisura en la pared de adobe con dimensiones muy críticas, tanto de longitud como de anchura. Es por esa razón, se construyó hace muchos años atrás; un muro de contención pircado con piedra colorada y mortero de cemento y arena (mampostería de piedra) en la esquina contigua del muro posterior.

La fisura existente en esta fachada posterior de la iglesia tiene una longitud de 3 metros de largo, y una anchura promedio de 6 centímetros; extendiéndose desde los 4 metros de altura hasta llegar al tejado.



**FIGURA 28: Abertura del muro trasero, entre unión con muro lateral derecho**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Esta falla en el muro posterior se debe a la concentración de esfuerzos de tracción en los adobes, provocados por la tendencia al vuelco del muro lateral derecho hacia el exterior.

**Tipo de falla:** Estructural.

**Patología 2:** Desgaste del muro de adobe bajo la ventana, el desgaste llega a alcanzar los 20 centímetros de profundidad y un área aproximada de casi un metro cuadrado.



**FIGURA 29: Erosión bajo de la ventana; pared trasera**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** descenso del agua y falta de vota aguas.

**Tipo de falla:** No estructural.

### 3.4. INTERIOR DE LA IGLESIA

**Patología 1:** En el interior de la iglesia debido al colapso de la cubierta se han generado múltiples patologías como ser desprendimiento del revoque.



**FIGURA 30:** Desprendimiento del revoque en el interior de la iglesia

*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Esta falla se debe al ingreso del agua que ocasionó una reacción de las sales presentes en revoque de tierra, simultáneamente el desprendimiento de la capa fina de yeso.

**Tipo de falla:** No estructural.

### 3.5. CUBIERTA

La cubierta es de teja colonial; las mismas se encuentran apoyadas y calzadas por una capa de tierra (en su momento de construcción; barro preparado); esta capa de tierra a su vez se apoya sobre un entramado de caña hueca bien acomodada y cuidadosamente amarradas con tiras de cuero.

Todo este entramado de caña hueca que sostiene al tejado, es apoyado sobre robustas cerchas de maderos poco labrados (tijeras) con un diámetro promedio de los palos de 15 centímetros. La separación entre cercha y cercha de 0.8 metros, arriostradas por palos no muy gruesos,

unidos con un amarre de tiras de cuero; con separaciones entre riostras de 1.15 metros aproximadamente.



**FIGURA 31: Conformación estructural de la cubierta**  
*Fuente: Elaboración propia*

Las cerchas o tijeras (nombre común adoptado por la gente antigua) están construidas de maderos de *algarrobo*, *eucalipto*, *albarillo* y *guindo*; todos estos árboles son nativos del lugar, y con buenas características mecánicas y resistencia a la humedad.

La forma de las cerchas son de tal manera que proporcionan la caída a dos aguas de la cubierta y permiten, además, el entramado en forma de bóveda del *cielo falso*. Las características de las cerchas tienen la forma y dimensiones como muestra la imagen siguiente:



**FIGURA 32: Cercha hecha rústicamente permite la forma en bóveda del cielo falso**  
*Fuente: Elaboración propia*

Los elementos de sustentación del tejado (cerchas) están construidas con palos levemente labrados, sólo para tener una mayor fijación de las correas (riostros) y en los nudos de la cercha. El empalme en los nudos se logra a través de la fijación con robustos clavos de 8 pulgadas de longitud, cuidadosamente doblado en la punta saliente del clavo. Y, con el amarre en los empalmes, con tiras de cuero bovino uniformemente cortado. El cuero es un material que tiene buenas propiedades de resistencia a la *tracción* y una excelente *fijación* una vez que esté seco.



**FIGURA 33: Empalme en los nudos de la cercha con materiales disponibles en la época**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Patología:** La caída de la cubierta, sin duda, es la falla que más efectos negativos de deterioro ha causado en la edificación, específicamente en la parte central del techo (pudrición de los maderos de las cerchas, podrición de los palos que sostienen el alero y que derivó en el colapso del mismo; esta situación permitió el descenso del agua desde la cubierta hasta llegar al piso; dejando a su paso desgaste y grietas en ambas caras exteriores de los muros izquierdo y derecho, desprendimiento, agrietamiento del revoque en el interior de la iglesia). Este colapso tuvo sus inicios con el ingreso progresivo del agua desde el tejado y fue incrementándose conforme se iban degradando los palos de las cerchas y los demás materiales.



**FIGURA 34: Colapso de la cubierta junto con el cielo falso**  
*Fuente: Elaboración propia*

En el colapso de la cubierta, se rompieron 8 cerchas junto con toda la estructura del entramado del *cielo falso* y el *tejado*, quedando solamente, un montón de escombros (palos rotos de las cerchas y caña hueca proveniente del entramado del tejado y cielo falso) en el interior de la iglesia. La longitud de afectación por la caída del techo es de al menos 7 metros de ancho.

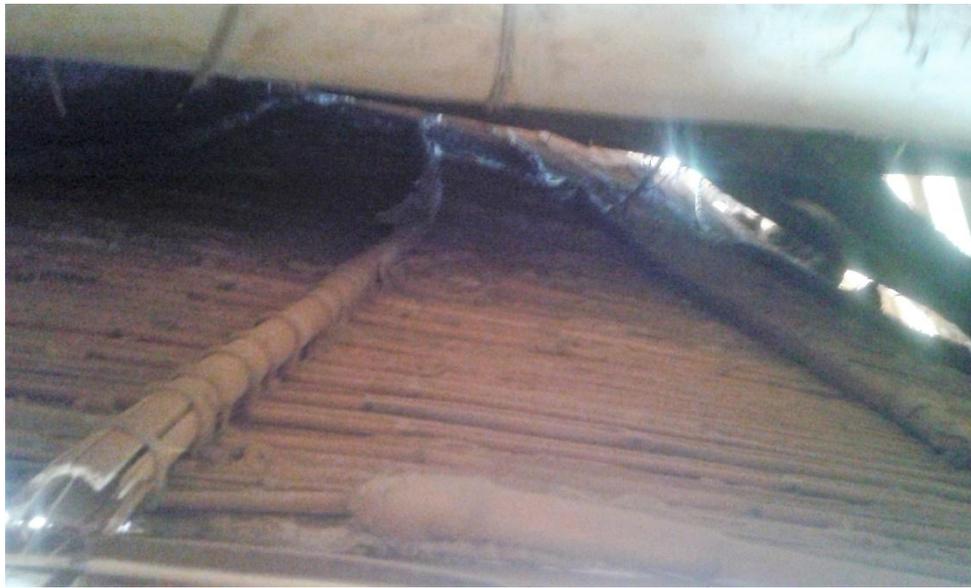
**Causa:** La principal causa que dio origen a este evento, fue el fallo por flexión en los palos de las cerchas expuestas a la humedad; este elemento estructural se vio seriamente comprometido con la exposición prolongada a la humedad durante mucho tiempo y por muchos años en que empezó a ingresar el agua hacia el interior. Esta situación terminó por deteriorar la parte de la cercha en contacto con el muro de adobe. Y, llegó el momento en que las cerchas ya no tenían la capacidad de soportar la considerable carga proveniente del tejado, terminando en un colapso simultáneo de *cubierta* y *cielo falso*.

**Tipo de falla:** Estructural.

### 3.6. INTERIOR DEL TECHO (CIELO FALSO).

El techo interior de la iglesia consta de un acabado en yeso en forma de bóveda, revestido a un entramado de caña hueca entera.

Para dar forma de bóveda al *cielo falso*; se dispuso de arcos de madera apoyados sobre ambas paredes longitudinales del edificio. Que, a su vez, sobre estos arcos posan cañas huecas amarradas con tiras de cuero a los arcos (maestras); paralelas entre ellas, a distancias de 0.6 metros y se extienden a lo largo del tumbado. Arriostrando a los arcos y proporcionando la sujeción del entramado —también de caña hueca— que va tejido por debajo de éstas. El entramado de caña hueca que yace por debajo de las cañas maestras, se encuentra paralelo a los arcos de madera tal y como se ve en la imagen.



**FIGURA 35: Entramado de caña hueca para el cielo falso**

*Fuente: Elaboración propia*

Todo este anclaje; tanto del entramado que se encuentra unido a las cañas maestras (riostras), como las riostras que se apoyan sobre los arcos: se logra envolviendo con tirillas de cuero (cuero bovino) uniformemente cortado.

Los arcos de madera que dan esa forma al cielo falso, están hechos de madera semidura (eucalipto), con secciones transversales de (3 x 2) pulgadas.



**FIGURA 36: Arco de madera del cielo falso**  
*Fuente: Elaboración propia*

A momento de su construcción, estos maderos fueron forzados a adoptar esa curvatura mediante un proceso que era muy común en la época, el doblado se lograba sumergiendo a la madera en agua caliente y luego forzarle a adoptar la curvatura del arco. Posteriormente, se lo dejaba secar en la sombra por unos días.

**Patología 1:** Colapso de la parte central del cielo falso y rotura en el entramado de caña hueca, junto con toda la estructura del tumbado.



**FIGURA 37: Rotura y colapso de la estructura del cielo falso**  
*Fuente: Elaboración propia.*

**Causa:** Rotura de las cerchas, lo que derivó en el colapso simultáneo de cubierta exterior y estructura del cielo falso.

**Tipo de falla:** Estructural.

**Patología 2:** En la entrada de la iglesia se produjo deformaciones en bóveda del cielo falso y colapso de los arcos.



**FIGURA 38: Deformación del cielo falso**

*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Entre medio de la cubierta exterior y la estructura del cielo falso; los murciélagos hicieron de este lugar; su guarida, donde, con el pasar de los años se fue depositando gran cantidad de excremento en el entramado del cielo falso. Lo que derivó en una sobre carga adicional al entramado del cielo falso, ocasionando deformaciones en el mismo.

**Tipo de falla:** Estructural.

**Patología 3:** Surgimiento de manchas oscuras en el acabado de yeso; por acumulación de excremento en la parte superior del entramado del cielo falso, dando una mala impresión al público.



**FIGURA 39: Acumulación de excremento de murciélago**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** La causa de esta patología estética fue por la acumulación y humedecimiento constante de eses de murciélagos.

**Tipo:** Estético.

### 3.7. CAMPANARIO

El campanario consta de una torre hueca de adobe que se alza desde un cimiento de piedra de 3.90 metros de largo por 1.20 metros de ancho, hasta alcanzar una altura total de 10 metros. Originalmente esta torre fue construida para ingresar por su interior desde la base hasta llegar al sitio de las campanas, pero, por motivos de seguridad y de restringir la entrada a cualquier persona, esta entrada fue clausurada con un tapiado de adobe en la entrada. Así que la única entrada ahora; es por el interior de la iglesia, a través de una puerta pazadisa entre el muro lateral derecho y la torre del campanario, llegando de esta manera directamente a las campanas. Desde el interior de la iglesia se sube mediante gradas de madera a un nivel intermedio donde se concentraban músicos y el coro (escenario); y desde ahí, ingresando por una pequeña puerta en el muro lateral derecho se sube unas gradas angostas de madera hasta llegar al campanario.



**FIGURA 40: Puerta entre el interior de la iglesia y la torre del campanario**  
*Fuente: Elaboración propia*

La torre del campanario actualmente alberga dos campanas de una aleación de bronce y plata; con un peso aproximado de 180 kilos la más grande y 150 kilogramos la otra. En un principio esta torre albergaba tres campanas, pero a consecuencia de la caída en dos ocasiones de fuertes descargas eléctricas (rayos) que terminaron colapsando la parte superior de la torre y con dos campanas en el suelo, una de ellas —la más grande— terminó rompiéndose. Es en esa circunstancia, que la gente del lugar optó por reconstruir la torre del campanario, devolviéndole su antigua y original vista. Pero, por segunda vez tuvo lugar otra descarga eléctrica, y termina nuevamente con la parte superior del campanario. Desde esa vez, hasta ahora, el campanario no ha recibido ningún trabajo de restructuración ni restauración que le devuelva su original vista. Es así cómo se encuentra en la actualidad:



**FIGURA 41:** *Vista lateral de la torre del campanario*  
*Fuente: Elaboración propia*

**Patología:** El desprendimiento del revestimiento constituido de mortero de cal y arena y desgaste en los adobes de la torre. La patología se extiende en toda la torre del campanario, quedando a la vista todavía una parte del revoque, como se ve en la imagen.



**FIGURA 42:** *Desprendimiento del revoque exterior*  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** causado por la falta de adherencia entre los adobes y el revestimiento constituido por un mortero de cal y arena. Esta situación permitió que durante las lluvias se remojen los adobes cada vez más y se produzca la pérdida simultánea del revoque y se produjera progresivamente la erosión, desgastando el muro de adobe de la torre.

**Tipo:** No estructural.

### 3.8. VESTÍBULO

El vestíbulo: un ambiente contiguo a la nave de la iglesia, situado en la parte intermedia del lado derecho, destinado para vestuario del sacerdote.

Entre la nave de la iglesia y el vestíbulo se ingresa a través de una puerta pasadiza en la pared lateral derecha de la iglesia. Las dimensiones de la puerta (de dos hojas) son de 1.20 metros de ancho por 1.7 metros de altura. (ver **FIGURA 11**)

La cara izquierda del vestíbulo se apoya en una parte de la pared lateral derecha de la iglesia, y sus demás muros son de un espesor de 0.6 metros. Llegando a alcanzar una altura de 3 metros en los aleros (muros frontales y posterior del vestíbulo). Y el muro derecho tiene una altura de 3 metros en los lados y de 5.2 metros en la cumbre.

La cubierta del este ambiente, al igual que el de la iglesia; es de teja colonial a dos caídas (dos aguas), sobre un entramado de caña hueca; mismo que se apoyan sobre cerchas —lo mismo que en la cubierta de la iglesia—. Los aleros del tejado son de 0.6 metros.



**FIGURA 43: Vista lateral del vestíbulo**

*Fuente: Elaboración propia*

El techo; en la parte interior del vestíbulo, consta de un cielo falso rectilíneo de yeso, el cual se encuentra revestido un entramado de caña hueca, como se aprecia en la imagen.



**FIGURA 44: Cielo falso del Vestíbulo**

*Fuente: Elaboración propia*

El revestimiento en las paredes interiores del ambiente, consta de un planchado de yeso sobre un revoque previo de barro y paja.



**FIGURA 45: Revestimiento en el interior del vestíbulo**  
*Fuente: Elaboración propia*

### 3.8.1. Cimentación

**Patología:** El cimiento de este ambiente, tiene las mismas patologías que la cimentación de la iglesia; desprendimiento y disgregación del aglutinante.

En la parte frontal se ha producido desprendimiento de algunas piedras procedentes de la cimentación, dejando vacíos y grietas.



**FIGURA 46: Desprendimiento de piedras del cimiento**

*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** cristalización de las sales que proceden del material, activadas por el proceso químico al contacto con el agua que salpica desde el piso en temporada de lluvias.

**Tipo:** Reacción química de sales (salitres) procedentes de los materiales y la interacción con el agua.

### **3.8.2. Muros**

**Patología 1:** En el exterior de los muros del vestíbulo, se ha producido una avanzada erosión en los adobes que se extiende a lo largo y ancho de las tres paredes contiguas a la iglesia.



**FIGURA 47: Erosión en la pared lateral del vestíbulo**

*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Desprendimiento del revestimiento la pared de adobe y su posterior caída del mismo.

**Tipo:** No estructural.

**Patología 2:** En la parte frontal de este ambiente, se encuentra una fisura en el muro de adobe paralela a la puerta de ingreso.

Esta fisura parte desde el dintel de la puerta y se extiende hasta llegar al cimiento, su anchura es de 3 centímetros aproximadamente.



**FIGURA 48: Fisura en la pared frontal del vestíbulo**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** Concentración de esfuerzos cortantes en el muro de adobe provenientes de la carga que distribuye el dintel hacia los mismos, y este por el espesor que tiene no consiguió soportar a las constantes cargas de peso propio.

**Tipo de falla:** Estructural.

### **3.8.3. Cubierta**

**Patología:** La principal falla de la cubierta de este ambiente: es el hundimiento del tejado. Permitiendo el ingreso del agua hacia el interior y ocasionando el colapso de la estructura del cielo falso y la caída del yeso en el interior del vestíbulo.

Además, por la caída del alero de la iglesia; parte de éste cayó sobre el tejado del vestíbulo, rompiendo las tejas y sobrecargando al mismo tiempo.



**FIGURA 49: Caída del alero de la cubierta**  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** La causa que dio lugar esta patología, fue la relajación de los maderos de las cerchas (tijeras) que sostienen el tejado. Este fenómeno ocurre debido a la permanencia de las cargas en un elemento lineal generalmente sometido a flexión (vigas), en ese proceso, éste adopta la deformada de la elástica y va perdiendo su rigidez.

**Tipo:** No Estructural.

#### **3.8.4. Interior del Vestíbulo**

**Patología:** En el interior del vestíbulo se han producido múltiples patologías, tanto en paredes como el cielo falso.

En las paredes; a consecuencia de la prolongada exposición a la humedad; el revoque de yeso ha sufrido manchado, descascaramiento y desprendimiento del revoque interior (revoque de barro y paja; provisto para nivelar las imperfecciones de los adobes).

En el cielo falso; a raíz de la prolongada humedad las cañas del entramado entraron en un proceso de putrefacción, lo que generó en el colapso de una parte del tumbado.



**FIGURA 50:** Caída y deterioro del cielo falso del Vestíbulo  
*Fuente: Elaboración propia*

**Causa:** ingreso de agua desde el tejado.

**Tipo de Falla:** No estructural.



clasificación respectiva del suelo, dando como resultado un suelo tipo (A-1-a); en ambos posos (ver anexo 4).

## 4.2. ANÁLISIS DE CARGAS DE CUBIERTA

El análisis de las cargas se hará por una franja de 0.8 metros, igual a la separación entre las cerchas.

### 4.2.1 Carga Permanente

#### 4.2.1.1. Tejado

Debido a las características de los materiales y a la metodología constructiva del tejado; su carga por peso propio se desglosa de la siguiente manera:

El número de tejas que entran en un metro cuadrado es de 24 unidades, con un peso promedio por teja de 1.7 Kg.

El peso específico de la tierra que se encuentra entre el tejado y el entramado de caña es de 1330 Kg/m<sup>3</sup>.

**Tabla 5: Peso estimado por unidad de área (Tejado)**

CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )
Teja colonial antigua (hecha a mano)	40.8
Capa de tierra e= 5 cm.	66.5
Entramado de caña hueca	5
<b>TOTAL</b>	<b>112.3</b>

*Fuente: Elaboración propia*

El ancho de franja de influencia de la carga del tejado sobre las cerchas es de un ancho igual al de la separación entre cerchas (0.8 metros).

La carga del tejado que soporta cada cercha será entonces:

$$w_{tejado} = \left( 112.3 \frac{Kg}{m^2} \right) * separación\ de\ cerchas \quad (2)$$

$$w_{tejado.} = \left(112.3 \frac{Kg}{m^2}\right) * 0.8 m = \frac{Kg}{m}$$

$$w_{tejado.} = 89.84 \frac{Kg}{m}$$

#### 4.2.1.2. Cielo Falso

El cielo falso también se sujeta de las cerchas, por lo tanto, también es una carga adicional para las cerchas. Su peso aproximado de los elementos del cielo falso se detalla a continuación, y la franja de influencia será la separación entre cerchas.

**Tabla 6: Peso estimado por unidad de área (Cielo Falso)**

CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )
Entramado de caña hueca	5
Acabado de yeso	5
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>

*Fuente: Elaboración propia*

La carga distribuida del cielo falso será:

$$w_{cielo\ falso.} = \left(10 \frac{Kg}{m^2}\right) * \text{separación de cerchas} \quad (3)$$

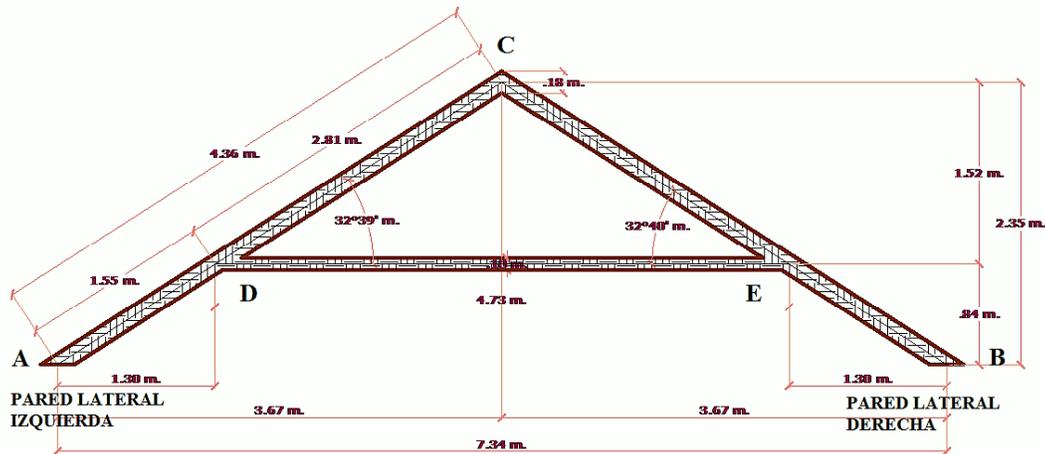
$$w_{cielo\ falso.} = \left(10 \frac{Kg}{m^2}\right) * 0.8 m = 8 \frac{Kg}{m}$$

$$w_{cielo\ falso.} = 8 \frac{Kg}{m}$$

#### 4.2.1.3. Cerchas (Tijeras)

Las cerchas en la nave de la iglesia están hechas en su mayoría de palos de algarrobo, con una densidad de **790 Kg/m<sup>3</sup>**, al 12 % de humedad.

En los nudos **C, D, E** están unidos con un robusto clavo y con un amarre de tiras de cuero.



