



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO Y
EDUCACIÓN CONTINUA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA

*Tesis para la obtención del grado de
Máster en
Ingeniería Estructural y Sísmica*

**Análisis de desempeño sísmico del
templo de San Blas**

Elaborado por:

Ing. Axel Jaffar Pacheco Pilares

Tutor de tesis:

Ing. Nelson Lafontaine, Ph. D.

Managua Nicaragua Marzo, 2024

DEDICATORIA

Dedico este el desarrollo de la presente tesis, a aquellos cuyos esfuerzos y legados han dejado una huella indeleble en la conservación del patrimonio cultural y en la comprensión de la ingeniería sísmica.

A mis padres, quienes desde mi infancia han inculcado en mí el amor por el estudio, la investigación y el constante crecimiento. Su apoyo incondicional y aliento constante han sido la fuerza detrás de cada logro en mi vida.

A mi asesor de tesis, Phd. Nelson Lafontaine, por su esfuerzo, dedicación, y orientación a lo largo de este proyecto. Sus consejos expertos y conocimientos han sido fundamentales en este viaje académico.

A mis amigos y compañeros de clase, quienes han compartido esta travesía conmigo, brindando apoyo, motivación y momentos de alegría en los momentos de tensión.

A todos los expertos y profesionales que generosamente compartieron su tiempo y conocimientos durante las entrevistas y consultas, contribuyendo significativamente a este trabajo de investigación.

Finalmente, quiero tomar unas líneas exclusivas para dedicar nuevamente el presente trabajo a mi padre, quien estoy seguro de que desde el otro lado de la vida está velando día a día y guiando mis pasos, incluso en este momento, donde me dedico a escribir cada palabra plasmada en este documento. Él fue, es y será siempre un ejemplo de superación, perseverancia, conocimiento y motivación. Su legado vive en cada logro que alcanzo y en cada paso que doy hacia mi crecimiento profesional y especialmente personal.

AGRADECIMIENTOS

Antes que nada, expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han ayudado de manera significativa a la realización de la presente tesis.

Por otro lado, agradezco a mi asesor de tesis, Phd. Nelson Lafontaine, por su orientación, paciencia y a su ayuda incondicional a lo largo de todo este proceso. Sus consejos, aportes, exigencias y motivación han sido fundamentales para el desarrollo de esta investigación.

Mi profundo agradecimiento al Arzobispado del Cusco, permitirme los accesos y facilidades para desarrollar esta investigación.

Quiero expresar mi gratitud a los expertos en ingeniería estructural y patrimonio cultural que gentilmente compartieron su tiempo y conocimientos durante las entrevistas y consultas. Sus aportes fueron esenciales para comprender mejor el contexto del Templo de San Blas.

Agradezco a mis amigos y familiares por su apoyo constante, durante este arduo proceso. Sus palabras de aliento fueron un gran estímulo para seguir adelante.

Este trabajo no hubiera sido realidad sin el soporte y colaboración de todas estas personas. A cada uno de ustedes, mi más sincero agradecimiento.

RESUMEN

Perú y especialmente la ciudad del Cusco cuenta con un sinnúmero de edificaciones históricas, las cuales representan la identidad de la ciudad, y constituye la principal fuente de ingresos económicos por el turismo.

El templo de San Blas del Cusco es una de las construcciones históricas mas representativas de la ciudad, por su valor histórico y la belleza de sus contenidos, teniendo como obra resaltante el Pulpito de madera tallada.

El templo de San Blas fue reconstruido después del sismo de 1650, usando materiales de la época Adobe y Piedra, materiales muy frágiles, lo que sumado a la antigüedad y lo precario de las técnicas constructivas de ese entonces, generan alertas sobre la resistencia y el comportamiento que tendría la estructura ante un evento sísmico.

Se realizo el modelamiento numérico del templo de San Blas, empleando la técnica de elementos finitos para realizar un estudio Lineal del tipo modal espectral, y un estudio No lineal del tipo Pushover, a fin de estimar los efectos que tendría un eventual sismo en la edificación.