**FIGURA 52: Detalles de la Cercha**  
*Fuente: Elaboración Propia*

1. Peso propio de los palos superiores de la cercha: Los palos de las correas superiores tienen un diámetro promedio de 18 centímetros.

$$W_{\text{correa. sup.}} = (A_{\text{transversal}}) * \gamma_{\text{madera}} \quad (4)$$

*Diámetro de los palos superiores de la cercha = 18 cm.*

*Peso específico del algarrobo = 790 Kg/m<sup>3</sup>.*

$$W_{\text{correa. sup.}} = \left(\frac{\pi}{4} * D^2\right) * \gamma_{\text{Algarrobo}} = \left(\frac{\pi}{4} * 0.18^2\right) * 790 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$W_{\text{pp correa. sup.}} = 20.1 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

2. Peso propio del palo inferior de la cercha (Correa inferior)

Diámetro del palo = 10 cm.

$$W_{\text{correa. inf.}} = \left(\frac{\pi}{4} * D^2\right) * \gamma_{\text{Algarrobo}} = \left(\frac{\pi}{4} * 0.10^2\right) * 790 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$W_{\text{pp correa. inf.}} = 6.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Entonces el peso promedio aproximado de cada cercha es:

Longitud correas superiores = 2\*4.36m.=8.72m.

Longitud correa inferior = 4.76m.

$$Peso_{cercha.} = \left(8.72 \text{ m} * 20.1 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) + \left(4.76 \text{ m} * 6.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right)$$

$$Peso_{cercha.} = 204.8 \text{ Kg.}$$

#### 4.2.1.4. Carga Permanente en cada Cercha

Correa superior:

$$w_{c \text{ sup.}} = w_{pp \text{ correa sup.}} + w_{tejado} + 0.5w_{cielo \text{ falso}}$$

$$w_{c \text{ sup.}} = 20.1 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 89.84 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 0.5 * 8 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$w_{c \text{ sup.}} = 113.94 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 1117.75 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Correa inferior:

$$w_{c \text{ inf.}} = w_{pp \text{ correa inf.}} + 0.5w_{cielo \text{ falso}}$$

$$w_{c \text{ inf.}} = 6.20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 0.5 * 8 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$w_{c \text{ inf.}} = 10.2 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 100.1 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Cercha cargada (carga muerta)

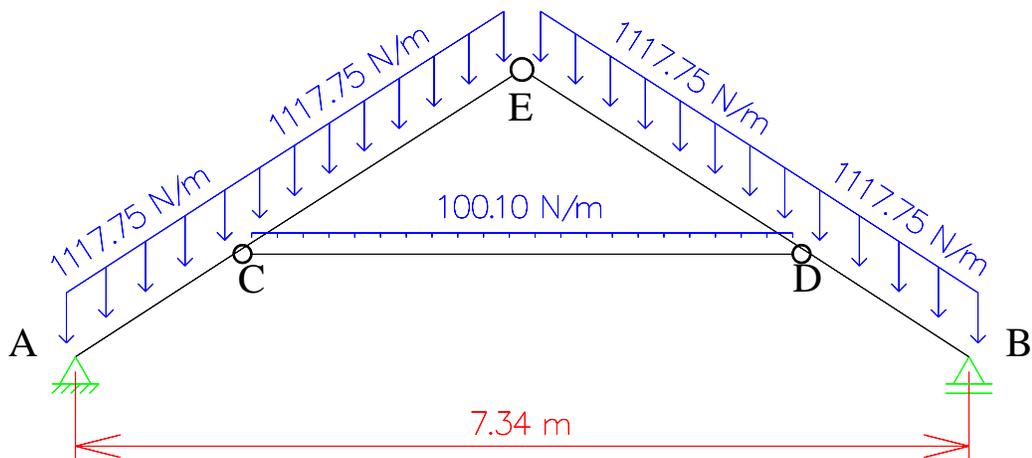


FIGURA 53: Carga muerta de cerchas existentes  
Fuente: Elaboración propia

Los apoyos A y B son las paredes laterales de la iglesia; he asumido “apoyos fijos” porque en la unión de la cercha con el muro tiene un sistema de anclaje que no deja desplazar a los laterales a la cercha, lo cual genera reacciones horizontales del muro.

Los elementos AE y EB se comportan como dos vigas inclinadas por ser un solo palo unido por un amarre rústico que simula como una articulación en el punto E.

El elemento CD es un palo de menor grosor que función como apoyo y tensor en la estructura. Este elemento se encuentra articulado externamente a los elementos AE y EB respectivamente.

## **4.2.2. Carga Viva**

### ***4.2.2.1. Carga de Viento***

Es de vital importancia el considerar la carga dinámica generada por el viento, sobre todo en la cubierta de la estructura. Por encontrarse ubicada en la cima de una loma donde la interacción del viento se agudiza.

La temporada que más se presenta fuertes vientos; es entre los meses de junio a septiembre, con vientos que han llegan a superar a veces los 80 Km/h, la dirección del viento en esta época del año es de Norte a Sur.

En el cálculo de las cargas de viento de diseño, para el sistema principal resistente a la fuerza del viento, para componentes y revestimientos en edificios, se debe tener en cuenta la suma algebraica de las presiones actuantes en las caras opuestas de cada superficie de la construcción<sup>18</sup>.

#### **4.2.2.1.1. Presión dinámica de diseño mínima**

La carga de viento de diseño mínima, que se debe utilizar en el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento (SPRFV) para un edificio u otra estructura cerrada o parcialmente cerrada, no debe ser menor que el valor (**0.5 kN/m<sup>2</sup>**) multiplicado por el área

---

<sup>18</sup> IBNORCA. “Anteproyecto de Norma boliviana” APNB 1225003-1. pp. 1.

del edificio o estructura proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección del viento supuesta para el viento.

#### 4.2.2.1.2. Factores que influyen en la presión dinámica del viento

La presión dinámica que genera el viento está determinada por la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2I \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad (5)$$

Donde:

**K<sub>d</sub>**: factor de direccionalidad del viento.

**K<sub>z</sub>**: Coeficiente de exposición para la presión dinámica o también **K<sub>h</sub>** según corresponda.

**K<sub>zt</sub>**: factor topográfico.

**Q**: presión dinámica calculada a una altura z desde el suelo.

**V**: velocidad básica del viento en (m/s).

**I**: factor de importancia definido en el artículo 5.4. de la norma IBNORCA.

Así mismo, para tomar una presión dinámica promedio que actúa en las cubiertas, se toma la altura **h**. desde el nivel del terreno, hasta la parte media de la cubierta. De manera que la ecuación (5) queda expresada en términos de **h**.

$$q_h = 0.613K_hK_{zt}K_dV^2I \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad (6)$$

##### 4.2.2.1.2.1. Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento V que se usa en la determinación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe obtener de la Tabla 5.3 de la normativa.

**Tabla 7: Velocidades básicas del Viento en Ciudades**

CIUDAD	VELOCIDAD (m/s)
--------	--------------------

COCHABAMBA	44.3
LA PAZ	29.5
ORURO	29.4
POTOSÍ	30.2
SANTA CRUZ	42.6
SUCRE	32.4
TARIJA	24.0
TRINIDAD	40.0
COBIJA	26.5

*Fuente: NB 1225002*

Estas velocidades básicas del viento no representan a lugar donde se encuentra la edificación, considerando que la comunidad San Juan del Oro se encuentra en medio de cadenas montañosas; la interacción del viento no es diferente de TARIJA, por ello se toma como velocidad del viento de Tarija.

#### 4.2.2.1.2.2. Factor de direccionalidad del viento $K_d$ .

Se obtiene de la siguiente tabla:

**Tabla 8: Factor de Direccionalidad  $K_d$ .**

<b>Tipo de estructura</b>	<b>Factor de direccionalidad <math>K_d</math></b>
Edifios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0.85
Componentes y revestimientos	0.85
Cubiertas y abobedados	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadrados	0.9
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Carteles llenos	0.85
Carteles llenos y estructura reticulada	0.85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0.85
Toda otra sección transversal	0.95
NOTA: El factor de direccionalidad $K_d$ se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en la norma NB 1225002.	

*Fuente: NB 1225002*

#### 4.2.2.1.2.3. Factor de importancia I

Según la categorización que hace la NB boliviana, una estructura como lo es la iglesia San Juan le corresponde una **Categoría III**.

En esta categoría están especificados “edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor a 150 personas”.

El factor de Importancia I se obtiene de la siguiente tabla:

**Tabla 9: Factor de Imporancia I.**

<b>Categoría</b>	<b>I</b>
<b>I</b>	0.87
<b>II</b>	1.00
<b>III</b>	1.15
<b>IV</b>	1.15

*Fuente: NB 1225002*

#### 4.2.2.1.2.4. Categorización de exposición para presión dinámica $K_z$ .

Los componentes y revestimientos para edificios con una altura media de cubierta **h** igual o menor **20.0** metros, se deben calcular usando una presión dinámica **q<sub>z</sub>** basada en la exposición que conduzca a las cargas de viento para cualquier dirección del viento en el sitio de desplazamiento.



**FIGURA 54: Ubicación geográfica de la edificación**

*Fuente: Google Earth*

Según ubicación y características de exposición de la iglesia San Juan, su categorización corresponde a una **Categoría C**. Que especifica para un “terreno abierto con obstrucciones

dispersas y alturas menores a los 10.0m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas<sup>19</sup>”. También realiza una su clasificación que está en base a las características del edificio.

**Caso 1:**

- a. Todos los componentes y revestimientos.
- b. Sistema principal resistente a la fuerza del viento en edificios de baja altura ( $h < 20.0$  m)

**Caso 2:**

- a. Todos los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento con excepción de aquéllos en edificios de baja altura ( $h < 20.0$  m).
- b. Todos los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento en otras estructuras.

En base a esta categorización y sub-categorización: los coeficientes  $K_z$  y  $K_h$  se obtienen a partir de los valores  $z$  y  $h$ , e ingresando en la **Tabla 10: Coeficiente de exposición  $K_z$  y  $K_h$** :

De acuerdo al levantamiento (anexo A-4), las alturas  $z$  y  $h$  de la edificación son:

$(z) = 6.82$  m.

$(h) = 7.70$  m.

**Tabla 10: Coeficiente de exposición  $K_z$  y  $K_h$ .**

Altura sobre el nivel del terreno $z$ (m)	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1 y 2	Caso 1 y 2
<b>0-5</b>	0.68	0.33	0.72	0.59	0.87	1.05
<b>6</b>	0.68	0.36	0.72	0.62	0.90	1.08
<b>7.5</b>	0.68	0.39	0.72	0.66	0.94	1.12
<b>10</b>	0.68	0.44	0.72	0.72	1.00	1.18
<b>12.5</b>	0.68	0.48	0.77	0.77	1.05	1.23
<b>15</b>	0.68	0.51	0.81	0.81	1.09	1.27
<b>17.5</b>	0.68	0.55	0.84	0.84	1.13	1.30
<b>20</b>	0.68	0.57	0.88	0.88	1.16	1.33

*Fuente: NB 1225002*

<sup>19</sup> IBNORCA. “Anteproyecto de Norma boliviana” APNB 1225003-1. pp. 19

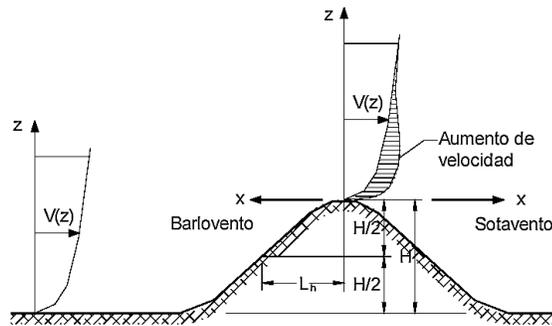
Interpolando valores se tiene  $K_z$  y  $K_h$  respectivamente.

$$K_z = 0.921$$

$$K_h = 0.945$$

#### 4.2.2.1.2.5. Efectos de topográficos

Los efectos que genera el relieve de la superficie terrestre, es el aumento repentino de la velocidad del viento sobre lomas y colinas, tal y como se muestra en la figura.



**FIGURA 55: Incremento de velocidad del Viento sobre de una Colina**

*Fuente: NB 1225002*

Para ello, el cálculo de la presión dinámica se le debe afectar por un factor  $K_{zt}$  que está sujeto a las características topográficas donde se encuentra la edificación.

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (7)$$

Donde:

- K<sub>1</sub>:** Factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.
- K<sub>2</sub>:** Factor que tiene en cuenta la reducción en el amento de velocidad, con distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.
- K<sub>3</sub>:** Factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad con la altura sobre el terreno local.
- H.** Altura de la colina o escarpa referida al terreno ubicado a barlovento, en (m).
- L<sub>h</sub>.** Distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina.

De acuerdo a levantamiento topográfico realizado (ver anexo A-2) los valores de  $H/2 L_h$  son los siguientes:

$$H/2 = 8.3 \text{ m.}$$

$$L_h = 48 \text{ m.}$$

$$Z = 9.44 \text{ m.}$$

$$X = 20 \text{ m.}$$

Se tiene las siguientes relaciones:

$$\frac{H}{L_h} = 0.346$$

$$\frac{X}{L_h} = 0.41$$

$$\frac{Z}{L_h} = 0.197$$

Con estos valores: y considerando que el edificio se encuentra sobre una loma bidimensional, ingresamos en la tabla siguiente:

**Tabla 11: Factor topográfico K.**

<b>Multiplicadores Topográficos para Exposición C</b>										
<b>H/L<sub>h</sub></b>	<b>Multiplicador K<sub>1</sub></b>			<b>X/L<sub>h</sub></b>	<b>Multiplicador K<sub>2</sub></b>		<b>z/L<sub>h</sub></b>	<b>Multiplicador K<sub>3</sub></b>		
	<b>Loma bidim.</b>	<b>escarpa bidim.</b>	<b>colina tridim. Axialsim.</b>		<b>escarpa bidim.</b>	<b>Todos los casos</b>		<b>Loma bidim.</b>	<b>escarpa bidim.</b>	<b>colina tridim. Axialsim.</b>
<b>0.20</b>	0.29	0.17	0.21	<b>0.00</b>	1.00	1.00	<b>0.00</b>	1.00	1.00	1.00
<b>0.25</b>	0.36	0.21	0.26	<b>0.50</b>	0.88	0.67	<b>0.10</b>	0.74	0.78	0.67
<b>0.30</b>	0.43	0.26	0.32	<b>1.00</b>	0.75	0.33	<b>0.20</b>	0.55	0.61	0.45
<b>0.35</b>	0.51	0.30	0.37	<b>1.50</b>	0.63	0.00	<b>0.30</b>	0.41	0.47	0.30
<b>0.40</b>	0.58	0.34	0.42	<b>2.00</b>	0.50	0.00	<b>0.40</b>	0.30	0.37	0.20
<b>0.45</b>	0.65	0.38	0.47	<b>2.50</b>	0.38	0.00	<b>0.50</b>	0.22	0.29	0.14
<b>0.50</b>	0.72	0.43	0.53	<b>3.00</b>	0.25	0.00	<b>0.60</b>	0.17	0.22	0.09
				<b>3.50</b>	0.13	0.00	<b>0.70</b>	0.12	0.17	0.06
				<b>4.00</b>	0.00	0.00	<b>0.80</b>	0.09	0.14	0.04
							<b>0.90</b>	0.07	0.11	0.03
							<b>1.00</b>	0.05	0.08	0.02
							<b>1.50</b>	0.01	0.02	0.00
							<b>2.00</b>	0.00	0.00	0.00

*Fuente: NB 1225002*

Interpolando, se tiene los siguientes factores **K<sub>1</sub>**, **K<sub>2</sub>** y **K<sub>3</sub>**:

$$K_1 = 0.50.$$

$$K_2=0.90$$

$$K_3=0.55$$

Reemplazando valores  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$  en ecuación (7) se tiene el factor de influencia topográfica:

$$K_{zt} = 1.33$$

#### 4.2.2.1.3. Presión dinámica puntual

Reemplazando valores:  $K_d$ ,  $K_z$ ,  $K_{zt}$ ,  $I$  y  $V$  en la ecuación (5) se obtiene la presión dinámica a la altura  $Z$  del edificio.

$$q_z = 422.77 \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

Para obtener la presión dinámica a una altura intermedia de la cubierta: cambiamos  $K_z$  por  $K_h$  y con los mismos demás valores anteriores, reemplazamos en la ecuación (6).

$$q_h = 433.79 \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

#### 4.2.2.1.4. Presiones dinámicas del viento

Las presiones de diseño para los sistemas principales a la fuerza del viento se calculan con la siguiente ecuación.

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad (8)$$

$$p = q[GC_p - (GC_{pi})] \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad (9)$$

Donde:

( $q$ )=  $q_z$  Para paredes a barlovento evaluadas a la altura  $z$  sobre el terreno.

( $q$ )=  $q_h$  Para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura  $h$ .

( $q_i$ )=  $q_h$  Para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados

$(q_i) = q_z$  Para evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura  $z$  está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva.

#### 4.2.2.1.4.1. Presión sobre cubierta con viento paralelo a la cumbrera

Los coeficientes de presión externa para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento  $C_p$  están dados en la **Tabla 12**.

El coeficiente  $G$ ; factor de efecto ráfaga igual a 0.85 para estructuras rígidas.

La cubierta que se encuentra paralela a la dirección del viento es la cubierta del vestíbulo, con los siguientes valores (ver plano arquitectónico- Anexos).

$$\Theta = 29.55^\circ$$

$$h = 4.77 \text{ m.}$$

$$L = 6.28 \text{ m.}$$

Los valores para este tipo de estructura, están dados en la tabla siguiente:

**Tabla 12: Coeficientes de presión externa  $C_p$  para cubiertas, con Viento Normal o Paralelo a la cumbrera**

Dirección del Viento	Barlovento									Sotavento		
	Ángulo $\Theta$ en grados									Ángulo $\Theta$ en grados		
	$h/L$	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60$	10	15	$\geq 20$
Normal a la cumbrera para $\Theta \geq 10^\circ$	$\leq 0.25$	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0			-0.3	-0.5	-0.6
			0	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	$0.01 \Theta$			
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0		-0.5	-0.5	-0.6
				0	0.2	0.2	0.3	0.4	$0.01 \Theta$			
	$\geq 1.0$	-1.3	-1	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0		-0.7	-0.5	-0.6
					0	0.2	0.2	0.3	$0.01 \Theta$			
Normal a la cumbrera para $\Theta < 10^\circ$ y paralela a la cumbrera para todo $\Theta$	$\leq 0.5$	Distancia horizontal desde el borde a barlovento			$C_p$	* Se da el valor para fines de interpolación						
		0 a $h/2$			-0.9	** El valor puede reducirse literalmente con el área sobre el cual es aplicable como sigue:						
		$h/2$ a $h$			-0.9							
		$h$ a $2h$			-0.5							
	$\geq h$			-0.3								
	$\geq 1.0$	0 a $h/2$			-1.3**	Área ( $m^2$ )		Factor de reducción				
					-0.7	$\leq 10$		1.0				
						25		0.9				
$\geq h/2$				$\leq 100$		0.8						

Fuente: NB 1225002

Adoptando un coeficiente  $C_p$  de la tabla, se tiene:

$$C_p = -0.5 \text{ [Succión]}$$

Reemplazando valores en ecuación (9) con  $GC_{pi}(\pm)$  tiene:

$$p = 433.79[(-0.5 * 0.85) - (+0.18)] \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p = -262.44 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p = 433.79[(-0.5 * 0.85) - (-0.18)] \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p = -106.28 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

#### 4.2.2.1.4.2. Presión del viento con dirección normal a la cumbrera

Los coeficientes de exposición externa se consiguen de la siguiente tabla:

Tabla 13: Coeficientes de presión en paredes  $C_p$ .

Superficies	L/B	$C_p$	Usar con:
Pared a Barlovento	Todas	0.8	$q_z$
Pared a Sotavento	0 - 1	-0.5	$q_z$
	2	-0.3	
	$\geq 4$	-0.2	
Paredes Laterales	Todas	-0.7	$q_z$

Fuente: NB 1225002

Los valores de B y L son 38.78m. y 8.11m. respectivamente, entonces  $B/L = 0.25$ .

Ingresando a la **Tabla 13** con la relación **B/L** se obtiene los siguientes valores de exposición externa  $C_p$ .

Tabla 14: Coeficientes de Presión externa  $C_p$  del edificio

Elemento Resistente	$C_p$
Pared a Barlovento	0.8
Pared a Sotavento	-0.5
Paredes Laterales	-0.7
Cubierta a Barlovento	0.25
Cubierta a Sotavento	-0.2

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando los coeficientes de presión externa  $C_p$  de la tabla anterior, los coeficientes de presión interna  $C_{pi}$  de la (Tabla 3) factor de efecto ráfaga  $G= 0.85$  y los valores de  $q_z$  y  $q_h$  respectivamente en la ecuación (9); se tiene lo siguiente:

$$p_{PB} = 422.77[(0.85 * 0.8) - (+0.18)] = 211.38 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{PB} = 422.77[(0.85 * 0.8) - (-0.18)] = 363.58 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{PS} = 433.79[(0.85 * (-0.5)) - (+0.18)] = -262.44 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{PS} = 433.79[(0.85 * (-0.5)) - (-0.18)] = -106.28 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{PL} = 433.79[(0.85 * (-0.7)) - (+0.18)] = -336.19 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{PL} = 433.79[(0.85 * (-0.7)) - (-0.18)] = -180.02 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{CB} = 433.79[(0.85 * (0.25)) - (+0.18)] = 14.10 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{CB} = 433.79[(0.85 * (0.25)) - (-0.18)] = 170.26 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{CS} = 433.79[(0.85 * (-0.2)) - (+0.18)] = -151.82 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

$$p_{CS} = 433.79[(0.85 * (-0.2)) - (-0.18)] = 4.34 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

**Tabla 15: Presiones en los Elementos Resistentes a la Fuerza del Viento**

<b>ELEMENTO RESISTENTE</b>	<b>PRESIÓN (N/m<sup>2</sup>)</b>
Pared a Barlovento	<b>363.58</b>
Pared a Sotavento	<b>-262.44</b>
Paredes Laterales	<b>-336.19</b>
Cubierta a Barlovento	<b>170.26</b>
Cubierta a Sotavento	<b>-151.82</b>

*Fuente: Elaboración propia*

#### 4.2.2.1.5. Presiones generadas

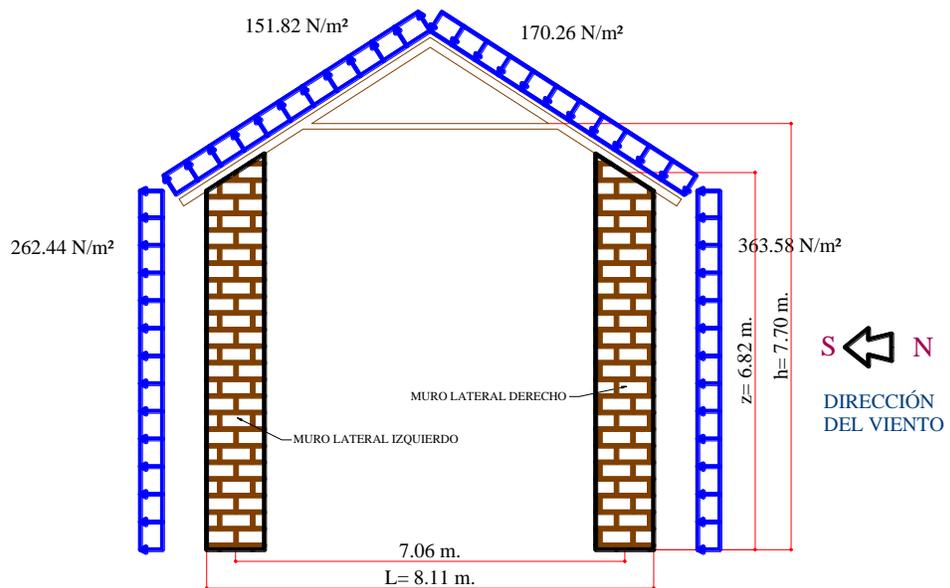
Tomando en cuenta las cargas más críticas calculadas, se tiene la siguiente tabla:

**Tabla 16: Cargas de viento consideradas**

ELEMENTO RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO	PRESIÓN (N/m <sup>2</sup> )
Pared a Barlovento	363.58
Pared a Sotavento	-262.44
Cubierta a Barlovento	170.26
Cubierta a Sotavento	-151.82
Paredes Laterales	-336.19

*Fuente: Elaboración propia*

DIAGRAMA DE PRESIONES GENERADO POR EL VIENTO



**FIGURA 56: Diagrama de presiones del viento**  
*Fuente: Elaboración Propia*

#### 4.2.2.1.6. Consideraciones

De acuerdo a la ubicación de la iglesia “San Juan”; a la variación de la dirección del viento tanto de Norte- Sur en invierno, como de Sur-Norte en la temporada de lluvias; vale hacer las siguientes consideraciones para cargar a la estructura:

1. La situación más desfavorable y peligrosa en los muros laterales de la iglesia es: la generación de fuerzas hacia el exterior. Porque hacia el interior; a través de las cerchas se genera una rigidez y un arrostramiento lateral continuo de los muros longitudinales.

2. Debido a la avanzada erosión, desgaste y deterioro de los adobes tanto en los muros frontales, como en los muros longitudinales de la iglesia; la situación más desfavorable que se presenta es un empuje de los muros hacia el exterior, lo que la succión generada por el viento contribuye en gran medida a este efecto.

3. Por la respuesta estructural de las cerchas a las cargas de peso propio de la cubierta es necesario también considerar las cargas que generaran fuerzas hacia los costados de los muros longitudinales, y estas cargas son las cargas vivas generadas por el viento (succión).

Entonces, en base a estas consideraciones se analizará las cargas más críticas del viento en cualquier dirección del viento que generen succión.

### 4.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PREVIO

#### 4.3.1. Cubierta

##### 4.3.1.1. Nave central

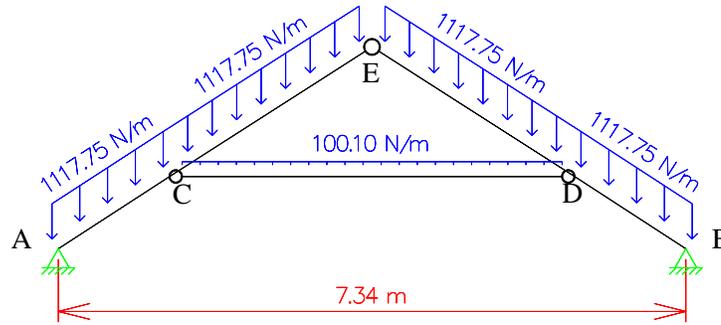
**Carga muerta:** La carga debido al peso propio de la cercha y del tejado están en dirección vertical.

Correas superiores:

$$w_{c\ sup.} = 1117.75 \frac{N}{m}$$

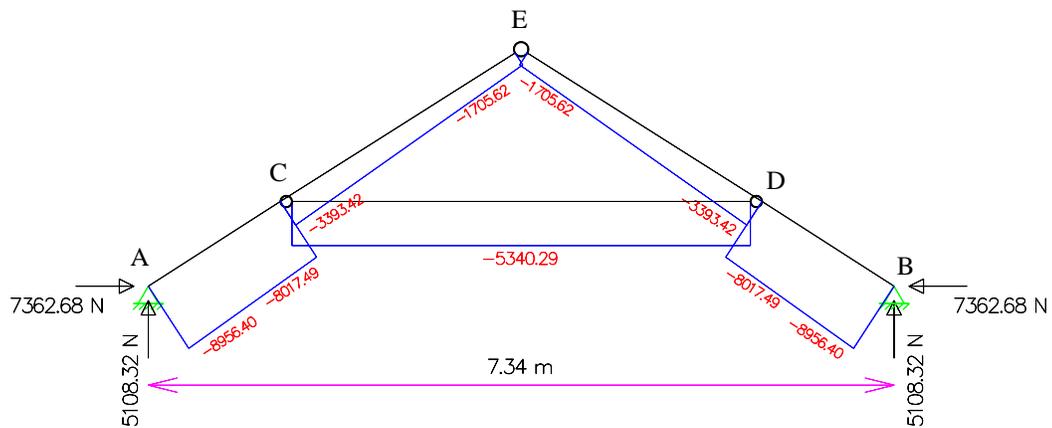
Correa inferior:

$$w_{c\ inf.} = 100.1 \frac{N}{m}$$



**FIGURA 57: Cargas de peso propio en la Cercha**  
Fuente: Ftool.

Calculando las reacciones en los apoyos (A – B) y las fuerzas internas axiales en los elementos con el programa Ftool se tiene:



**FIGURA 58: Diagrama de fuerzas axiales de la Cercha**  
Fuente: Ftool

**Carga Viva:** La carga de viento se encuentra perpendicular a los elementos de la cubierta, por lo tanto, se descompone en sus componentes X y Y, respectivamente.

1. Carga a barlovento.

$$q_{\text{Barlovento}} = 170.26 \left[ \frac{N}{m^2} \right] * \text{separación cerchas (m)} \quad (10)$$

$$q_{\text{Barlovento}} = 170.26 \left[ \frac{N}{m^2} \right] * 0.8 \text{ m}$$

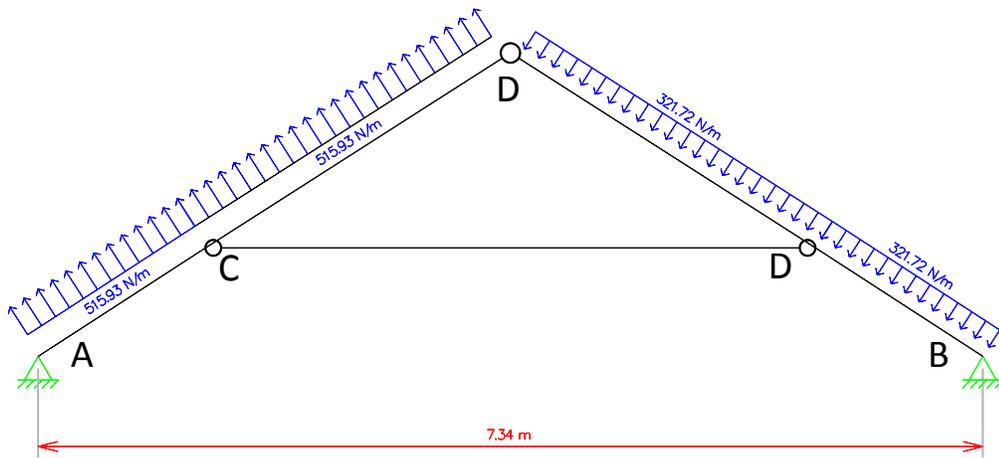
$$q_{\text{Barlovento}} = 136,21 \left[ \frac{N}{m} \right]$$

Carga a sotavento.

$$q_{\text{Sotavento}} = 151.82 \left[ \frac{N}{m^2} \right] * \text{separación cerchas (m)} \quad (11)$$

$$q_{\text{Sotavento}} = 151.82 \left[ \frac{N}{m^2} \right] * 0.8 \text{ m}$$

$$q_{\text{Sotavento}} = 121.45 \left[ \frac{N}{m} \right]$$



**FIGURA 59: Cargas vivas generadas en la cubierta**  
Fuente: Propia

Resolviendo la estructura mostrada con el programa Ftool se tiene las siguientes reacciones:

Reacciones totales en los apoyos:

*Tabla 17: Reacciones de los muros frente a las cargas*

APOYO		Reacción Carga Muerta (N)	Reacción Carga Viva (N)	Reacción total (N)
<b>A</b>	A <sub>x</sub>	7362.68	488.67	<b>7851.35</b>
	A <sub>y</sub>	5108.32	-809.80	<b>4298.52</b>
<b>B</b>	B <sub>x</sub>	-7362.68	1479.80	<b>-5882.88</b>

	$B_y$	5108.32	97.05	<b>5205.37</b>
--	-------	---------	-------	----------------

Fuente: *Elaboración propia*

#### 4.3.1.2. Vestíbulo

La cubierta del vestíbulo está apoyada sobre palos que estos se apoyan sobre otro palo en el centro de la cubierta, estos palos trabajan como vigas simplemente apoyadas.

**Carga Muerta:** La carga muerta en la cubierta del vestíbulo está constituida por el peso propio del tejado, el peso propio del cielo falso y del peso propio del palo.

Por la similitud de la constitución de la cubierta; se adoptará las mismas cargas que en la cubierta de la nave de la iglesia:

$$w_{c \text{ sup.}} = 1117.75 \frac{N}{m}$$

**Carga Viva:** la presión generada por el viento con dirección paralela a la cumbrera es:

$$p = -262.44 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

Por ser negativa la presión del viento sobre el tejado del vestíbulo no se tomará en cuenta en el análisis estructural de la cubierta del vestíbulo:

**Entramado transversal:** Como se dijo en un principio de esta sección, el entramado de palos en la cubierta del vestíbulo descansa sobre otro palo central con mayor diámetro, para ello se analizará como si fueran dos vigas simplemente apoyadas.

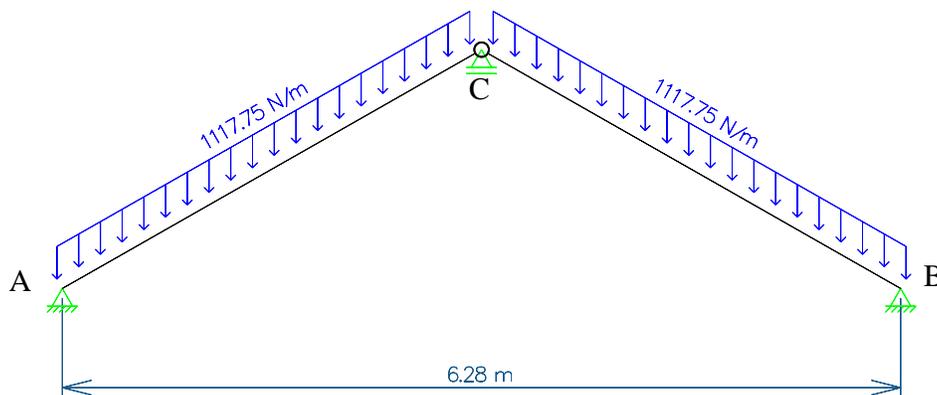


FIGURA 60: Cargas de Peso propio en la cubierta del Vestíbulo

Fuente: *Propia*

Calculando reacciones se tiene:

**Tabla 18: Reacciones de muros del vestíbulo**

APOYOS		REACCIONES (N)
A	$A_y$	<b>2017.22</b>
B	$B_y$	<b>2017.22</b>
C	$C_y$	<b>4034.44</b>

*Fuente: Elaboración propia*

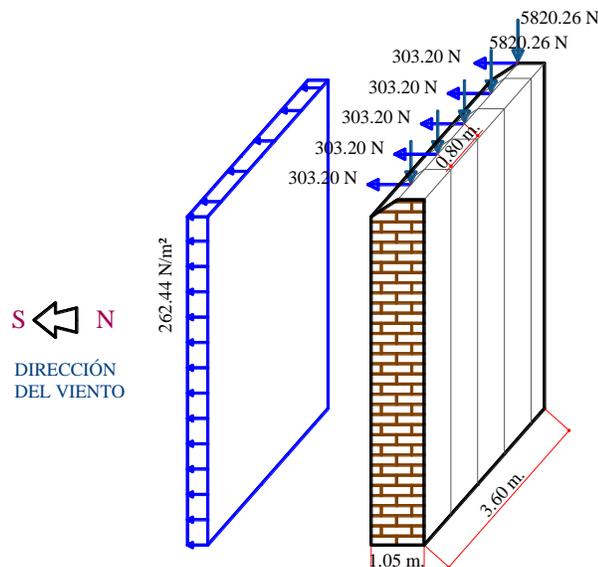
### 4.3.2. Muros

El análisis estructural de los muros se analizará por separado, es decir; muro lateral izquierdo, muro lateral derecho y muros transversales.

En los muros laterales (izquierdo y derecho) se tomará una franja de 0.8 metros, esto por las separaciones entre cerchas de la cubierta.

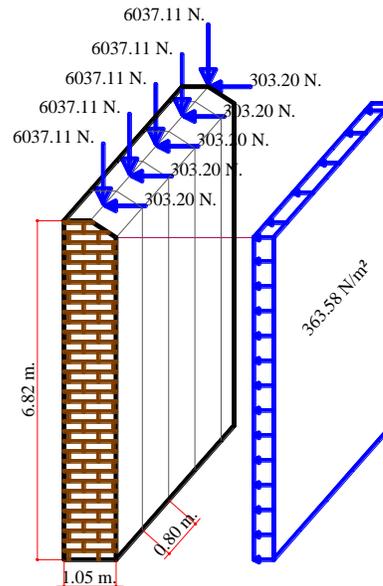
#### Muro lateral izquierdo

En ésta franja de este muro, inciden las cargas de reacción del apoyo **A** de la cercha y de la carga de succión generada por el viento con dirección Norte a Sur.



**FIGURA 61: Diagrama de cargas en muro lateral izquierdo**  
*Fuente: Elaboración Propia*

## Muro lateral derecho



**FIGURA 62: Diagrama de cargas en muro lateral derecho**  
*Fuente: Elaboración Propia*

Como se puede apreciar en las imágenes; existen cargas horizontales que causan inestabilidad y generan momentos flectores en los muros.

El adobe puede soportar sin ningún problema las cargas de su peso propio y las cargas que generen esfuerzos de compresión, pero son incapaces de soportar esfuerzos de tracción.

Es por esta causa que se han producido fisuras en las uniones con los muros transversales.

En vista de este comportamiento de la estructura y de las solicitaciones; se hace necesario diseñar y readecuar la edificación con elementos estructurales que soporten sin problema las solicitaciones.

### 4.4. FORMULACIÓN DE SOLUCIONES

De acuerdo al diagnóstico y en vista de la situación en el que se encuentra la edificación; es que se hace un análisis de posibles soluciones a las patologías (fallas presentes en la iglesia) partiendo de un análisis del tipo de falla: es decir, si la falla presente se debe a concentración de esfuerzos, o, por fallas causadas por agentes externos.

Entonces, siguiendo esa lógica, la formulación de alternativas de solución se basará en la identificación de; fallas estructurales y fallas no estructurales.

#### **4.4.1. Alternativas de solución a fallas estructurales**

##### **4.4.1.1. Cubierta**

Frente al colapso de la parte central de la cubierta y la pérdida irrecuperable de los elementos de sostenimiento (cerchas) y toda su estructura de la parte central; la solución es la reconstrucción y readecuación de nuevos elementos estructurales de sostenimiento de la cubierta (cerchas) junto con los demás componentes en esta parte donde tuvo lugar el colapso; entramados de caña hueca, conformación del cielo falso y del tejado.

Estos nuevos elementos estructurales principales en la transmisión de las cargas hacia los muros laterales, deben estar rediseñados en base a un análisis estructural y a las solicitaciones de la cubierta.

Ciertamente, en la reconstrucción de esta parte de la cubierta, es necesario el retiro temporal de todo el tejado, con la finalidad de que la conformación del tejado sea uniforme y con el propósito de realizar mejoras a la conformación de la estructura de la cubierta, una de ellas es: alivianar las cargas, siempre teniendo en cuenta de no alterar los rasgos arquitectónicos originales, claro.

Una mejora como estas es fundamental analizarlo y materializarlo en la restauración del edificio; el *aliviana-miento* de la cubierta influirá directamente en la respuesta estructural de las cerchas y de los muros laterales. Uno de los efectos de la excesiva carga de cubierta, es el empuje lateral hacia el exterior sobre los muros, contribuyendo a la aparición y progreso de fisuras en los muros frontales y posterior de la edificación.

El mencionado aliviana-miento se logrará quitando la capa de tierra existente entre las tejas y el entramado de caña hueca (*cañizo*<sup>20</sup>); que sirve de apoyo y calzado a las filas de tejas y, reemplazando con juntas delgadas de mortero (cemento y arena) entre teja y teja simplemente.

---

<sup>20</sup> Término común usado para referirse a la disposición y ordenamiento de cañas, ya sean enteras o partidas, amarradas una a continuación de otra, unidas con tiras de cuero o alambre, para secar algo o para colocar algo sobre él.

En cuanto a los elementos de soporte de la cubierta (cerchas), se propone un cambio en la respuesta estructural de las nuevas cerchas a ser colocadas en la parte donde tuvo lugar el colapso. Pero este cambio en la disposición de los elementos de la cercha estará sujeto a un análisis más profundo que se realizará más adelante.

El cambio en la forma de la cercha, se basa en hacer que todos los elementos de la cercha estén sometidos a esfuerzos axiales (tracción y compresión) esencialmente. Y no así a un esfuerzo de flexión.

Con estos cambios, tanto en forma como en respuesta estructural de la cercha, se podrá minimizar las deformaciones y el empuje lateral sobre los muros causado por la acción de la carga del tejado.

Además, la nueva forma de la cercha, no repercutirá en la conformación del cielo falso (en el interior de la iglesia ni en los aleros (en el exterior).

#### ***4.4.1.2. Muros***

Considerando los espesores, dimensiones y las características resistentes de los adobes, estado de los mismos, el tipo y grado de las de las fallas presentes en los muros; frontal y posterior; mostrados en el diagnóstico en el capítulo anterior. Es de vital importancia contar con alternativas de restructuración de la edificación en vías hacia la restauración integral del edificio, que ofrezcan seguridad y sobre todo eficiencia y eficacia en el refuerzo de la estructura. Estas alternativas de restructuración deben ir de la mano con los criterios de restauración sobre bienes inmuebles históricos, catalogados y enunciados por la teoría de Restauración.

Las alternativas estructurales de restauración propuestas, además de respetar los detalles arquitectónicos originales como ser: fachadas, aleros y otros detalles. Deben ofrecer seguridad tanto para el restaurador como para integridad del edificio. Estas alternativas son las siguientes y se basan en experiencias y metodologías de restauración llevadas a cabo en varios países y en base a mi criterio técnico:

#### **4.4.1.1.1. Alternativa 1**

La primera alternativa de restauración, abocada a la parte estructural, que veo por conveniente su implementación: es la readecuación de los elementos de arriostramiento de los muros laterales y provisión de nuevos elementos que proporcionen rigidez sobre los mismos; de manera que restrinjan y prevengan el surgimiento de las fisuras en los muros transversales del edificio. Usando técnicas y elementos fáciles de conseguir, fáciles de montar, y lo más importante: que no se necesite hacer excavaciones bajo de las cimentaciones.

En ése sentido, la alternativa que más se ajusta a esas condiciones es: la utilización de tensores de acero anclados en maderos sobre los muros longitudinales y la incorporación de mallas de refuerzo en lugares más vulnerables de los muros.

Con el fin de aprovechar los tensores —ya existentes—. Esta alternativa de restructuración propone reforzar al sistema existente de arriostramiento lateral (pared lateral derecha y pared lateral izquierda) con la provisión de nuevos elementos (tensores) debidamente ubicados diseñados de acuerdo a las solicitaciones.

El montaje de estos tensores consiste en el anclaje mediante pernos provistos en los extremos del tensor, montado sobre un tablón de madera que distribuya la fuerza sobre un área mayor en la cara externa de las paredes.

Para efectivizar el funcionamiento de los tensores ya existentes en los muros, se propone que las tablas (donde anclan los tensores); sean más anchas y recorran un largo de pared mayor, logrando de esta manera un mejor agarre de los tensores y por ende un mejor arriostramiento de los muros laterales.

Para este fin, y con la finalidad de no causar alteraciones en las fachadas laterales; para montar el anclaje debe hacerse un calado en la pared, igual al espesor de la tabla. Y así, poder mimetizar el montaje de este dispositivo; con el revestimiento exterior de los muros.

El anclaje debe ser tal que: distribuya de manera uniforme la fuerza de acción del tensor sobre un área efectiva mayor en ambas paredes laterales, para restringir con mayor efectividad los desplazamientos laterales provocados por el empuje lateral hacia el exterior;

causa principal que produce fisuras en las esquinas de los muros frontal y posterior del edificio, es decir, entre uniones de paredes.