Finalmente se puede observar cómo era de esperarse que el templo de San Blas no tiene un comportamiento estructural adecuado, presentando fallas que afectan la estabilidad local de la estructural, pudiendo inclusive llegar al colapso ante sismos raros y muy raros.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE DE CUADROS	vi
ÍNDICE DE GRAFICAS.....	vii
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación.	1
CAPITULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1. Antecedentes.	3
2. Planteamiento del Problema.	6
3. Objetivos	7
3.1. Objetivo General.....	7
3.2. Objetivos Específicos.	8
4. Justificación.....	8
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.	10
1. Enfoque de Investigación.	25
2. Contexto de Investigación.	26
3. Categoría del estudio.	27
4. Población y Muestra.....	28
5. Técnicas e Instrumentos.	30
6. Procedimiento.	31
CAPITULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TEMPLO DE SAN BLAS.	34
1. Descripción arquitectónica y estructural.	34
2. Inspección Visual.....	38
3. Evaluación y Diagnostico estructural inicial de la iglesia de San Blas.....	38
3.1. Sistema Estructural – Macroelementos - Elementos.	38

3.2. Variables de Evaluación estructural.	41
3.2.1. Resiliencia del Sistema Estructural.	42
3.2.2. Evaluación de las Conexiones.	51
3.2.2.1. Conexiones de muros en encuentros ortogonales.....	51
3.2.2.2. Conexiones entre techos y muros.....	51
3.2.3. Deterioro.	52
3.2.4. Fabrica o construcción.	54
3.3. Diagnóstico inicial.....	55
4. Análisis Estructural y Sísmico del templo de San Blas.....	56
4.1. Cargas Actuantes sobre la estructura.	56
4.2. Modelo Estructural Elástico.	57
4.3. Resultados del análisis Modal Espectral Elástico.....	59
4.4. Análisis Pushover (Análisis Estático no Lineal).	69
4.5. Resultados del análisis Estático No Lineal.	71
CAPITULO V. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	79
5.1. Escenarios de demanda sísmica.....	79
5.2. Desempeño Sísmico.	80
5.3. Interpretación de la demanda sísmica.....	85
CAPITULO VI. CONCLUSIONES.	86
CAPITULO VII. RECOMENDACIONES.....	89
CAPITULO VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	90
APÉNDICE	92
ANEXOS	¡Error! Marcador no definido.

ÍNDICE DE CUADROS

Tabla 1	22
Tabla 2	22
Tabla 3	23
Tabla 4	23
Tabla 5	48
Tabla 6	70
Tabla 7	79
Tabla 8	80
Tabla 9	82
Tabla 10.....	83
Tabla 11.....	84

ÍNDICE DE GRAFICAS

Figura 1	7
Figura 2	11
Figura 3	13
Figura 4	16
Figura 5	17
Figura 6	18
Figura 7	19
Figura 8.	21
Figura 9	24
Figura 10	35
Figura 11	36
Figura 12	40
Figura 13	40
Figura 14	41
Figura 15	43
Figura 16	45
Figura 17	46
Figura 18	47
Figura 19	50
Figura 20	54
Figura 21	57
Figura 22	58
Figura 23	59
Figura 24	59
Figura 25	60
Figura 26	60
Figura 27	60
Figura 28	61

Figura 29	62
Figura 30	62
Figura 31	63
Figura 32	63
Figura 33	64
Figura 34	64
Figura 35	65
Figura 36	65
Figura 37	66
Figura 38	66
Figura 39	67
Figura 40	67
Figura 41	68
Figura 42	68
Figura 43	69
Figura 44	70
Figura 45	71
Figura 46	72
Figura 47	72
Figura 48	73
Figura 49	73
Figura 50	74
Figura 51	74
Figura 52	75
Figura 53	75
Figura 54	76
Figura 55	76
Figura 56	77
Figura 57	77
Figura 58	78

Figura 59	82
Figura 60	84

INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación.

Antes de iniciar debemos recordar que:

“Los sismos son eventos naturales que nos ha acompañado durante toda nuestra existencia y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro”.

Perú es un país que presenta un sinnúmero de edificaciones patrimoniales, las cuales constituyen la identidad cultural del país y es una de sus principales fuentes de ingreso económico por las actividades de turismo.

Perú se encuentra en una zona sísmica conocida como el cinturón de fuego del pacífico por lo cual presenta una alta actividad sísmica ello sumado a la fragilidad de los materiales de las construcciones patrimoniales especialmente el Adobe generan que este tipo de edificaciones se encuentren en riesgo tanto para la edificación como para sus habitantes.

Con el paso de los años se ha entendido que la conservación de este tipo de edificaciones no solamente corresponde a una necesidad sino a un deber de los ingenieros, así como de la ciudadanía en general.

El caso de estudios abordado en esta tesis es el templo de San Blas, ubicado en la ciudad de Cusco. La cual es considerada una de las iglesias más antiguas del Cusco, y es considerado patrimonio de la ciudad y de la nación.

La iglesia de San Blas es uno de los atractivos turísticos más visitados en la ciudad del Cusco y del mismo modo contiene en su interior una serie de pinturas en seres y otros de incalculable valor.

El análisis estructural, empleando modelos matemáticos y estructurales sofisticados mediante análisis computacional, modelos de elementos finitos, análisis no lineal,

propiedades constitutivas, entre otros. Permiten dar una aproximación bastante real de la vulnerabilidad de la edificación, para posteriormente poder tomar decisiones con el fin de mitigar los riesgos a los cuales se encuentra expuesta la edificación pretendiendo así extender la vida de la edificación buscando la conservación del patrimonio histórico.

La presente tesis se desarrolló el análisis estático no lineal de la iglesia del templo de San Blas con el fin de determinar el desempeño sísmico, para finalmente evaluar la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

El presente estudio constituye un paso previo hacia un estudio más extenso y sofisticado de la edificación, el cual podrá plantear un adecuado reforzamiento estructural.

CAPITULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

En este capítulo, se aborda la necesidad de comprender a fondo la vulnerabilidad sísmica específica del Templo de San Blas. Se plantea la problemática central: ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas?

1. Antecedentes.

Según (Aguilar, Ramos, Alaboz, & Lourenco, 2011), Antes antes de realizar cualquier intervención en una estructura es importante la identificación de las propiedades estructurales así como las fuentes de daño de importancia significativa.

Si bien es cierto los métodos de análisis de los modelos numéricos permiten simular varios casos. la estimación de las propiedades estructurales no son sencillas.

A fin de superar estas dificultades se ha desarrollado una serie de métodos no destructivos sin embargo la información de estas técnicas son o muy locales o insuficientes.

Las técnicas experimentales de identificación dinámica, que generalmente se basan en los registros de la alteración de una estructura permiten obtener frecuencias naturales, formas de modo y coeficientes de amortiguación. Siendo que estos datos representan la respuesta dinámica de una estructura, como resultado de sus propiedades físicas las cuales son desconocidas o muy difíciles de obtener.

De esta forma la respuesta es real de una estructura bajo excitaciones específicas se puede utilizar para calibrar modelos de elementos finitos.

En el estudio de (Aguilar, Ramos, Alaboz, & Lourenco, 2011), sí realizó el análisis de identificación modal de la iglesia de San Torcato, junto a un análisis de actualización de un modelo de elementos finitos. Los datos recogidos de campo se revisaron y procesaron con diferentes métodos.

Logrando así determinar los cuatro primeros modos globales de la estructura, para luego actualizar mediante procedimientos de optimización manual modificaciones en

las propiedades elásticas de la albañilería añadiendo parámetros de rigidez. Para luego obtener una alta consistencia del modelo numérico con las consideraciones obtenidas en in-situ.