Además del refuerzo con tensores sobre los muros laterales, para proporcionar mayor rigidez a toda la estructura en su conjunto se prevé la colocación de un tesado de malla en las esquinas de las paredes.

Si bien se puede solucionar de cierta medida a las patologías estructurales presentes en los muros, pero: la principal desventaja de esta alternativa es que no se podrá aliviar a los muros laterales de las cargas que se generan por viento y por peso propio de la cubierta, es por eso que queda exenta de análisis esta alternativa. Para ello es preciso encontrar una alternativa más eficiente y que pueda absorber la totalidad de las cargas de la cubierta. Y además ofrezca un arriostramiento en toda la estructura.

#### **4.4.1.1.2. Alternativa 2**

El fundamento de la presente alternativa, se basa en la solución a las fallas estructurales con el uso de materiales más resistentes y con mayor capacidad de resistencia a los esfuerzos generados por las cargas.

Bajo estos requerimientos, se propone la inclusión de elementos de hormigón armado; tanto de soporte (columnas) y elementos de arriostramiento sometidos a flexo tracción (vigas).

En vista del patrón que siguen las fisuras y los lugares donde yacen; se puede aseverar que la causa general se debe a la concentración de esfuerzos principalmente a tracción y corte, mismos que más adelante se hará un análisis más exhaustivo al respecto.

Haciendo un análisis a groso modo, se puede afirmar que: los muros laterales del edificio necesitan elementos de soporte que restrinjan los desplazamientos de los mismos hacia el exterior (vuelco).

En base a éstas condicionantes, es conveniente la inclusión de elementos estructurales de Hormigón Armado, que proporcionen la rigidez necesaria a los muros longitudinales y además que restrinjan las deformaciones de los mismos hacia el exterior.

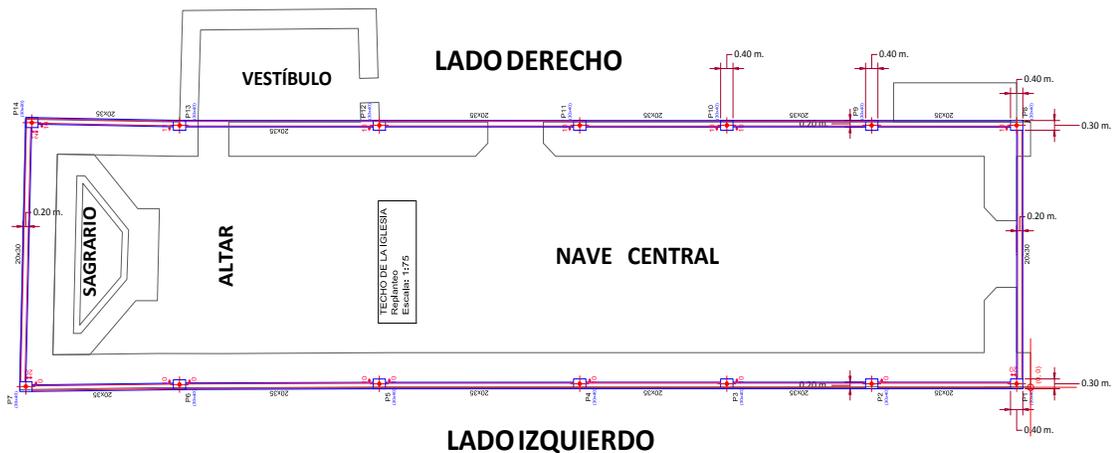
Como esta alternativa de solución a fallas estructurales se trata de incluir un elemento con material ajeno a la edificación; su inclusión debe ser de tal manera que cause el menor efecto

visual en su colocación, es decir, que no cause efectos visuales de relevancia o altere las fachadas laterales originales de la edificación. Para lograr este cometido, dichos elementos de Hormigón Armado deben quedar mimetizados en la pared, lo que significa hacer un calado a la pared.

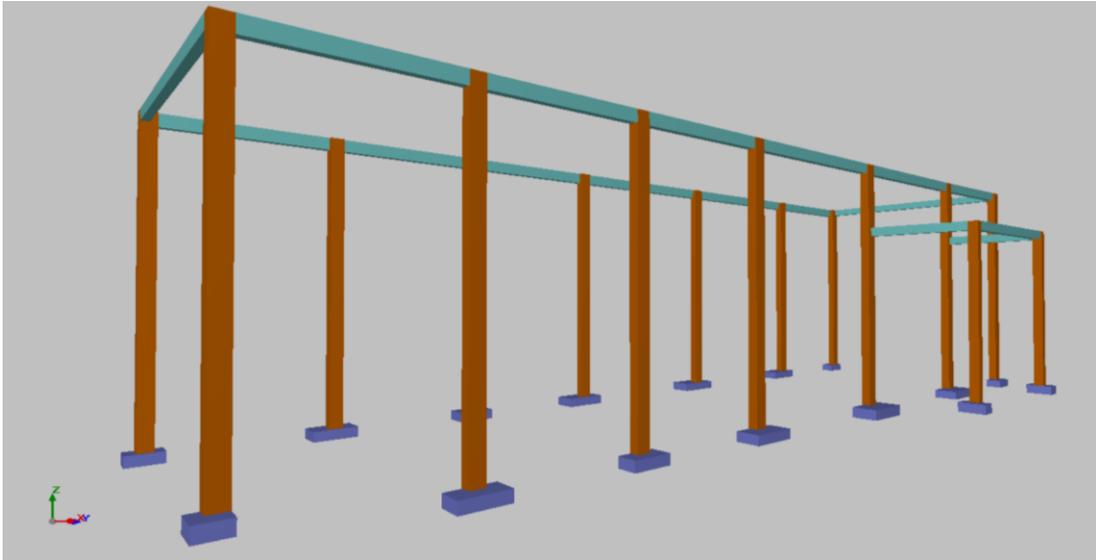
Efectivamente, todo desgaste o calado que se realice en la pared y cimentación va en contra de la seguridad del edificio, es decir, se induce a un debilitamiento de la estructura. Pero, con el retiro temporal de la cubierta se habrá aliviado la carga y el empuje hacia el exterior sobre los muros laterales, lo que con un adecuado apuntalamiento se puede proceder sin problema con este procedimiento.

Por otro lugar, los espesores de los muros son lo suficientemente amplios como para permitir la inserción de elementos estructurales de Hormigón Armado.

A continuación, se muestra el detalle de ubicación y forma del refuerzo en la edificación, mismo que estará sujeto al análisis estructural que se hace más adelante:



**FIGURA 63: Vista en planta de alternativa estructural de Arriostramiento**  
*Fuente: Elaboración Propia*



**FIGURA 64: Vista tridimensional de Arriostramiento de la Edificación**  
*Fuente: Software CYPECAD 2017*

#### **4.4.2. Solución a fallas no estructurales**

En este apartado, se propone alternativas de solución a patologías ocasionadas enteramente por agentes externos, estos agentes externos son: erosión generada en las paredes, cimentación y en la torre del campanario; por acción erosiva del escurrimiento de agua en tiempo de lluvias, el deterioro de los materiales por exposición prolongada a la humedad que derivó en el desarrollo de procesos químicos y biológicos y otros agentes ajenos a la estructura que coadyuvaron en el deterioro general del edificio.

Para la formulación de soluciones a estas patologías; se parte en un principio del diagnóstico general —mismo que se hizo anteriormente— donde nos muestra la situación actual en que se encuentra la estructura; dándonos la idea más adecuada para su solución.

##### **4.4.2.1. Cimentación**

En la cimentación, la patología más recurrente de acuerdo a diagnóstico: es el desprendimiento y disgregación de las juntas de tierra entre piedras de la cimentación, causado por la cristalización de las sales (salitres) y su posterior a floración a la superficie.

La solución más práctica y viable a esta patología es la limpieza del material suelto que se encuentra en medio de las piedras y remplazándolo por un mortero de cemento y arena. Previo a este procedimiento, se debe realizar un rociado de una solución de agua y cal para estabilizar las sales presentes en las juntas de tierra.

Para frenar este proceso químico se debe incluir un material que no permita el ingreso de humedad al interior y además neutralice la reacción química. Según investigaciones realizadas, mencionadas en el capítulo II, las formas de tratamiento para estas patologías es la inclusión de una lechada de cal con una solución hipóxica. Posterior a ello, se deberá recubrir con un mortero o una sustancia impermeabilizante.

#### ***4.4.2.2. Muros y Campanario***

En los muros de adobe además de las fisuras causadas por fallas estructurales, existen patologías causadas por agentes externos como ser: la erosión de las paredes.

La solución a estas patologías es la provisión de un revoque exterior con un mortero de cemento, cal y arena provisto de malla electrosolda para darle mayor fijación y agarre, esta malla debe ir anclada con amarres de alambre a la pared.

Este revestimiento exterior que se pretende poner; no causará cambios en las fachadas del edificio. Porque hacia parte de la edificación anteriormente, sino que, al paso del tiempo y por el constante deterioro se terminó cayendo casi en su totalidad.

### **4.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVAS PLANTEADAS**

#### **4.5.1. Cubierta**

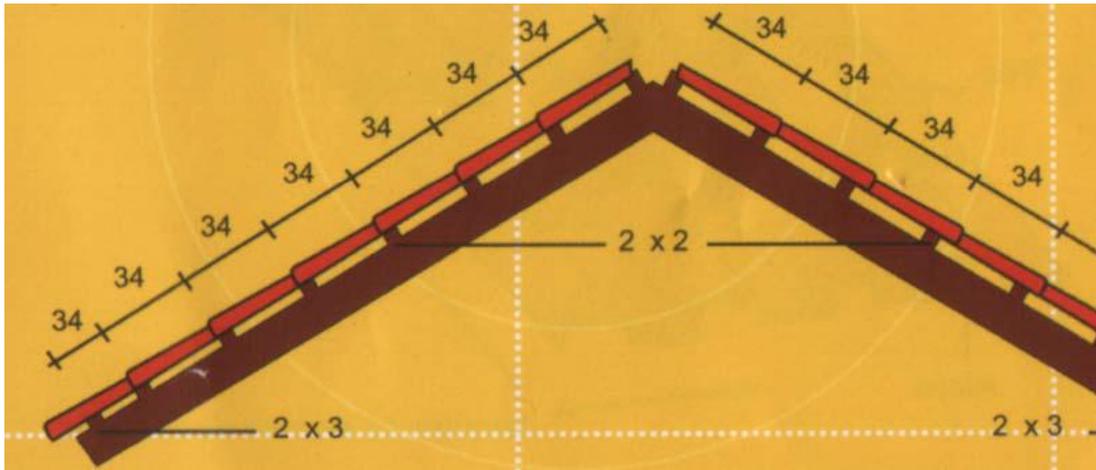
Tal y como se mencionó anteriormente, es necesario reducir las cargas de peso propio del tejado; específicamente la capa de tierra existente entre el tejado y el entramado de caña hueca.

De acuerdo al análisis estructural realizado; se pudo evidenciar la magnitud de las cargas horizontales a los que están sometidos los muros laterales. Estas cargas se producen por la funcionalidad y forma de las cerchas (tijeras), es decir que son elementos que están sometidos a esfuerzos combinados de flexión, lo que generan reacciones en los apoyos. Y, que generan simultáneamente empujes laterales hacia el exterior, en los dos muros laterales, tanto izquierdo como derecho.

Estos empujes se deben tratar de minimizar a lo máximo. Y una de las opciones es la reducción de las cargas de peso propio de la cubierta.

Para ello se calcula las cargas de peso propio al que van a estar sometidas las cerchas ya existentes y las que se propondrá en el lugar donde tuvo lugar el colapso de la cubierta.

**Tejado:** Con el fin de alivianar la carga de la cubierta, se cambiará a la siguiente disposición del tejado.



**FIGURA 65: Disposición de correas para teja colonial**  
Fuente: Manual INCERPAZ

De esta manera se evitará la capa de tierra que solía estar presente en el tejado, de esta manera se calcula las cargas del tejado.

La carga por metro cuadrado de tejado; se considera la misma calculada en la (sección 4.2.1.1. Tejado)

Las riostras o correas comúnmente en nuestro medio se usa madera Tipo B (Peso específico  $600 \text{ kg/m}^3$ )<sup>21</sup>

La separación entre cerchas no se modificará, es decir:  $s=0.8 \text{ m}$ .

**Tabla 19: Peso propio de elementos de cubierta “ Teja Colonial”**

CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )
Teja colonial	40.8

---

<sup>21</sup> Manual de Diseño para Maderas del grupo Pacto Andino: Peso específico de maderas. Pp. 7.

Demás accesorios	5
<b>TOTAL</b>	<b>45.8</b>

*Fuente: Manual INCERPAZ*

$$w_{tejado} = 45.8 \frac{Kg}{m^2} * Separación\ cerchas \quad (12)$$

$$w_{tejado} = 45.8 \frac{kg}{m^2} * 0.8\ m = 36.64 \frac{kg}{m}$$

$$W_{tejado} = 359.44 \left[ \frac{N}{m} \right]$$

### **Carga viva del tejado.**

Las presión generada por el viento son las calculadas en sección (4.2.2.1.5. Presiones generadas)

**Tabla 20: Carga de viento en cubierta para un ancho efectivo**

<b>CUBIERTA</b>	<b>PRESIÓN (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Cubierta a Barlovento</b>	170.26
<b>Cubierta a Sotavento</b>	-151.82

*Fuente: Elaboración propia*

La carga actuante en el tejado estará dada para un ancho igual a la separación de las cerchas, igual a 0.8 metros.

**Tabla 21: Carga de viento en cubierta para un ancho efectivo**

<b>CUBIERTA</b>	<b>CARGA (N/m)</b>
<b>Cubierta a Barlovento</b>	136.21
<b>Cubierta a Sotavento</b>	-121.45

*Fuente: Elaboración propia*

La dirección de la carga viva: es normal a la superficie de la cubierta, es decir, que se debe encontrar las componentes; horizontal y vertical para realizar las combinaciones de carga catalogadas por el reglamento argentino para estructuras de madera (CIRSOC).

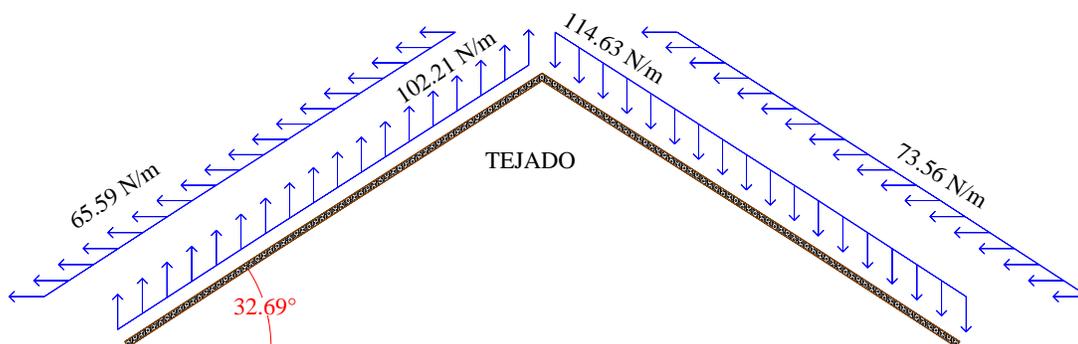
Las componentes vertical y horizontal de la carga de viento están en función de la inclinación de la cubierta, para ello, la inclinación de la cubierta  $\Theta = 32.69^\circ$ . Por tanto, se tiene la siguiente tabla:

**Tabla 22: Cargas de Viento en elementos resistentes a la fuerza del viento**

CUBIERTA		CARGA (N/m)
Cubierta a Barlovento	Componente Vertical	114.63
	Componente Horizontal	73.56
Cubierta a Sotavento	Componente Vertical	-102.21
	Componente Horizontal	-65.59

*Fuente: Elaboración Proia*

Los signos negativos representan fuerzas que jalan hacia el exterior.



**FIGURA 66: Acciones del Viento sobre cubierta de la nave de la Iglesia**

*Fuente: Elaboración propia*

#### 4.5.2. Cargas de diseño para la cubierta

La carga viva ( $L_r$ ) especificada para cubiertas inaccesibles por el reglamento CIRSOC 102 es de  $0.5\text{kN/m}^2$ .

Transformando esta carga viva para un ancho igual a la separación de las cerchas; se tiene:

$$L_r = 500 * \left[ \frac{N}{m^2} \right] * 0.8 m$$

$$L_r = 400 \left[ \frac{N}{m} \right]$$

**Combinación de cargas verticales a Barlovento.**

*Tabla 23: Combinaciones de Cargas a Barlovento*

Combinación de carga	Carga Muerta D (N/m)	Sobre Carga Lr (N/m)	Carga de Viento W (N/m)	Carga Crítica U (N/m)
<b>U=1.2D + 0.5Lr</b>	359.44	400		631.33
<b>U=1.2D+1.6Lr+0.87W</b>	359.44	400	114.63	1171.05
<b>U=1.2D+0.5Lr+1.6W</b>	359.44	400	114.63	814.74
<b>MÁXIMO EFECTO</b>				<b>1171.05</b>

*Fuente: NB 1225002*

**Combinación de cargas verticales a Sotavento.**

**Tabla 24: Combinación de cargas a Sotavento**

Combinación de carga	Carga Muerta D (N/m)	Sobre Carga Lr (N/m)	Carga de Viento W (N/m)	Carga Crítica U (N/m)
<b>U=1.2D + 0.5Lr</b>	359.44	400		631.33
<b>U=1.2D+1.6Lr+0.87W</b>	359.44	400	-102.21	982.40
<b>U=1.2D+0.5Lr+1.6W</b>	359.44	400	-102.21	467.79
<b>MÁXIMO EFECTO</b>				<b>982.40</b>

*Fuente: NB 1225002*

**Cargas horizontales causadas por la acción el viento.**

**Tabla 25: Componente horizontal - carga de viento en cubierta**

Lado de la	Carga de Viento

Cubierta	W (N/m)
Barlovento	73.56
Sotavento	-65.59

Fuente: Elaboración propia

NOTA: todas las cargas calculadas ya se encuentran para una franja de 0.8 metros, igual a la separación S de las cerchas.

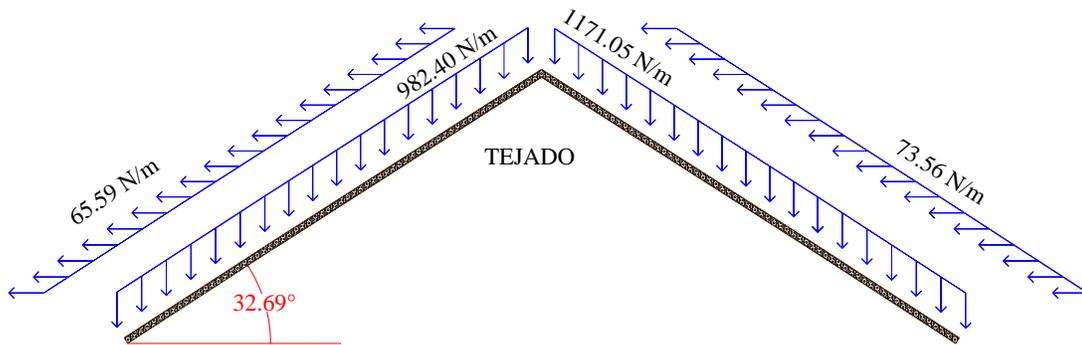


FIGURA 67: Cargas de diseño para la cubierta

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.5.3. Cargas de comprobación de cerchas existentes

Cielo Falso:

Tabla 26: Peso de elementos de cielo falso

CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO	PESO (Kg/m <sup>2</sup> )
Entramado de caña hueca	5
Acabado de yeso	5
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>

Fuente: NB 1225002-1

$$w_{c.falso} = 10 \frac{kg}{m^2} * 0.8 m = 8 \frac{kg}{m}$$

$$w_{C. falso} = 78.48 \left[ \frac{N}{m} \right]$$

**Cercha:** el peso de las cerchas sigue siendo el mismo calculado anteriormente:

$$w_{C sup.} = w_{pp cercha} + 0.5w_{cielo falso}$$

$$w_{C sup.} = 197.18 \frac{N}{m} + 0.5 * 78.48 \frac{N}{m}$$

$$w_D = 236.42 \frac{N}{m}$$

**Combinación de cargas verticales a Barlovento.**

**Tabla 27: Combinaciones de carga para diseño de Cerchas lado Barlovento**

Combinación de carga	Carga Muerta D (N/m)	Sobre Carga Lr (N/m)	Carga de Viento W (N/m)	Carga Crítica U (N/m)
<b>U=1.2D + 0.5Lr</b>	359.44+236.42	400		915.03
<b>U=1.2D+1.6Lr+0.87W</b>	359.44+236.42	400	114.63	1454.76
<b>U=1.2D+0.5Lr+1.6W</b>	359.44+236.42	400	114.63	1098.44
<b>MÁXIMO EFECTO</b>				<b>1454.76</b>

*Fuente: NB 1225002*

**Combinación de cargas verticales a Sotavento.**

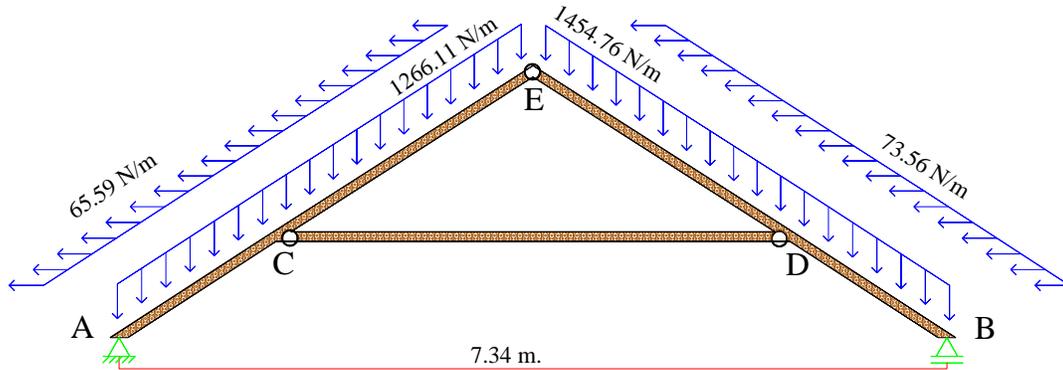
**Tabla 28: Combinaciones de carga para diseño de Cerchas lado Barlovento**