En el Diagnostico y el análisis Sísmico de iglesia de San Pedro Apóstol, de Andahuaylillas, realizado por (Briceño & Aguilar, 2016), se desarrolló una serie de metodología de análisis pasivo el cual consiste en ensayos no destructivos a través de termografía infrarroja pasiva con la finalidad de medir la temperatura de una superficie con un reporte de fotografías, la cual muestra la variación termica de una superficie a travez de la captación de radiación infrarroja.

Esta técnica es altamente recomendable para el diagnóstico de edificaciones patrimoniales historicas, ya que no requiere contacto directo con el edificio, evitando asi ocasionar daños en la etapa de estudio, siendo compatible con la filosofía moderna de preservacion patrimonial.

En dicho estudio la aplicación de pruebas de termografía infrarroja pasiva permitió el poder identificar elementos estructurales embebidos, cambios de materiales, grietas ocultas entre otros.

(Briceño & Aguilar, 2016) llegan a la conclusión de que los procedimientos para el diagnóstico el análisis y la intervención de construcciones históricas resultan ser mucho más complejas y complicadas en comparación de edificios modernos de concreto armado o estructuras metálicas, por lo que la identificación de patrones de agrietamiento fallas de estructura problemas de humedad entre otros no deben realizarse únicamente mediante inspección visual, especialmente debido a que esta patología muchas veces se encuentra oculta producto de intervenciones estéticas anteriores.

Es ampliamente recomendable que una intervención propuesta de hace deba ser planeada considerando la composición del material, el sistema estructural, estado del daño actual,entre otros. Concluyen indicando que al no tomar en cuenta todo lo

anteriormente indicado podrían generarse efectos negativos y dificultar la tarea de diagnóstico.

Por otro lado, (Vargas, Aguilar, Gonzales, & Briceño, 2013). indican que los nuevos criterios de diseño sísmico basados en el desempeño el cual consiste en el análisis de la estructura después de fisurada. Sin embargo la aplicación de sus criterios los cuales fueron originalmente planteados para estructuras modernas, todavía se encuentran en discusión cuando se trata del estudio de edificaciones históricas. La filosofía de diseño sin un criterio apropiado podría implicar solución de refuerzo intrusivas y por tanto inaceptables en cuanto a objetivos de desempeño de un obra patrimonial.

En el proyecto de reparación de la iglesia de san Pedro apóstol en tablillas es un proceso que se realizó durante años años constituyendo un caso quien el tiempo ubicó un punto de inflexión entre la aplicación de los métodos de conservación tradicionales y los modernos siendo estos últimos basados en criterios de diseño por desempeño sísmico, con la utilización de refuerzos para lograr un control de desplazamientos y evitar así los colapsos sísmicos.

Teniendo un conocimiento profundo de los valores de la iglesia logrando así una mínima intervención y el uso de refuerzos compatibles y propuestas reversibles. Siendo esto una tendencia a nivel mundial.

El uso de herramientas modernas para el análisis, criterio de reforzamiento preventivo, y la experiencia artesana ancestral convergen a fin de conceder al templo durabilidad.

Los antecedentes nacionales e internacionales mostrados anteriormente muestran la tendencia mundial por la búsqueda de conservación del patrimonio histórico aplicando herramientas modernas de análisis y diseño, procurando la mínima intervención, uso de técnicas reversibles. Procurando así la ansiada conservación del patrimonio histórico.

2. Planteamiento del Problema.

“Los sismos son fenómenos naturales que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro”

Pero forma parte de la zona sísmica mundial conocida como " cinturón de fuego del pacífico" zona altamente sísmica y volcánica. Adicionalmente se encuentra ubicada prácticamente sobre una falla geológica, el encuentro entre las placas de Nazca y la placa Sudamericana.