Combinación de carga	Carga Muerta D (N/m)	Sobre Carga Lr (N/m)	Carga de Viento W (N/m)	Carga Crítica U (N/m)
<b>U=1.2D + 0.5Lr</b>	359.44+236.42	400		915.03
<b>U=1.2D+1.6Lr+0.87W</b>	359.44+236.42	400	-102.21	1266.11
<b>U=1.2D+0.5Lr+1.6W</b>	359.44+236.42	400	-102.21	751.50

<b>MÁXIMO EFECTO</b>	<b>1266.11</b>
----------------------	----------------

*Fuente: NB 1225002*

**Las cargas horizontales causadas por la acción el viento.**



**FIGURA 68: Cargas de diseño y comprobación de cercha existente**

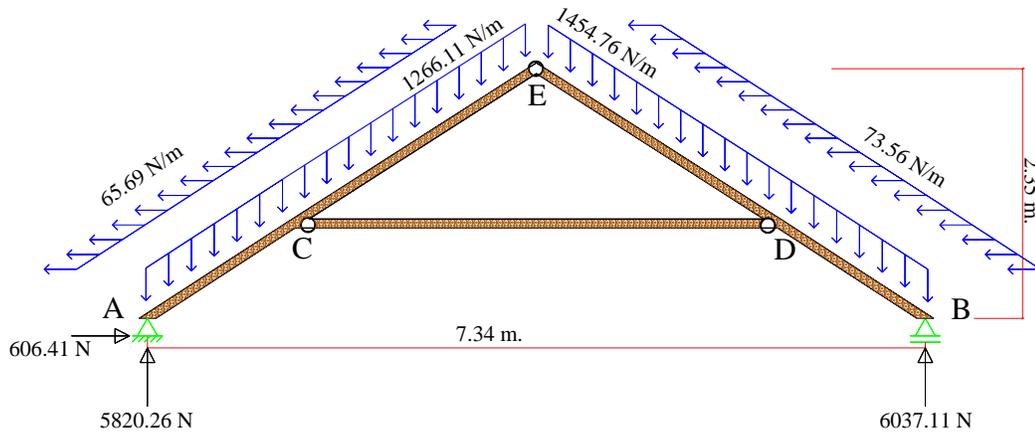
*Fuente: Elaboración Propia.*

Calculando la estructura se tiene siguiente reporte:

**Tabla 29: Reacciones de la cercha existente**

VÍNCULO		REACCIÓN EN LOS APOYOS (N)
<b>APOYO A</b>	$A_x$	<b>606.41</b>
	$A_y$	<b>5820.26</b>
<b>APOYO B</b>	$B_y$	<b>6037.11</b>

*Fuente: Elaboración Propia*



**FIGURA 69: Diagrama de cuerpo libre de la cercha existente**

*Fuente: Software FTOOL*

Con motivos de hacerlo más real la respuesta de la estructura, el valor de la reacción horizontal del apoyo A “A<sub>x</sub>” se dividirá entre los dos apoyos A y B.

$$R_H = 0.5 * 606.41 N = 303.20 N$$

Reporte fuerzas internas axiales:

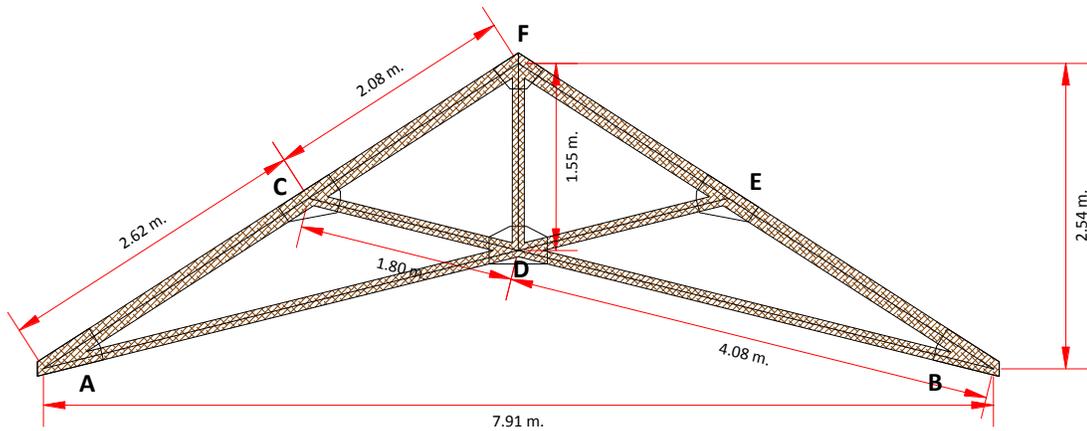
**Tabla 30: Fuerzas internas en cercha existente**

ELEMENTO	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
A-C	-3668.48	N.	Compresión
C-E	-8161.58	N.	Compresión
C-D	6712.44	N.	Tracción
E-D	-7791.11	N.	Compresión
D-B	-3276.40	N.	Compresión
Punto C	5825.61	N-m.	Momento flector

*Fuente: Elaboración propia*

#### 4.5.4. Cargas de diseño para cercha nueva

**Peso propio de cercha:**



**FIGURA 70: Cercha a ser incluida en la cubierta de la iglesia**  
*Fuente: Elaboración propia*

Las cargas por peso propio de la cercha y de la estructura de la cubierta se detallan de la siguiente manera.

Características físicas de la madera:

Longitud total de maderas de sección (6"x2") = 9.4 m.

Longitud total de maderas de sección (5"x2") = 13.31 m.

Volumen total de maderas.

$$V_{(6"x2")} = 9.4m * 0.0075 m^2 = 0.0705 m^3$$

$$V_{(5"x2")} = 13.31m * 0.006 m^2 = 0.0799 m^3$$

$$V_T = 0.1504 m^3$$

Peso propio de la cercha:

$$P_P = \gamma_{madera} * V = 800 * \frac{kg}{m^3} * 0.1504m^3$$

$$P_P = 120.32 kg = 1180.34 N.$$

Carga distribuida.

$$w_{Pp\ cercha\ nueva} = \frac{P_P}{L} = \frac{1180.34 N}{7.91 m} = 149.22 N/m$$

**Cielo Falso:**

**Tabla 31: Peso de elementos de cielo falso.**

CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO	PESO

	(Kg/m <sup>2</sup> )
Entramado de caña hueca	5
Acabado de yeso	5
<b>TOTAL</b>	<b>10</b>

Fuente: NB 1225002-1

$$w_{C.falso} = 10 \frac{kg}{m^2} * 0.8 m = 8 \frac{kg}{m}$$

$$w_{C.falso} = 78.48 \left[ \frac{N}{m} \right]$$

**Carga muerta distribuida:** la carga muerta actuante en la cercha el peso de las cerchas sigue siendo el mismo calculado anteriormente:

$$w_{C sup.} = w_{pp cercha nueva} + 0.5w_{cielo falso}$$

$$w_{C sup.} = 149.22 \frac{N}{m} + 0.5 * 78.48 \frac{N}{m}$$

$$w_{D Cercha.} = 212.00 \frac{N}{m}$$

**Combinación de cargas verticales a Barlovento.**

Tabla 32: Combinaciones de carga para diseño de Cercha nueva, lado Barlovento

Combinación de carga	Carga Muerta D (N/m)	Sobre Carga Lr (N/m)	Carga de Viento W (N/m)	Carga Crítica U (N/m)
<b>U=1.2D + 0.5Lr</b>	359.44+212.00	400		885.73
<b>U=1.2D+1.6Lr+0.87W</b>	359.44+212.00	400	114.63	1425.46
<b>U=1.2D+0.5Lr+1.6W</b>	359.44+212.00	400	114.63	1069.14
<b>MÁXIMO EFECTO</b>				<b>1425.46</b>

Fuente: NB 1225002

**Combinación de cargas verticales a Sotavento.**

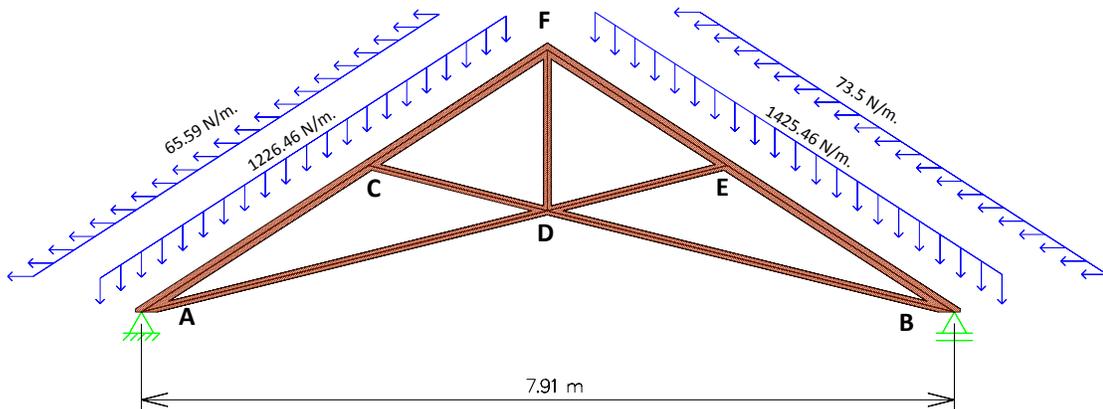
**Tabla 33: Combinaciones de carga para diseño de Cercha nueva, lado Barlovento**

Combinación de carga	Carga Muerta D (N/m)	Sobre Carga Lr (N/m)	Carga de Viento W (N/m)	Carga Crítica U (N/m)
$U=1.2D + 0.5Lr$	359.44+212.00	400		885.75
$U=1.2D+1.6Lr+0.87W$	359.44+212.00	400	-102.21	1226.00
$U=1.2D+0.5Lr+1.6W$	359.44+212.00	400	-102.21	702.32
<b>MÁXIMO EFECTO</b>				<b>1226.00</b>

Fuente: NB 1225002

Las cargas horizontales causadas por la acción el viento.

Lado de la Cubierta	Carga de Viento W (N/m)
Barlovento	73.56
Sotavento	-65.59



**FIGURA 71: Diadrama de cuerpo libre de la nueva cercha**

Fuente: elaboración propia

Calculando la estructura; se tiene siguientes de reacciones en los apoyos:

**Tabla 34: Reacciones de la cercha nueva**

<b>VÍNCULO</b>		<b>REACCIÓN EN LOS APOYOS</b>
		<b>(N)</b>
<b>APOYO A</b>	$A_x$	<b>653.81</b>
	$A_y$	<b>6102.96</b>
<b>APOYO B</b>	$B_y$	<b>6360.76</b>

*Fuente: Elaboración Propia*

Fuerzas internas axiales:

**Tabla 35: Valores de las fuerzas axiales de elementos de la cercha**

<b>ELEMENTO</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
<b>A-C</b>	-1425.48	N.	Compresión
<b>C-F</b>	-10236.76	N.	Compresión
<b>A-D</b>	11258.53	N.	Tracción
<b>C-D</b>	-3436.73	N.	Compresión
<b>D-F</b>	7504.81	N.	Tracción
<b>D-E</b>	-4341.16	N.	Compresión
<b>F-E</b>	-10102.51	N.	Compresión
<b>E-B</b>	-15002.30	N.	Compresión
<b>D-B</b>	12193.59	N.	Tracción

*Fuente: software Ftool*

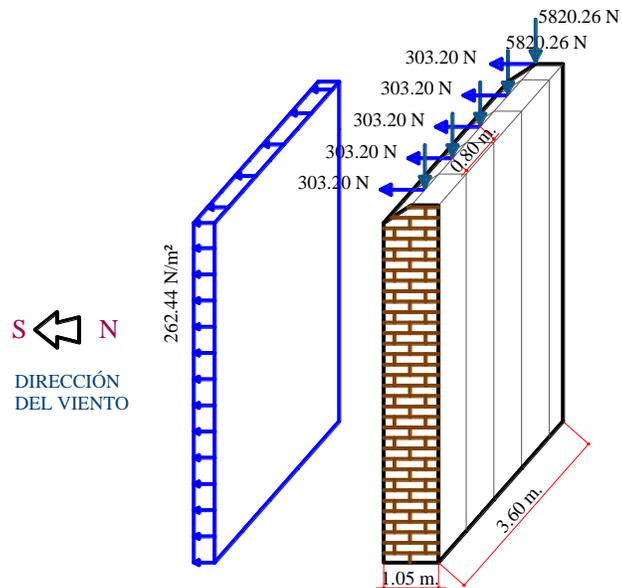
#### **4.5.5. Cargas en los muros laterales**

Analizando las cargas que llegan a los muros, tanto Izquierdo, como Derecho: se analizará para un ancho de franja de 0.8 metros. Esto por la separación de las Cerchas.

Entonces para ello se analizará las cargas por separado.

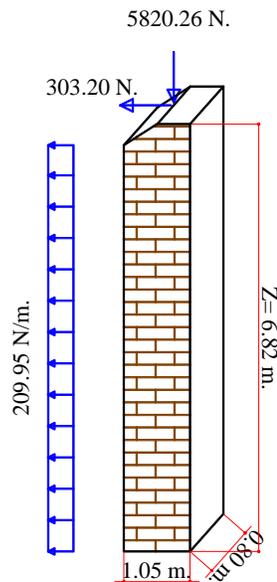
#### **Muro lateral Izquierdo:**

Las solicitaciones verticales en este muro son las reacciones del apoyo A.



**FIGURA 72: Acciones de diseño para elementos de arriostramiento, muro latera izquierdo**  
*Fuente: Elaboración Propia*

Calculando para un ancho de franja igual a 0.8 metros se tiene:



**FIGURA 73: Ancho de franja considerada para determinación de cargas muro lateral izquierdo**  
*Fuente: Elaboración Propia*

Como se incluirá un arriostramiento con elementos de Hormigón Armado; la mitad de la carga de viento lo absorberá el hormigón.

Entonces la carga de diseño sobre las vigas del pórtico de hormigón quedará de la siguiente manera:

$$R'_X = 0.5 * 209.95 \frac{N}{m} * 6.82 m = 715.92 N$$

$$P_X = R'_X + A_X = 715.92 N + 303.20 N = 1019.12 N$$

Convirtiendo en cargas uniformemente distribuidas sabiendo que el ancho de franja es **0.8m**. queda:

$$w_X = \frac{1019.12 N}{0.8 m} = 1273.9 \frac{N}{m}$$

$$w_Y = \frac{5820.26 N}{0.8 m} = 7275.32 \frac{N}{m}$$

### Muro lateral Derecho.

Las cargas existentes en el muro lateral derecho con viento en dirección normal al muro (Norte a Sud) son:

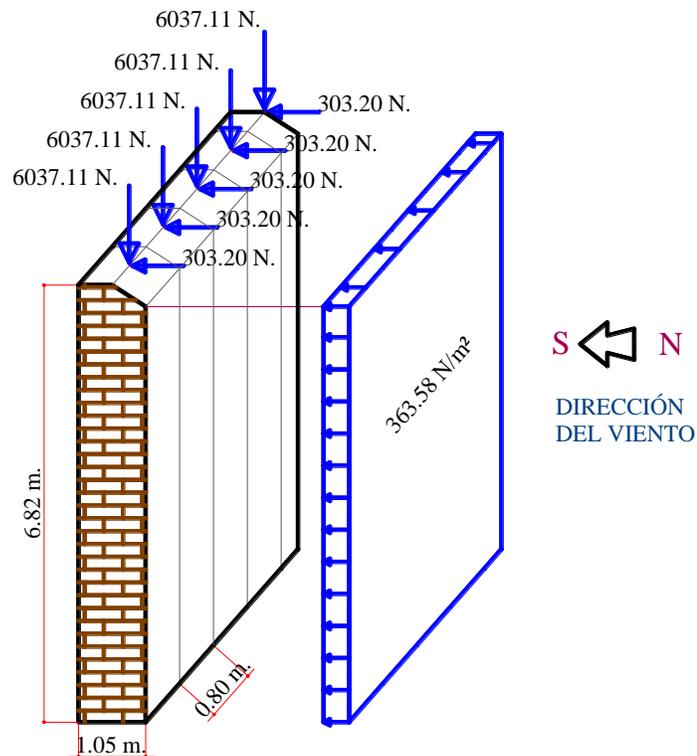
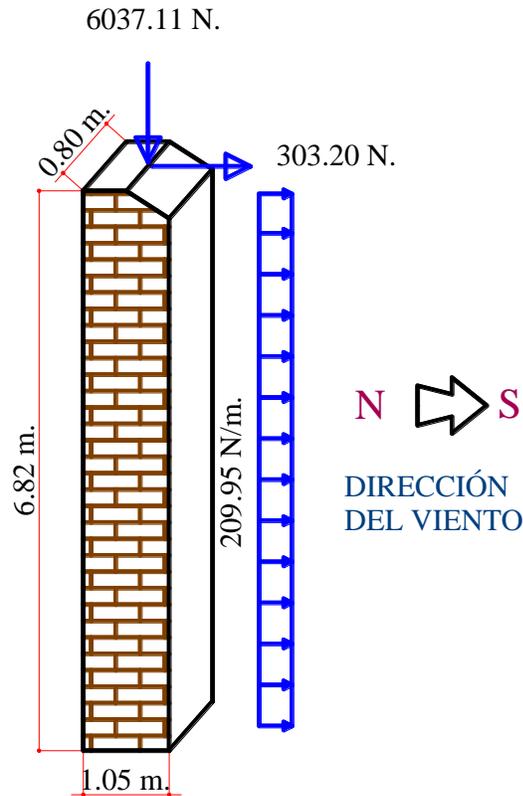


FIGURA 74: Acciones de diseño para elementos de arriostramiento, muro latera derecho

*Fuente: Elaboracion Propia*

En vista que las cargas que generan más inestabilidad en el edificio y partiendo de la hipótesis de “la dirección del viento podría cambiar de Sur a Norte” vale considerar las cargas dinámicas del viento que se generarían con esa dirección. Para ello se considera las mismas cargas horizontales que el muro Izquierdo.



**FIGURA 75: Ancho de franja considerada para determinación de cargas muro lateral izquierdo**

*Fuente: Elaboración Propia*

Convirtiendo en cargas uniformemente distribuidas sabiendo que el ancho de franja es **0.8m**. queda:

$$w_x = \frac{1019.12 \text{ N}}{0.8 \text{ m}} = 1273.9 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$w_y = \frac{6037.11 \text{ N}}{0.8 \text{ m}} = 7546.39 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

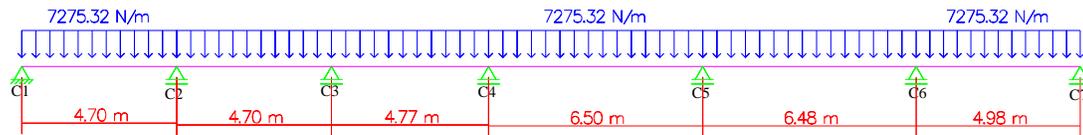
#### 4.5.6. Cargas para elementos de hormigón armado.

##### Lado izquierdo del pórtico.

De acuerdo al capítulo anterior, donde se muestra la alternativa estructural para la sustentación a los muros laterales y las cargas respectivas al que estará sometido dicho pórtico.

En ese sentido, se analizará la viga del lado izquierdo del pórtico, con las cargas gravitacionales. Las reacciones verticales calculadas serán las solicitaciones a las columnas del pórtico.

Fuerzas verticales:

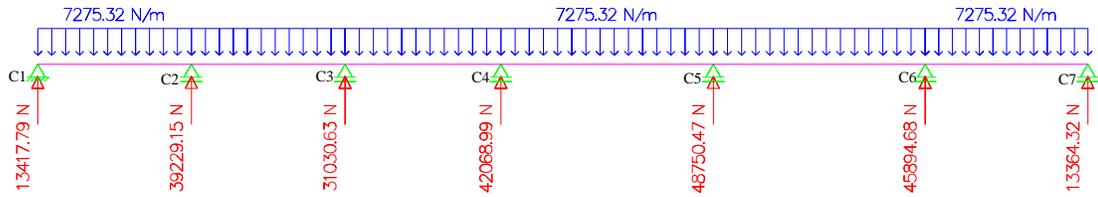


Resolviendo la viga mostrada se tiene las siguientes reacciones verticales de las columnas:

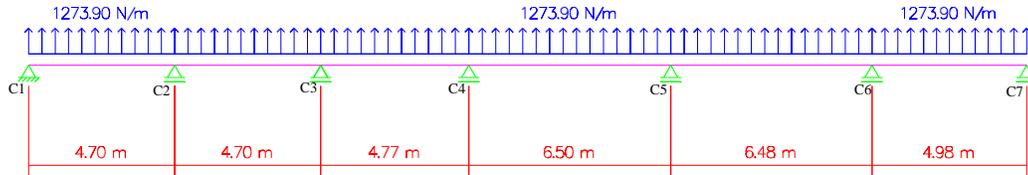
Tabla 36: Reacciones verticales de columnas “lado izquierdo” sin contar peso propio de vigas

Reacción Vertical	Valor	Unidad
Columna 1	13417.79	N.
Columna 2	39229.15	N.
Columna 3	31030.63	N.
Columna 4	42068.99	N.
Columna 5	48750.47	N.
Columna 5	45894.68	N.
Columna 7	13364.32	N.

Fuente: Software Ftool



Fuerzas horizontales:



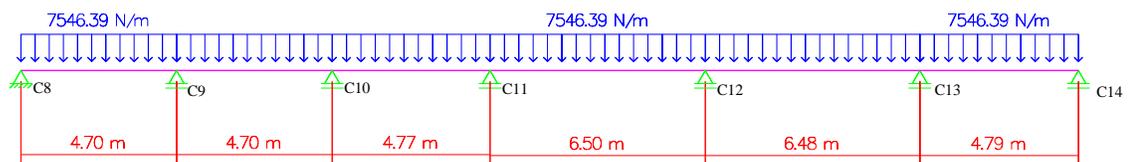
Resolviendo la viga mostrada se tiene las siguientes reacciones horizontales de las columnas:

**Tabla 37: Reacciones horizontales de columnas**

Reacción Horizontal	Valor	Unidad
Columna 1	2349.44	N.
Columna 2	6868.98	N.
Columna 3	5433.43	N.
Columna 4	7366.23	N.
Columna 5	8536.15	N.
Columna 5	8036.10	N.
Columna 7	2340.08	N.

*Fuente 1: Software Ftool*

**Lado derecho del pórtico.**

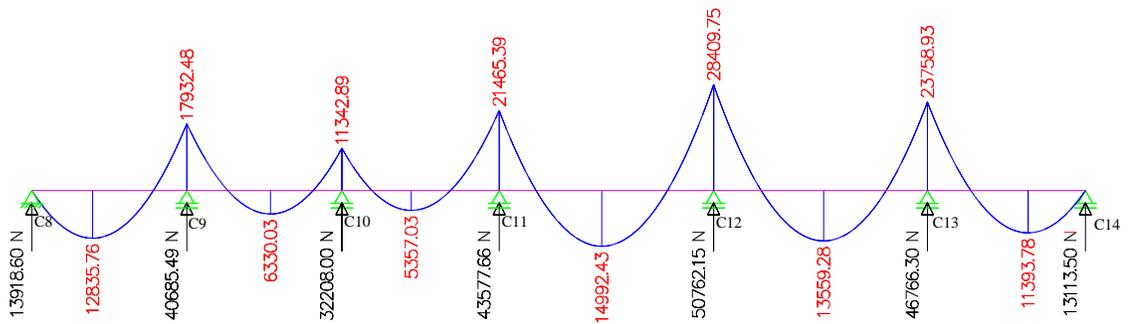


Resolviendo la viga se tiene las siguientes reacciones verticales de las columnas:

**Tabla 38: Reacciones verticales de columnas “lado derecho” sin contar peso propio de vigas**

Reacción Vertical	Valor	Unidad
Columna 8	13918.60	N.
Columna 9	40685.49	N.
Columna 10	32208.00	N.
Columna 11	43577.66	N.
Columna 12	50762.15	N.
Columna 13	46766.30	N.
Columna 14	13113.50	N.

*Fuente: Elaboración Propia*



## CAPÍTULO V – DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 5.1. DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA

#### 5.1.1. Diseño Correas

Peso propio de correas.

Peso Especifico = 600.00 Kg/m<sup>3</sup>

Longitud = 0.80 m.

Altura = 2.00 plg. [Asumido]

Base = 3.00 plg. [Asumido]

$$q_1 = 2.32 \frac{kg}{m}$$

Peso Teja colonial.

Peso Específico = 40.80 kg/m<sup>2</sup>

Accesorios = 5 kg/m<sup>2</sup>

Separación entre Correas = 0.34 m.

Area de influencia = 0.27 m<sup>2</sup>

$$q_2 = 15.57 \frac{kg}{m}$$

Carga de viento.

Carga de viento lado a Barlovento

$$q_3 = 73.56 \frac{N}{m} = 7.5 \frac{kg}{m}$$

Sobre Carga de diseño

$$q_4 = 0.35 \frac{kN}{m^2} * 0.34 m = 119.00 \frac{N}{m}$$

$$q_4 = 12.13 \frac{kg}{m}$$

Carga distribuida en la Correa.

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$$

$$Q = 37.52 \frac{kg}{m}$$

Diseño a Flexión.

**Esfuerzos Admisibles- Madera Tipo B**

Flexion [Fm] = 150.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Corte [Fv] = 12.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Emin = 75000.00 Kg/cm<sup>2</sup>

$$y_{max} = \frac{l}{250} = \frac{80 \text{ cm}}{250} = 0.32 \text{ cm.}$$

Tabla 39: Propiedades geométricas de correas

Dimensiones		Real		Area	Ix	Iy	Wx	Wy
b[plg]	h[plg]	b[cm]	h[cm]	[cm2]	[cm4]	[cm4]	[cm3]	[cm3]
<b>1</b>	<b>2</b>	2.5	5	12.5	26.042	6.5104	10.417	5.2083

Fuente: Elaboración propia

Verificación por deflexión.

$$y_{adm} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E * I_x}$$

**y = 0.10 cm                      Cumple**

Verificación a flexión.

$$f_m = \frac{M_{max}}{W_x} \leq F_m$$

**f<sub>m</sub> = 28.82 Kg/cm<sup>2</sup>                      Cumple**

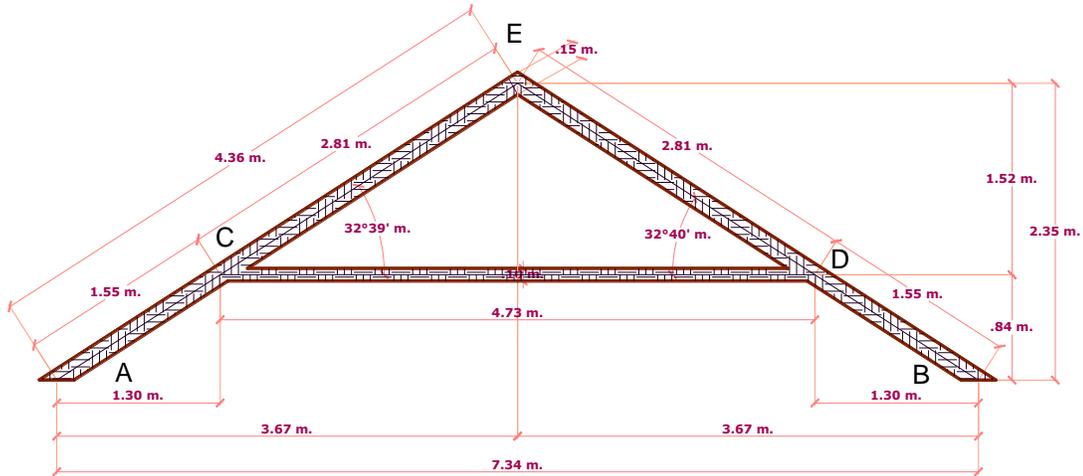
Verificación a Corte.

$$f_v = \frac{3 * V}{2 * b * h} \leq F_v$$

$$f_v = 1.58 \text{ Kg/cm}^2$$

**Cumple**

### 5.1.2. Rediseño y verificación de cercha existente



**FIGURA 76: Detalles de cercha existente**

*Fuente: Elaboración propia*

### Esfuerzos Admisibles- Madera Tipo B (Algarrobo)

Flexion [Fm] = 150.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Corte [Fv] = 12.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Emin = 75000.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Diámetro promedio = 15 cm.

**Tabla 40: Propiedades geométricas de los palos de cercha existente**

Diámetro	Area	Ix	Iy	Wx	Wy
[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]
15	176.71	2485.05	2485.05	331.34	331.34

*Fuente: Elaboración propia*

Máximos esfuerzos en la Cercha.

**Tabla 41: Fuerzas axiales internas de cercha nueva**

ELEMENTO	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
A-C	-3668.48	N.	Compresión
C-E	-8161.58	N.	Compresión
C-D	6712.44	N.	Tracción
E-D	-7791.11	N.	Compresión
D-B	-3276.40	N.	Compresión
Punto C	5825.61	N-m.	Momento flector

Fuente: Elaboración propia

Verificación a Compresión.

Elemento C-E.

Tabla 42: Parámetros de diseño de elemento más solicitado

DATOS DEL ELEMENTO		
Longitud $L_1$	1.55	m.
Longitud $L_2$	2.81	m.
Fuerza de compresión N	8161.58	N.
Momento (+) en el elemento	5825.61	N-m.

Fuente: Elaboración propia

Longitud efectiva:

$$L_{ef} = 0.7 * (l_1 + l_2) = 3.05 \text{ m.}$$

Calculo de la esbeltez.

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d} = \frac{2.364 \text{ m}}{0.15 \text{ m}} = 15.76$$

Tabla 43: Esfuerzos admisibles de madera tipo B

$E_{min}$	$E_{prom.}$	$F_m.$	$F_t.$	$F_{c//}$	$F_{ct}$	$F_v.$	Ck
(kg/cm <sup>2</sup> )							
75000	100000	150	105	110	28	12	18.34

Fuente: Grupo Andino

Determinación de la columna.

Columna Corta ( $\lambda < 10$ )

Columna Intermedia ( $10 < \lambda < Ck$ ) **Cumple.**

Columna Larga ( $Ck < \lambda < 50$ )

Verificación compresión (Columna intermedia).

$$N_{adm} = f_c u A \left[ 1 - \frac{1}{3} * \left( \frac{\lambda}{Ck} \right) \right]$$

$$N_{adm} = 110 * 9.81 \left( \frac{N}{cm^2} \right) * 176.71 \text{ cm}^2 * \left[ 1 - \frac{1}{3} * \left( \frac{15.76}{18.34} \right) \right] = 136066.91 \text{ N.}$$

$$N_{adm} \geq N$$

$$136066.91 N \geq 8161.58 N. \quad \text{Cumple ...}$$

Verificación a Flexo- Compresión.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{ef}^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * 100000 * 9.81 \left(\frac{N}{cm^2}\right) * 2485.05 (cm^4)}{(305 cm)^2} = 258645.07 N.$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$K_m = 1.05$$

$$\frac{N}{N_{Adm}} + \frac{k_m * M}{W_x * f_m} < 1$$

$$\frac{8161.58 N}{136066.91 N} + \frac{1.05 * 5825.61 (N - cm) * 100}{331.34 cm^3 * 150 * 9.81 \left(\frac{N}{cm^2}\right)} < 1$$

$$1.94 < 1 \quad \text{No Cumple ...}$$

Efectivamente el elemento principal de soporte de la cercha existente (elemento EDB), no cumple a flexo-compresión, por ser un elemento bastante largo expuesto a compasión y flexión simultáneamente.

Por ese motivo; toda la carga de generada en la cubierta lo soportará la nueva estructura mostrada a continuación.

### 5.1.3. Diseño de cercha nueva

Fuerzas internas axiales de la cercha.

Tabla 44: Fuerzas axiales internas de cercha nueva

ELEMENTO	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
A-C	-1425.48	N.	Compresión
C-F	-10236.76	N.	Compresión

<b>A-D</b>	11258.53	N.	Tracción
<b>C-D</b>	-3436.73	N.	Compresión
<b>D-F</b>	7504.81	N.	Tracción
<b>D-E</b>	-4341.16	N.	Compresión
<b>F-E</b>	-10102.51	N.	Compresión
<b>E-B</b>	-15002.30	N.	Compresión
<b>D-B</b>	12193.59	N.	Tracción

Fuente: Elaboración propia

### 1. Diseño a flexo-compresión elemento E-B.

Carga uniformemente distribuida.

$$w = 1425.16 \left[ \frac{N}{m} \right]$$

Momento actuante en el elemento E-B:

$$M = \frac{w * L^2}{10} = \frac{1425.16 \left( \frac{N}{m} \right) * (2.62 m)^2}{10} = 978.29 N - m$$

Características del elemento E-B.

Tabla 45: Propiedades geométricas de elemento más solicitado- cercha nueva

Ancho [pulg]	Alto [pulg]	Area [cm <sup>2</sup> ]	Ix [cm <sup>4</sup> ]	Iy [cm <sup>4</sup> ]	Wx [cm <sup>3</sup> ]	Wy [cm <sup>3</sup> ]
2.5	6	93.75	1757.81	305.17	234.37	97.66

Fuente: Elaboración propia

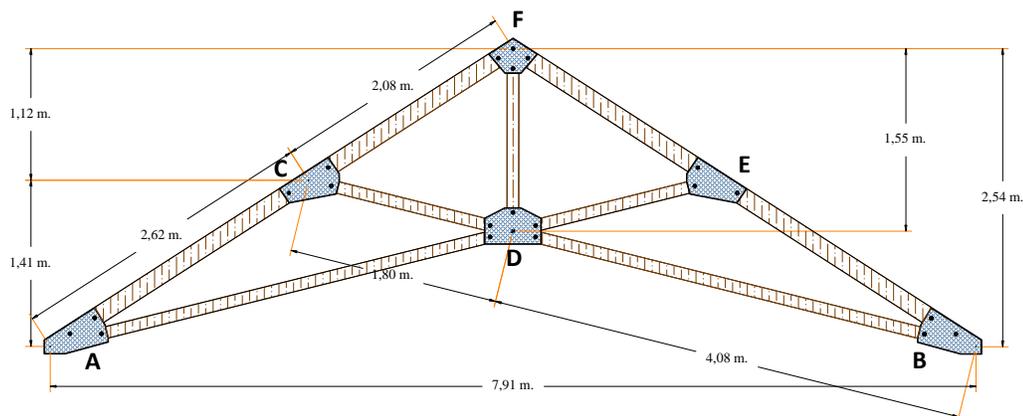


FIGURA 77: Cercha nueva - iglesia

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46: Parámetros de diseño elemento más solicitado – cercha nueva

DATOS		
Longitud $l_1$	2.62	m.
Longitud $l_2$	2.08	m.
Fuerza de compresión (N)	15002.30	N.

$$L_{ef} = 0.4 * (l_1 + l_2) = 0.4(2.62 + 2.08) = 1.88 \text{ m.}$$

Calculo de la esbeltez.

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{b} = \frac{1.88 \text{ m}}{0.06 \text{ m}} = 30.32$$

$E_{min}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_{prom.}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_m.$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_t.$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_{c//}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_{ct}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_v.$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C_k$
75000	100000	150	105	110	28	12	18.34

Determinación de la columna.

Columna Corta ( $\lambda < 10$ )

Columna Intermedia ( $10 < \lambda < C_k$ )

Columna Larga ( $C_k < \lambda < 50$ )

Cumple...

Verificación a compresión (Columna larga).

$$N_{adm} = 0.329 * \frac{E_{min} * A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0.329 * \frac{75000 * 9.81 \frac{N}{cm^2} * 93.75 cm^2}{30.32^2} = 24685.34 \text{ N.}$$

$$N_{adm} \geq N$$

$$24685.34 \text{ N.} \geq 15002.30 \text{ N.} \quad \text{Cumple ...}$$

Verificación a Flexo-Compresión.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{min}}{L_{ef}^2}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * 100000 * 9.81 \left(\frac{N}{cm^2}\right) * 305.17 (cm^4)}{(188 cm)^2} = 83597.81 N.$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$K_m = 1.37$$

$$\frac{N}{N_{Adm}} + \frac{k_m * M}{W_x * f_m} < 1$$

$$\frac{15002.30 N}{24685.34 N} + \frac{1.37 * 978.29 (N - cm) * 100}{234.37 cm^3 * 150 * 9.81 \left(\frac{N}{cm^2}\right)} < 1$$

$$0.99 < 1 \quad \text{Cumple ...}$$

## 2. Diseño a tracción elemento D-B.

DATOS ELEMENTO D-B		
Longitud L	4.08	m.
Fuerza de Tracción (N)	12193.59	N.

Características del elemento E-B.

Ancho	Alto	Area	Ix	Iy	Wx	Wy
[pulg]	[pulg]	[cm2]	[cm4]	[cm4]	[cm3]	[cm3]
2.5	4	62.5	520.83	203.45	104.17	41.67

$$N_{adm} = f_t * A$$

$$N_{adm} = 105 * 9.81 \left(\frac{N}{cm^2}\right) * 62.5 cm^2 = 64378.12 N.$$

$$N_{adm} \geq N$$

$$64378.12 N. \geq 12193.59 N. \quad \text{Cumple ...}$$

## 5.2. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO

### 5.2.1. Diseño de empalmes

Para el diseño de las uniones en los nudos de la cercha se usa acero (ASTM. A-36) o (Fe 360) tanto para los pernos como las planchas (platabandas), con las siguientes propiedades mecánicas:

Tipo de acero	Espesor t					
	t < 40mm			40 mm < t < 100mm		
	f <sub>y</sub> MPa	f <sub>u</sub> MPa	Δs%	f <sub>y</sub> MPa	f <sub>u</sub> MPa	Δs%
Fe 360	235	360	26	215	340	24
Fe 430	275	430	22	255	410	20
Fe 510	355	510	22	335	490	20

FIGURA 78: Esfuerzo de fluencia y rotura del acero en uniones.

Fuente: Instituto técnico de la estructura de acero ITEA

#### 1. Dimensionamiento de pernos:

El esfuerzo tangencial en los pernos: es aproximadamente el 50% al 60% del esfuerzo de fluencia del acero (f<sub>y</sub>) y, está dada por la siguiente ecuación.

$$\frac{P}{2} * \gamma_{Mb} \leq 0.5 * f_y A_{sp}$$

Donde:

P: Fuerza total que actúa en el elemento sometido a tracción

γ<sub>Mb</sub>: Coeficiente de minoración (1.15)

A<sub>sp</sub>: Área transversal del perno.

F<sub>y</sub>: Esfuerzo de fluencia del acero.

Calculado el diámetro del perno para la máxima fuerza de tracción

**Elemento DE= 12193,59 N.**

$$D \geq \sqrt{\frac{P}{0.6 * f_y * \frac{\pi}{4}}} = \sqrt{\frac{0,5 * 12193.59 * 1.15}{0.5 * 235 \left(\frac{N}{mm^2}\right) * \frac{\pi}{4}}} = 8.72 \text{ mm} \approx 9 \text{ mm.}$$

Diámetro asumido del perno: **D = 9 mm ≈ 3/8"**

Calculado el diámetro del perno para la máxima fuerza de compresión.

**Elemento EB= 15002,30 N.**

$$D \geq \sqrt{\frac{\frac{P}{2} * \gamma_{MB}}{0.5 * f_y * \frac{\pi}{4}}} = \sqrt{\frac{0,5 * 15002.3 * 1.15}{0.5 * 235 \left(\frac{N}{mm^2}\right) * \frac{\pi}{4}}} = 9.67 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm.}$$

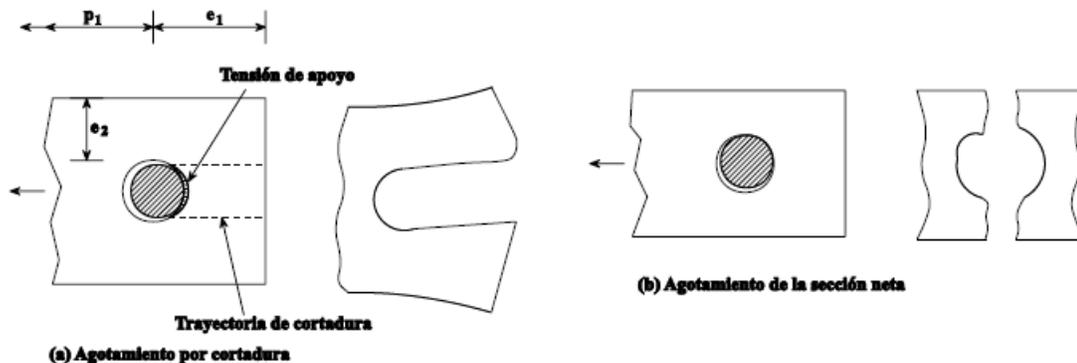
Diámetro asumido del perno:  **$D = 12 \text{ mm} \approx 1/2"$**

**Pernos  $\emptyset = M12 \times 75\text{mm} \approx \emptyset 1/2" \times 3"$**

## 2. Dimensionamiento del espesor de las planchas de empalme (platabandas):

La fuerza de aplastamiento entre los pernos y las platabandas debe ser menor a la siguiente relación:

$$F_{apt} \leq \frac{\alpha * f_u * d_o * t}{\gamma_{Mb}}$$



**FIGURA 79: Falla por aplastamiento en planchas de anclaje.**  
Fuente: Fuente: Instituto técnico de la estructura de acero ITEA

Donde:

- $F_{apt}$ : Fuerza de aplastamiento en la plancha (N.)
- $\alpha$ : Coeficiente de sección a corte (menor valor de;  $(e_1/3d_o)$ ;  $(P_1/3d)-(1/4)$ ;  $(f_{up}/f_u)$  o 1,0
- $(f_u)$ : Resistencia a fluencia del acero (plancha) (MPa.)
- $(f_{up})$ : Resistencia a fluencia del acero (perno) (MPa.)
- $(d_o)$ : Diámetro del perno.

(t): Espesor de la plancha.

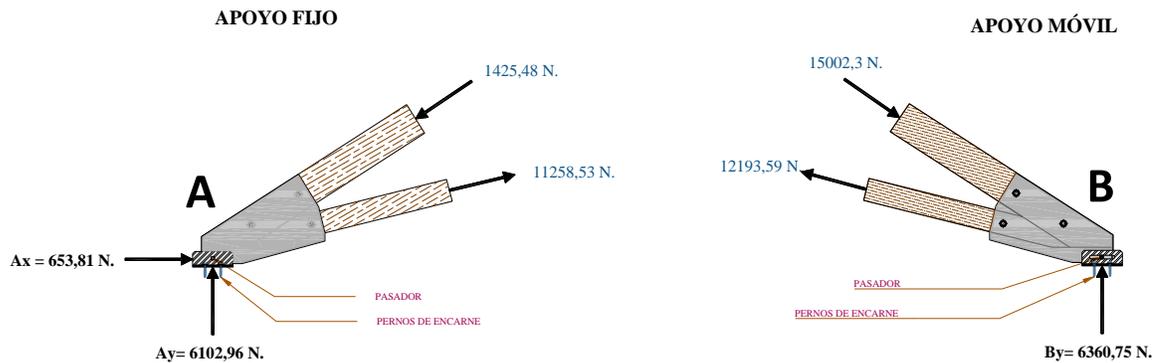
$$\alpha = \frac{e_1}{3d_o} = \frac{50 \text{ mm}}{3 * 12 \text{ mm}} = 1,39 \quad \gg \quad \alpha = 1,0$$

$$t \geq \frac{P_{max} * \gamma_{Mb}}{\alpha * f_u * d_o} = \frac{15002,3 \text{ (N)} * 1.15}{1 * 235 \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) * 12 \text{ mm}} = 6,12 \text{ mm.}$$

Espesor asumido de la plancha para la construcción de platabandas.

**Espesor de plancha  $t = 9 \text{ mm} \approx 3/8"$**

### 5.2.2. Dispositivos de anclaje



**FIGURA 80: fuerzas actuantes en los apoyos de cercha nueva**  
Fuente: Elaboración propia

Reacciones de los apoyos:

$$R_A = \sqrt{A_x^2 + A_y^2} = \sqrt{(653,81)^2 + (6102,96)^2} = 6137,88 \text{ N.} \quad R_B = 6360,75 \text{ N}$$

Calculado el diámetro del pasador para la máxima reacción.

$$D \geq \sqrt{\frac{\frac{P}{2} * \gamma_{MB}}{0,5 * f_y * \frac{\pi}{4}}} = \sqrt{\frac{0,5 * 6360,75 * 1.15}{0,5 * 235 \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) * \frac{\pi}{4}}} = 6,3 \text{ mm.}$$

Diámetro asumido del pasador:  **$D = 12 \text{ mm} \approx 1/2"$**

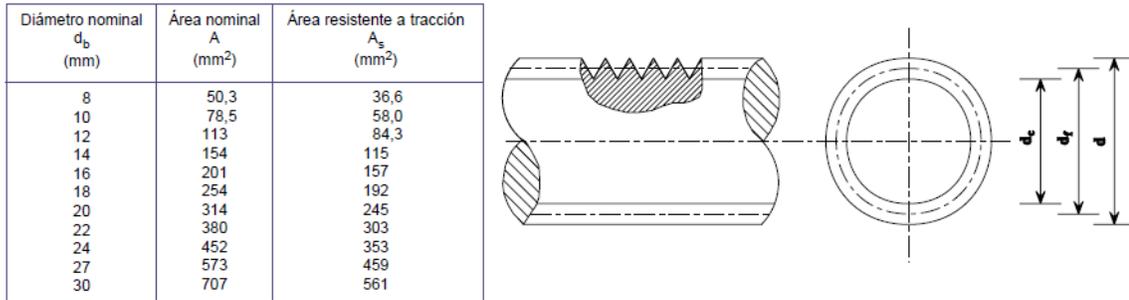
Espesor asumido de la plancha para la construcción de los apoyos (fijo y móvil):

**Espesor de plancha  $t = 9 \text{ mm} \approx 3/8"$**

### 5.2.3. Diseño de tensores

Para el diseño de los tensores se toma el máximo valor de las cargas horizontales calculadas y mostradas en la (Tabla 37) del Capítulo IV.

$$R_{H \max} = 8536,15 \text{ N}$$



**FIGURA 81: Sección efectiva de los diámetros de pernos**

*Fuente: Instituto técnico de la estructura de acero ITEA*

Con la finalidad de uniformizar se adopta un diámetro del tensor de  $\varnothing 12\text{mm}$  ( $1/2''$ ) con área neta resistente en la rosca de:

$$A_s = 84.3 \text{ mm}^2$$

El esfuerzo en la sección más crítica del tensor es:

$$f_y \geq \frac{R_H * \gamma_{Mb}}{A_s}$$

$$235 \text{ (MPa)} \geq \frac{8536.15 \text{ N} * 1.15}{84.3 \text{ mm}^2}$$

$$235 \text{ (MPa)} \geq 116.45 \text{ (MPa)} \quad \text{Cumple}$$

Se usará acero liso soldado en ambas puntas a un tornillo sin fin de acero grado (A-36) con esfuerzo de fluencia de 235 MPa.

$$\text{Diámetro del tensor} = 12\text{mm} \approx \varnothing 1/2''$$

## 5.3. DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

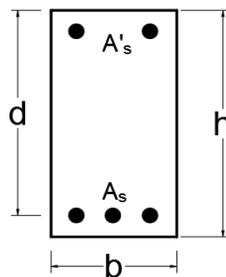
### 5.3.1. Vigas

Con fines ilustrativos se diseña la viga más solicitada entre las columnas C11 y C12; lado derecho del pórtico.

La viga se diseña bajo las solicitaciones de la cubierta “TEJADO”. Las solicitaciones de las vigas ya se encuentran bajo las combinaciones de carga. Por lo tanto, las cargas del tejado se convierten directamente en las solicitaciones del Pórtico.

Las características geométricas de la viga son:

<b>Altura de la viga:</b>	$h = 35$	cm
<b>Base de la viga:</b>	$(b_w) = 20$	cm
<b>Recubrimiento:</b>	$r = 2.5$	cm
<b>Peralte efectivo:</b>	$d = 32$	cm



Características mecánicas de los materiales del Hormigón.

Resistencia característica del hormigón:	$f_{ck} = 21$	MPa.
Resistencia a fluencia del acero:	$f_{yk} = 420$	MPa.

Factores de minoración.

Coefficiente de minoración para el hormigón.	$(\gamma_c)$	1.5
Coefficiente de minoración para el acero.	$(\gamma_s)$	1.15
Coefficiente de mayoración para las acciones.	$(\gamma_f)$	1.6
Recubrimiento mecánico	$(r_m)$	3

Solicitaciones Máximas extraídas.

Momento máximo positivo.	$M_d (+)$	29037.6	N-m.
Momento máximo negativo.	$M_d (-)$	38259.0	N-m.
Cortante máximo.	$V_d$	42379.2	N

## DISEÑO A FLEXIÓN.

### Momento positivo.

$$M_d(+) = 29724.3 \text{ N} - m.$$

De acuerdo a normativa CBH-87 para cálculos de elementos de Hormigón; se debe reducir las resistencias del hormigón y del acero.

Para el Acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{420 \text{ MPa}}{1.15}$$

$$f_{yd} = \mathbf{365.22 \text{ MPa.}}$$

Para el Hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{21 \text{ MPa}}{1.5}$$

$$f_{cd} = \mathbf{14 \text{ MPa.}}$$

Determinación del momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} < \mu_{lim}$$

$$\mu_d = \mathbf{0.1013}$$

De las tablas universales de cálculo se tiene que  $\mu_{lim} = 0.332$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0.1013 < 0.332$$

Cumple la condición; no necesita armadura a compresión.

Ingresando con el momento reducido  $\mu_d$  a la tabla 13.3 “Tabla universal para la flexión simple o compuesta”, se obtiene la cuantía mecánica  $w_s$ .

$$w_s = \mathbf{0.1088}$$

Determinación de la armadura necesaria.

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1088 * 20 * 32 * \frac{14}{365.22}$$

$$A_s = \mathbf{2.67 \text{ cm}^2}$$

Determinación de la armadura mínima especificada por norma.

$$w_{min} < 0.003$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 0.003 * 20 * 37$$

$$A_{S \min} = 2.22 \text{ cm}^2$$

Entonces, el área requerida es:

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

Para ello se usará 3 barras de diámetro 12mm.

Área de cada barra  $\emptyset$  12mm = 1.13cm<sup>2</sup>

$$N_b = \frac{A_s}{A_{bi}} = 2.36 \approx 3 \text{ Barras } \emptyset 12\text{mm}$$

$$\mathbf{3\emptyset 12\text{mm}}$$

### Momento Negativo.

$$M_d(-) = 38259.0 \text{ N} - \text{m}.$$

De acuerdo a normativa CBH-87 para cálculos de elementos de Hormigón; se debe reducir las resistencias del hormigón y del acero.

Para el Acero:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{420 \text{ MPa}}{1.15}$$

$$f_{yd} = 365.22 \text{ MPa}.$$

Para el Hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{21 \text{ MPa}}{1.5}$$

$$f_{yd} = 14 \text{ MPa}.$$

Determinación del momento reducido de cálculo.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} < \mu_{lim}$$

$$\mu_d = 0.1334$$

De las tablas universales de cálculo se tiene que  $\mu_{lim} = 0.332$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0.1334 < 0.332$$

Cumple la condición; no necesita armadura a compresión.

Ingresando con el momento reducido  $\mu_d$  a la tabla 13.3 “Tabla universal para la flexión simple o compuesta”, se obtiene la cuantía mecánica  $w_s$ .

$$w_s = 0.1471$$

Determinación de la armadura necesaria.

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1471 * 20 * 32 * \frac{14}{365.22}$$

$$A_s = 3.61 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima especificada por norma.

$$w_{min} < 0.003$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 0.003 * 20 * 37$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.22 \text{ cm}^2$$

Entonces, el área requerida es:

$$A_s = 3.61 \text{ cm}^2$$

Para ello se usará 3 barras de diámetro 16mm.

Área de cada barra  $\text{Ø } 16\text{mm} = 2.01\text{cm}^2$

$$N_b = \frac{A_s}{A_{bi}} = 1.8 \approx 2 \text{ Barras } \text{Ø } 16\text{mm}$$

$$2\text{Ø } 16\text{mm}$$

## DISEÑO A CORTE.

Cortante mayorado.

$$V_d(-) = 42379.2 \text{ N}$$

Esfuerzo admisible al corte del Hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{14} = 1.87 \text{ MPa.}$$

Resistencia al corte de la sección.

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d = 1.87 * 100 * 20 * 37 = 138380 \text{ N.}$$

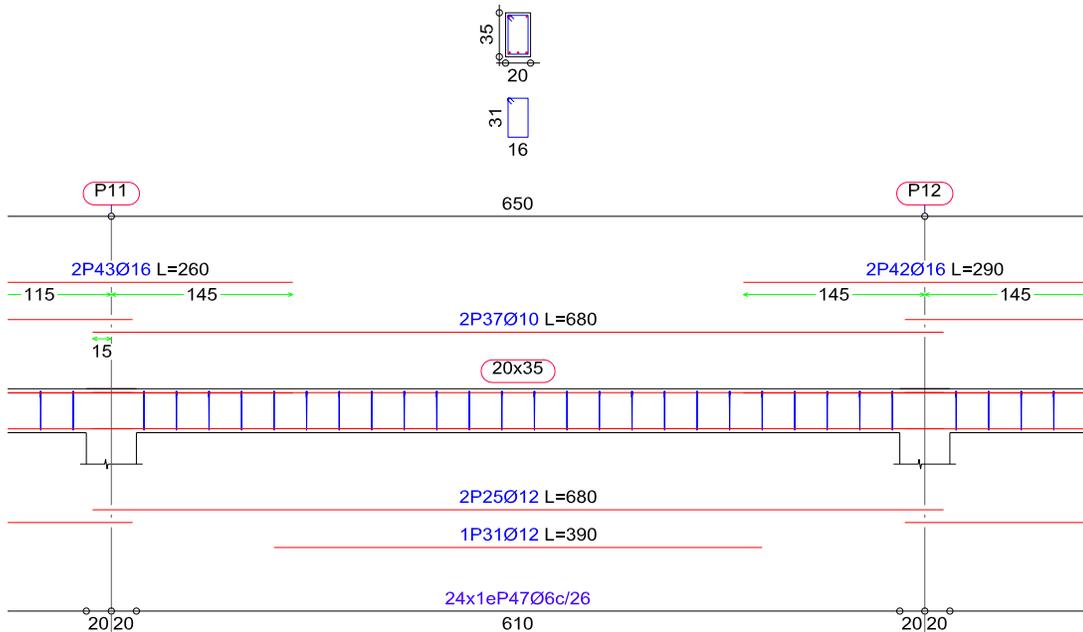
$$V_{cu} > V_d$$

$$138380 \text{ N.} > 42379.20 \text{ N.}$$

**No necesita armadura de corte.**

Sin embargo, por norma se pondrá armadura mínima con una separación cada 15 centímetros.

**2Ø 6mm c/25 cm.**



**FIGURA 82; Disposición de armaduras viga C11- C12**  
Fuente: Elaboración propia

### 5.3.2. Columnas

Para el diseño se analiza la columna C5:

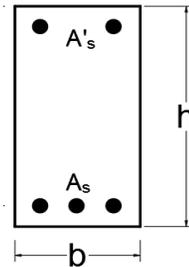
Planta	Dimensión n (cm)	Tramo (m)	Hipótesis	Base					Cabeza				
				N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)
TECHO DE LA IGLESIA	30x40	4.24/6.13	Peso propio	1.77	0.03	0.01	-0.01	-0.00	1.20	0.05	0.01	-0.01	-0.00
			Cargas muertas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Sobrecarga de uso	4.93	0.15	0.03	-0.05	-0.01	4.93	0.24	0.04	-0.05	-0.01
TECHO DEL VESTIBULO	30x40	-2.00/4.24	Peso propio	3.64	-0.04	-0.01	-0.01	-0.00	1.77	0.03	0.01	-0.01	-0.00
			Cargas muertas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Sobrecarga de uso	4.93	-0.17	-0.03	-0.05	-0.01	4.93	0.15	0.03	-0.05	-0.01

Para el diseño se tienen las siguientes cargas de cabeza en la columna C5:

Planta	Dimensión (cm)	Tramo (m)	Hipótesis	Cabeza				
				N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)
TECHO DE LA IGLESIA	30x40	0.00/6.13	Peso propio	1.20	0.05	0.01	-0.01	-0.00
			Cargas muertas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Sobrecarga de uso	4.93	0.24	0.04	-0.85	-0.01
<b>SUMATORIA</b>				<b>6.13</b>	<b>0.29</b>	<b>0.05</b>	<b>-0.86</b>	<b>-0.011</b>

Características geométricas de la Columna.

Ancho:	$h =$	40	cm
Ancho:	$b =$	30	cm
Recubrimiento:	$r =$	2.5	cm
Longitud	$L =$	6.13	cm



Características mecánicas de los materiales del Hormigón.

Resistencia característica del hormigón:  $f_{cd} = 14$  MPa.

Resistencia a fluencia del acero:  $f_{yd} = 365.22$  MPa.

Solicitaciones Máximas extraídas.

Momento máximo	$M_d (x)$	2844.9	N-m.
Momento máximo	$M_d (y)$	490.5	N-m.
Fuerza axial.	$N_d$	60135.3	N
Cortante X.	$V_x$	-8436.6	N
Cortante Y.	$V_y$	-107.91	N

Propiedades geométricas de la sección:

Ancho	Altura	Área	$I_{(x)}$	$I_{(y)}$	$r_{(x)}$	$r_{(y)}$
(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm)	(cm)
30	40	1200	160000	90000	11.547	8.660

Se diseña en el sentido del lado más desfavorable, es decir, en el eje "X" por la dimensión más pequeña de la columna.

Determinación de la longitud de pandeo  $L_0$ .

De acuerdo a las características que tiene la estructura; el apoyo inferior se encuentra empotrado y la parte superior se puede asumir un apoyo libre de girar, pero no de desplazarse. Para ello se adopta un valor de  $\alpha=0.7$  "Un extremo con articulación fija y el otro empotrado"

$$L_o = \alpha * L = 0.7 * 6.13 = 4.29m.$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_o}{b} = \frac{4.29 m}{0.3 m} = 14.3$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_o}{r_x} = \frac{429 cm}{8.66 cm} = 49.54$$

Esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 35 * \sqrt{\frac{C}{v} * \left[ 1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]}$$

$C=0.2$  Debido a que el refuerzo es principalmente axil, se supone distribución de armaduras iguales en las cuatro caras.

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{60135.3 N}{1200cm^2 * 14MPa * 100} = 0.04$$

La excentricidad de primer orden se tomará en la cara del mayor momento.

$$e_e = e_2 = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{2844.9N - m}{60135.3 N} = 0.047m.$$

$$\frac{e_e}{h} = \frac{0.047 m}{0.3 m} = 0.16$$

$$e_e = e_2 = 4.7cm.$$

$$\lambda_{lim} = 35 * \sqrt{\frac{0.2}{0.4} * \left[ 1 + \frac{0.24}{4.7/30} + 3.4 \left( \frac{4.7}{4.7} - 1 \right)^2 \right]} = 39.38$$

$$\lambda_{lim} \leq \lambda_m < 100$$

$$39.38 \leq 49.54 < 100 \text{ "Columna larga"}$$

Es necesario considerar el pandeo

$$\frac{e_e}{h} = 0.16$$

$$\lambda_g = 14.3$$

Con los anteriores valores ingresamos en la tabla 20.2 (Jimenez Montoya: “Valores de la excentricidad ficticia  $e_a/h$ ).

$\lambda_g = \frac{L_o}{b}$	Excentricidad equivalente relativa $e_a/h$ .			
	<b>0.05</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>
<b>13</b>	0.099	0.112	0.124	0.13
<b>14</b>	0.115	0.129	0.144	0.151
<b>15</b>	0.132	0.149	0.165	0.173
<b>16</b>	0.15	0.169	0.188	0.197

Interpolando valores se tiene:

$$\frac{e_a}{h} = 0.144$$

$$e_a = 0.144 * 0.3m = 0.0432m$$

Excentricidad total:

$$e_{tot} = e_a + e_e = 0.047m + 0.0432m. = 0.09 m.$$

$$e_{tot} = \mathbf{0.09 m.}$$

Calculo de la armadura utilizando el diagrama de interacción adimensional con armadura igual en las cuatro caras y un recubrimiento del 10%.

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{60135.3 N}{1200cm^2 * 14MPa * 100} = 0.04$$

$$\mu = \frac{N_d * e_{tot}}{h * b^2 * f_{cd}} = 0.01$$

$$\omega = \mathbf{0.07}$$

$$A_s = \omega * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.07 * 30 * 40 * \frac{14}{365.22}$$

$$A_s = \mathbf{3.22 cm^2}$$

Para ello se usará barras de diámetro 12mm.

Área de cada barra  $\emptyset$  12mm = 1.13cm<sup>2</sup>

$$N_b = \frac{A_s}{A_{bi}} = 2.84 \approx 3 \text{ Barras } \emptyset 12mm$$

**3  $\emptyset$  12mm p/cara**

### 5.3.3. Diseño de la zapata medianera (Z-5)

Datos extraídos de memoria de cálculos de Cype.

Soporte	Hipótesis	Esfuerzos en arranques					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P5	Peso propio	3.64	-0.04	-0.02	-0.01	-0.00	0.00
	Cargas muertas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Sobrecarga de uso	4.93	-0.16	-0.03	-0.05	-0.01	0.00
TOTAL		<b>11.16</b>	<b>-0.292</b>	<b>0.07</b>	<b>-0.09</b>	<b>-0.016</b>	<b>0.0</b>

$$a = 100 \text{ cm}$$

$$a_o = 30 \text{ cm}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$b_o = 40 \text{ cm}$$

$$N = 109479 \text{ N.} \quad \sigma_{adm} = 2,24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 21.97 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

$$M_x = -286452 \text{ N} \cdot \text{cm} \quad f_{cd} = 14 \text{ MPa}$$

$$M_y = 68600 \text{ N} \cdot \text{cm} \quad f_{yd} = 365.22 \text{ MPa.}$$

$$V_x = -882.9 \text{ N.} \quad \gamma_{H^o} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_y = 156.96 \text{ N.} \quad d(\text{rec.}) = 4 \text{ cm}$$

#### Pre dimensionamiento

El peso propio de la zapata, igual al 5% de la carga N

$$N_T = 1,05 \cdot N = 114952.95 \text{ N.}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}} = 5231.22 \text{ cm}^2 \quad a = \sqrt{A_{nec}} = 73 \text{ cm}$$

Las dimensiones adoptadas son:  $a = 0.8 \text{ m}$  y  $b = 1.2 \text{ m}$

#### Esfuerzos máximos y mínimos

Las excentricidades de carga son: Verificar  $e < b/6$  (carga ubicada a 1/3)

$$e_x = \frac{M_y}{N} = 0.62 \text{ cm} \quad e_x = 0.62 < \frac{a}{6} = 13.33 \text{ OK}_i$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = -2.61 \text{ cm} \quad e_y = 2.61 < \frac{b}{6} = 20 \text{ OK}_i$$

El esfuerzo máximo es:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot e_x}{a} + \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = 17.94 \frac{N}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \cdot \left[ 1 - \frac{6 \cdot e_x}{a} - \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = -2.98 \frac{N}{\text{cm}^2}$$

### Canto de la zapata

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 187.08 \text{ N/cm}^2 \quad k = \frac{1.276}{\sigma_t} = 0.065$$

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} = 19.55 \text{ N/cm}^2$$

Remplazando:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a \cdot b}{4} + \frac{a_1 \cdot b_1}{2 \cdot k - 1}} = 27.53 \text{ cm} \quad \text{adoptado} \rightarrow d = 28 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a_1 - a)}{4 + k} = 19.68 \text{ cm} \quad \rightarrow r = 3 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b_1 - b)}{4 + k} = 19.68 \text{ cm} \quad \rightarrow h = 31 \text{ cm}$$

### Peso de la Zapata

$$P \cdot P_{\text{zapata}} = \gamma_{H^o} \cdot \text{Volumen} = 4087.24 \text{ N}$$

El peso total será:  $N_T = N + P \cdot P_{\text{zapata}} = 113566.24 \text{ N}$ .

### Momentos y Excentricidades

Los momentos en la base de la zapata serán:

Las respectivas excentricidades son:

$$M_{x1} = -M_x - V_x(h) = -313821.9 \text{ N} - \text{cm}.$$

$$e_x = 0.62 < 13.33$$

$$M_{y1} = +M_y + V_y(h) = 73465.76 \text{ N} - \text{cm}.$$

$$e_y = 2.61 < 11.67$$

### Esfuerzos en la zapata

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = \frac{N_T}{a \cdot b} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e_x}{a} - \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = 9.73 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_T}{a \cdot b} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = 10.29 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_3 = \frac{N_T}{a \cdot b} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e_x}{a} + \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = 13.92 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N_T}{a \cdot b} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e_x}{a} - \frac{6 \cdot e_y}{b} \right] = 10.83 \text{ N/cm}^2$$

### Armadura en X

$$M_{adX} = \frac{N_d}{2 \cdot a} \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)^2 = 617693,88 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,036 \quad \omega = \mu(1 + \mu) = 0,0373$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,63 \text{ cm}^2$$

Usando barras de diámetro 12mm. Se tiene:

Área de barra de Ø 12mm.= 1.13 cm<sup>2</sup>

Numero de barras dirección X.

$$N_b^o = \frac{4,63}{1,13} = 4$$

Ancho de la Zapata= 80 cm.

$$S = \frac{80\text{cm}}{(n - 1)} \approx 26,7$$

**Ø 12 mm c/25**

Para uniformizar se dispondrá de armadura en las dos direcciones, X y Y.

### Verificación al vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{(N_T) \cdot \frac{a}{2}}{M_{x1}} = 13,87 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple!}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N_T) \cdot \frac{b}{2}}{M_{y1}} = 99,32 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

## 5.4. RESUMEN DE DISEÑO

### 5.4.1. Elementos de Madera

#### Correas:

Se usará madera semidura tipo B de sección 2x2 pulgadas, separadas la una de la otra una distancia igual a 34 cm.

#### Cercha existente:

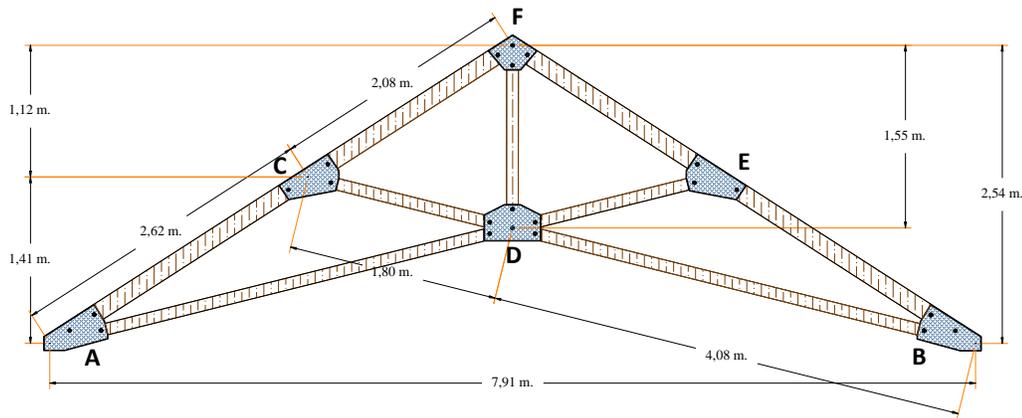
La cercha convencional que se encuentra en la edificación se los reutilizará previa verificación de sus elementos

Como en los cálculos de comprobación que se hizo anteriormente la estructura no cumplía a esfuerzo combinado de flexo-compresión se dispondrá de una disposición intercalada de las cerchas; nuevas y las que se encuentran en el edificio.

antes de que sean reintegradas en la estructura de la cubierta: todas las cerchas serán tratadas con aceites y una pasada de barniz para prolongar y evitar el deterioro a futuro de los palos de las cerchas. Este tratamiento se encuentra contemplado en el análisis de precios unitarios.

**Cercha nueva:**

El detalle constructivo de la cercha nueva a ser incluida en la cubierta de la nave de la iglesia, se encuentra detallada en sección anexos (anexo 10 – planos).



**FIGURA 83: Detalles constructivos de nueva cercha**  
*Fuente: elaboración propia*

Las secciones de los elementos superiores son de 2.5” x6” (pulgadas), y la sección de los elementos inferiores son de una sección 2”x 5” (pulgadas)

**5.4.2. Elementos más solicitados de hormigón armado**

**Viga C11-C12.**

Armadura positiva:

COMPARACIÓN	CALCULADO	ADOPTADO			
	AREA	BARRAS	Ø	DISPOCISION	AREA
	cm <sup>2</sup>	Nº	mm	Nº/mm	cm <sup>2</sup>
MANUAL	2.67	3	12	3Ø12	3.39
CYPE CAD	2.85	3	12	3Ø12	3.39

Armadura negativa:

COMPARACIÓN	CALCULADO	ADOPTADO				
	AREA	BARRAS	Ø	DISPOCISION	AREA	
	cm <sup>2</sup>	N°	mm	N°/mm	cm <sup>2</sup>	
MANUAL	3.61		2	16	<b>2Ø16</b>	4.02
CYPE CAD	3.92		2	16	<b>2Ø16</b>	4.02

**Columna C5.**

COMPARACIÓN	CALCULADO	ADOPTADO				
	AREA	BARRAS	Ø	DISPOCISION	AREA	
	cm <sup>2</sup>	N°	mm	N°/mm	cm <sup>2</sup>	
MANUAL	6.44		6	12	<b>6Ø16</b>	6.78
CYPE CAD	8.42		8	12	<b>8Ø16</b>	9.04

La dimensión y despiece de vigas y columnas se encuentra en la sección de ANEXOS (planos estructurales)

#### 5.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, medición y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto, ver (ANEXO 9).

#### 5.6. CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cómputos métricos fueron realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y Pzas. En el (ANEXO 5) se indica a detalle los volúmenes de cada ítem.

#### 5.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios se realizó para cada ítem, y comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo y herramientas, gastos generales, utilidad y la incidencia de impuestos IVA- IT.

De acuerdo a tamaño y al corto tiempo de ejecución en la intervención a la iglesia San Juan, se considera las siguientes incidencias de los beneficios sociales:

**Tabla 47: porcentaje para los beneficios sociales**

<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>%</b>
Incidencia por inactividad	26.32
Incidencia de los beneficios	0
Incidencias de los subsidios.	0
Aportes a entidades.	16.71
Antigüedad.	0
Incidencia por seguridad industrial e higiene	1.77
<b>TOTAL</b>	<b>44.79</b>
Asumido por norma (DS. 181) un mínimo de:	<b>55</b>

*Fuente: Elaboración propia*

El porcentaje de incidencia para cada componente de precios unitarios y con el que se calculó el presupuesto general es:

**Tabla 48: Incidencias asumidas para cálculo de precios unitarios**

<b>INCIDENCIAS</b>	<b>%</b>	
Beneficios sociales	<b>55</b>	
Herramientas	<b>5</b>	
Gastos generales	<b>10</b>	
Utilidad	<b>10</b>	
Impuestos	IVA	<b>14.94</b>
	IT	<b>3.09</b>

*Fuente: Elaboración propia*

El desglose de las incidencias consideradas para la ejecución y los precios unitarios de cada ítem se encuentra en la sección anexos (ANEXO 6).

#### 5.8. PRESUPUESTO GENERAL DE ALTERNATIVA DE RESTAURACIÓN

El costo total estimado para la restauración centrada a la parte estructural del edificio alcanza a 492 071,04 Bs. Mismo que se encuentra desglosado en (ANEXO 7).

#### 5.9. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

El plazo estimado para la intervención a la iglesia San Juan es 114 días calendario. En el (ANEXO 8) se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto.

#### 5.10. APORTE ACADÉMICO

**“METODOLOGÍA DE REFUERZO EN MUROS DE ADOBE CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE CUBIERTA”**

Haciendo un resumen de lo propuesto; en cómo intervenir a una edificación antigua parte del patrimonio histórico, con fallas estructurales y con un alto grado de deterioro en los materiales y elementos de soporte; vale hacer referencia el procedimiento a seguir en este tipo de intervenciones, con el propósito de aportar con información sobre futuras intervenciones de restauración.

En principio: debe hacerse un levantamiento de los detalles y patrones de fallas, localización de las patologías y determinar a grandes rasgos las posibles causas que dieron lugar a tales fallas; a través de un diagnóstico exhaustivo que recabe toda la información posible de la estructura.

Posteriormente, se procederá a realizar los estudios pertinentes y necesarios para la modelación e implementación de la forma y dimensión de la estructura hormigón armado; que refuerce y absorba los esfuerzos que aquejan al edificio.

Los principales estudios que se deberán realizar son:

**Levantamiento planimétrico:** Es necesario contar con las dimensiones reales del edificio con alto grado de precisión y para ello es necesario un levantamiento de coordenadas de los puntos singulares de la edificación (esquinas, vértices, ubicación de puertas y demás detalles) para la generación de planos arquitectónicos y estructurales y, por supuesto, para la cuantificación de los volúmenes y cálculos métricos a realizar en el proceso restaurativo.

**Levantamiento altimétrico:** el levantamiento de cotas de los puntos singulares de una edificación antigua, es muy delicada y riesgosa al momento de la medición, por ello es necesario hacer el levantamiento de coordenadas con estación total u otro método de medición que permita conocer las distintas mediciones de altura con precisión. Al igual que el levantamiento planimétrico es importante la precisión que se tenga.

**Estudio de suelos:** es preciso conocer la capacidad portante del suelo y las características mecánicas que presenta el mismo, para ello es necesario practicar los ensayos respectivos que permitan conocer a cabalidad y propiedades del suelo; ya sea a través de un ensayo con el equipo SPT o cono holandés.

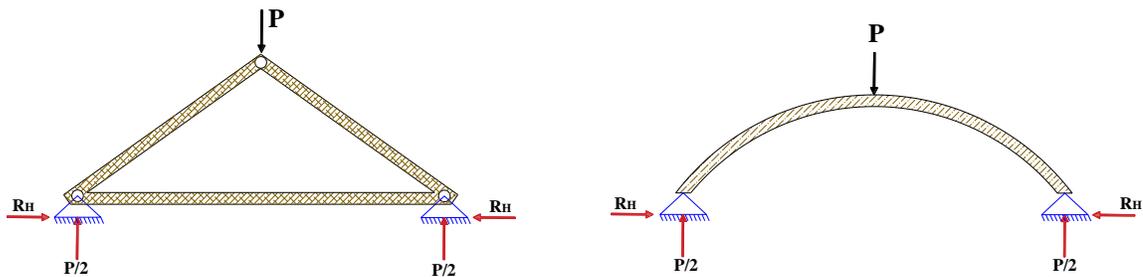
Con la finalidad de tener más precisión en la estimación de la capacidad portante del suelo, se recomienda hacer más de dos exploraciones en distintos lugares específicos. Siempre y cuando no se ponga en riesgo al edificio a momento de realizar la excavación para el ensayo.

Posteriormente estimar y cuantificar las cargas; vivas y muertas que interactúan en cubierta, elementos de soporte de cubierta que generalmente son de madera (cerchas o palos), interacción de cargas y esfuerzos en los muros, por último, analizar el estado y constitución de la cimentación.

### MEJORAMIENTO DE APOYOS EN CUBIERTA (CERCHAS)

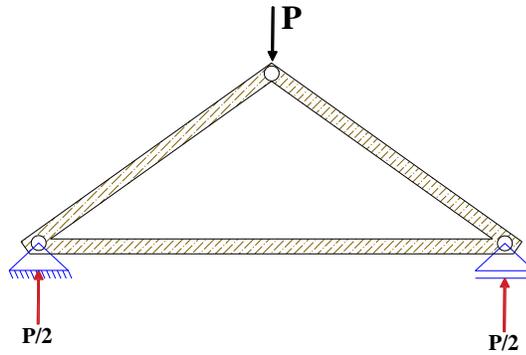
El mejoramiento del sistema de apoyos entre las cerchas y la nueva estructura de arriostramiento y refuerzo de hormigón armado se basa en el siguiente principio:

“Una cercha dispuesta con dos de sus apoyos fijos en sus extremos; se comporta estructuralmente igual a un arco, ante la acción de cargas gravitacionales. Induciendo fuerzas horizontales de respuesta en los apoyos”.



**FIGURA 84: Respuesta estructural de estructura biarticulada externamente**  
*Fuente: Elaboración Propia*

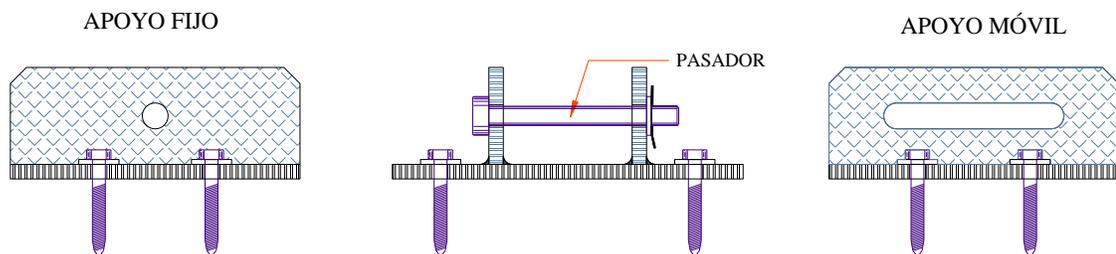
Estas reacciones que se generan en los apoyos: no generan inestabilidad en situaciones cuando los apoyos son rígidos o están empotrados a nivel del terreno. Pero en situaciones cuando se encuentran apoyados sobre elementos estructurales de soporte con muy poca rigidez y restricción a los desplazamientos laterales, es conveniente liberar dicha restricción con la finalidad de eliminar cualquier reacción horizontal y, por ende; fuerzas que se transmiten directamente a los muros o a la estructura principal de soporte.



**FIGURA 85: Respuesta estructural de estructura isostática**  
*Fuente: Elaboración propia*

Como se ve en la imagen anterior: la nueva configuración de los apoyos elimina las reacciones horizontales que se producen a consecuencia de la acción de las cargas gravitacionales; logrando de esta manera solo reacciones verticales en los apoyos con la mitad de la intensidad de la carga actuante.

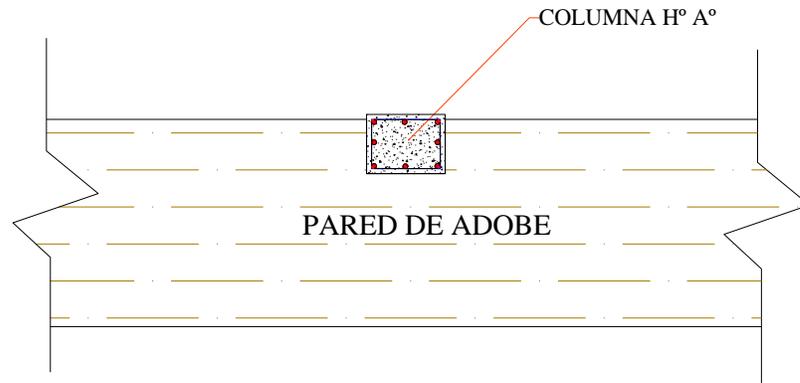
La materialización del apoyo entre la estructura de refuerzo (hormigón armado) y las cerchas: será mediante un pasador que tenga libertad de desplazamiento horizontal en uno de los apoyos, logrando de esta manera el “apoyo móvil” como se ve en la imagen.



**FIGURA 86: Dispositivos de apoyo "fijo y móvil"**  
*Fuente: Elaboración propia*

## INCLUSIÓN DE REFUERZO A MUROS DE ADOBE

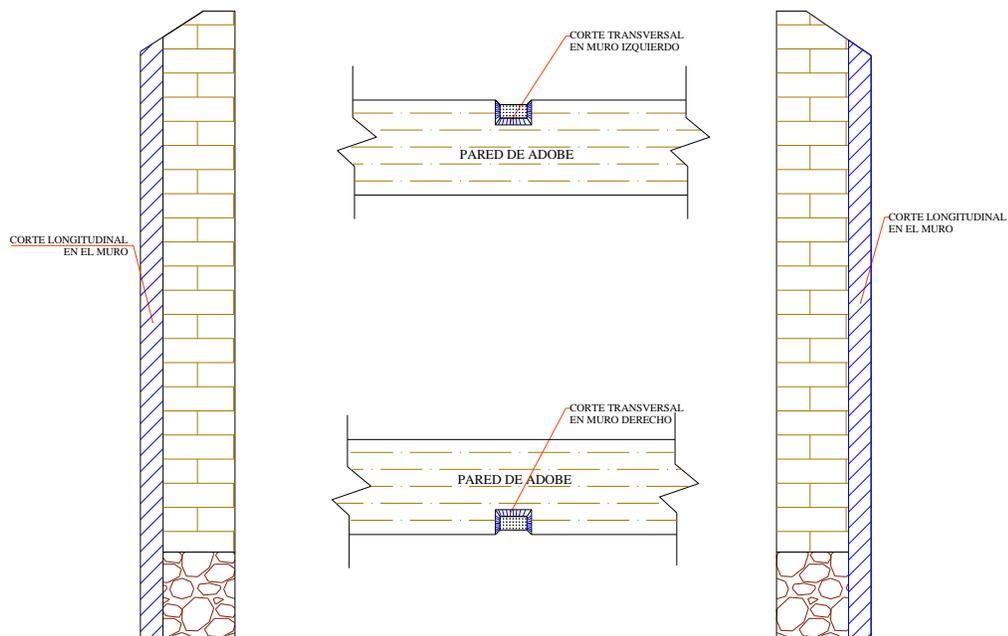
Toda inclusión de materiales ajenos a una edificación antigua debe ser respetuosa con los rasgos y detalles arquitectónicos originales del bien inmueble, inspeccionando durante el proceso constructivo del refuerzo de muros; en no cambiar los rasgos originales del edificio. Para ello se debe realizar un calado en el muro de adobe igual a la sección del elemento de hormigón armado.



**FIGURA 87: Detalle de inclusión de elemento de Hº Aº al muro de adobe**  
*Fuente: Elaboración propia*

Para proceder con el calado de los muros de adobe se debe buscar aquellos lugares donde no se ubiquen puertas, ventanas o lugares singulares de relevancia.

El trabajo de calado a los muros de adobe debe ser muy preciso y se recomienda hacerlo en manera secuencial estructura y apuntalado los muros laterales y transversales.



**FIGURA 88:Detalle del calado a realizar a los muros de adobe y cemento**  
*Fuente: Elaboración propia*

Por último, una vez que haya sido construido todos los elementos de arrostramiento y refuerzo de la medida de restauración; es necesario recubrir las paredes con un revoque externo para cubrir la estructura de hormigón armado.

## CAPÍTULO VI – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. Conclusiones

En el transcurso de la realización del presente trabajo, que busca el procedimiento y la medida técnica viable de solución a fallas estructurales y patologías localizadas en el edificio; se llega a las siguientes conclusiones:

De acuerdo al análisis estructural realizado a los elementos de soporte de cubierta (cerchas existentes) se concluye que: el colapso de cubierta que tuvo lugar en la parte central; fue por concentración de esfuerzos a flexo-compresión en el principal (elemento CB) debido a la excesiva sobre carga de la cubierta. Lo que demuestra el hundimiento y el tipo de falla de los maderos la cercha.

La reacción de los muros laterales frente a las sollicitaciones de las cerchas: generaron reacciones horizontales con dirección hacia el exterior de la estructura. Generando inestabilidad y la concentración de esfuerzos en las uniones de los muros laterales y transversales.

Del estudio geotécnico del suelo realizado a una profundidad de 2.0m. se obtuvo como resultado de dos pozos practicados con SPT, una capacidad portante del suelo de (2.24 kg/cm<sup>2</sup>), pudiendo constatar que el terreno está compuesto de material granular aluvial (A-1-a). Apto para la fundación de la estructura de arriostramiento de hormigón armado.

La inclusión de elementos de hormigón armado es una medida restaurativa ajena a las características propias del edificio y no cumple con uno de los principios (principio de reversibilidad) que hace parte de la teoría de restauración. Pero, es necesaria y precisa su inclusión para absorción de esfuerzos y soporte de cargas generadas en la cubierta, además que restrinja los posibles los desplazamientos laterales de las paredes de adobe; desplazamientos que ponen en riesgo de colapso de toda la edificación en su conjunto.

En cuanto a los efectos y cambios que generará la intervención con éstos elementos estructurales de arriostramiento y soporte hormigón armado no son relevantes, por el hecho de que van a quedar mimetizados en el cuerpo de las paredes de adobe, a través de un calado previsto antes de su inclusión.

El calado previsto en muros y cimentación para la inclusión de las columnas ubicadas en la nave de la iglesia es de: 40cm de longitud y 30cm de profundidad; esta profundidad de calado en los muros longitudinales no es significativa respecto al ancho total del muro de adobe, lo que no ocasionará debilitamiento significativo en los muros laterales. Simultáneamente el calado de las columnas situadas en el “vestíbulo” son de 30 centímetros de largo por 20 centímetros de profundidad en una pared de 60 centímetros de ancho.

De la misma manera calado previsto para la inclusión de las vigas de arriostramiento (muros transversales - vestíbulo) y soporte (muros laterales) de: (20cm x 30cm) y (20cm x 35 cm) respectivamente, no generará cambios en las fachadas del edificio.

La nueva cercha propuesta; se adecua perfectamente a los requerimientos de espacio y forma del cielo falso. Por la disposición de sus elementos y por los empalmados en los nudos con platabandas de acero; minimiza los esfuerzos combinados de flexo-compresión, haciendo más eficiente a la estructura en respuesta a las sollicitaciones generadas en cubierta.

El costo aproximado que conlleva la reconstrucción de cubierta y torre del campanario, restauración de muros, cielo falso y acabados en el interior de la nave de la iglesia; asciende a casi medio millón de bolivianos con un tiempo estimado para su ejecución de 114 días calendario; ambos desglosados y detallados en la sección de ANEXOS.

## **6.2. Recomendaciones**

La presente investigación se realizó en base al análisis de cargas que interactúan en la estructura y a un amplio diagnóstico realizado, que muestra el deterioro existente en la edificación, por ello se debe prestar principal atención y cuidado al momento de su intervención, cumplir con las dimensiones calculadas de la estructura de refuerzo de hormigón armado, cumplir con la secuencia de actividades programadas para el buen desempeño de la medida de restauración y hacer el seguimiento continuo que dicha medida restaurativa; verificando en todo momento en no ocasionar cambios notorios en las fachadas del edificio.

Antes de proceder con los trabajos de restauración; el personal dispuesto debe contar con todas las medidas de seguridad y protección. Por el avanzado deterioro de los materiales la estructura de cubierta se encuentra frágil y es preciso el uso de cascos. Al momento del retiro

de la capa de tierra de cubierta y del calado en las paredes; los obreros deben estar provistos de gafas y máscaras para el polvo.

En la implementación de la estructura de refuerzo, se debe tener mucho cuidado con las excavaciones de las zapatas que se deberán realizar en los lados de los muros adobe. La excavación se debe realizar simultáneamente con el recalce y apuntalamiento de la cimentación.

El corte o calado en la cimentación deberá ser con una máquina que corte la piedra, evitando en todo momento el desalojo de fragmentos de piedras a golpes.