Razón por la cual el país ha experimentado una serie de movimientos sísmicos que han provocado pérdidas humanas y materiales siendo el mayor evento sísmico en 1970 en el departamento de Huaraz.

Adicionalmente en la ciudad de Cusco se registraron varios eventos sísmicos siendo el de mayor consideración el producido en el año 1950, actualmente ha ocurrido sísmicos de una intensidad moderada sin mayores consecuencias.

La ciudad de Cusco se encuentra en una zona sísmica adicional debido a la presencia de fallas geológicas muy cercanas a la ciudad del Cusco como son la falla de Paruro, la falla de Pachatusan, falla Qoricocha, falla Tambomachay, falla a Acomayo entre otras.

Las edificaciones patrimoniales requieren de un cuidado importante para lograr así la conservación de su historia y la preservación del legado. Por lo cual es importante realizar estudios para obtener diagnósticos preventivos del estado de conservación de edificaciones patrimoniales.

Es importante indicar que la antigüedad de este tipo de edificaciones, la precariedad y fragilidad con la que fueron construidas, la naturaleza poco durable de los materiales empleados, los efectos naturales como lluvias, sol, entre otros. Generan efectos nocivos para el para la edificación generando daño en las edificaciones acortando su tiempo de vida.

Figura 1

Templo de Santo Domingo después del Sismo de 1950



Nota: Vista del torreon del Templo de Santo Domingo luego del sismo de 1950. (Elisophon, 1950)

Por lo cual en ese mismo contexto es necesario aplicar nuevas técnicas y procedimientos de estudio a fin de alargar la vida de las edificaciones, especialmente cuando éstas constituyen un patrimonio histórico.

Cusco como capital histórica del Perú, tiene como deber el fomentar una cultura de conservación de sus edificaciones, especialmente debido A que una de las principales fuentes económicas de la ciudad es el turismo.

3. Objetivos

3.1. Objetivo General.

El objetivo general del trabajo de investigación consistió en elaborar un modelo no lineal para el análisis estructural utilizando el método de los elementos finitos, aplicado en el estudio de la construcción histórica del templo de San Blas.

El modelo ha permitido simular las propiedades mecánicas del material con el que fue construido el edificio de estudio (Adobe y mampostería de piedra).

Se implementa dentro del programa DIANA, el cual es un software para resolver problemas estructurales aplicando los métodos finitos, con aproximación en métodos numéricos.

Este trabajo tuvo como objetivo general la identificación de la vulnerabilidad sísmica del templo de San Blas esto, mediante la metodología de obtención de la capacidad y desempeño sísmico, a través de análisis estático no lineal y elementos finitos tridimensionales.

3.2. Objetivos Específicos.

- Elaborar un modelo estructural en tres dimensiones, considerando la geometría y condiciones de contorno.
- Implementar las propiedades físicas constitutivas de los materiales, lineales y no lineales
- Analizar, mediante métodos lineales y no lineales la estructura ante diferentes escenarios de demanda sísmica.
- Evaluar los esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales.

4. Justificación

Desde el punto de vista teórico, la presente investigación se ve ampliamente justificada dado que la ingeniería ha desarrollado en las últimas décadas criterios nuevos de diseño y evaluación sísmica, los mismos que están basados en la filosofía del desempeño, el cual consiste en el análisis de la estructura después de fisurado. Esta metodología fue originalmente planteada para edificaciones modernas por lo que a la fecha su aplicación aún se encuentra en discusión para edificaciones históricas.

Siendo así que se empleó una metodología que puede servir de apoyo para la evaluación y estudio edificaciones históricas.

Desde el punto de vista metodológico, se empleó el uso de ensayos no destructivos para la determinación de propiedades físicas, identificación de discontinuidad de materiales, identificación de elementos estructurales no visibles, cambios de secciones entre otros.

Desde el punto de vista social, el estudio del templo de San Blas el cual es un patrimonio cultural de la ciudad de Cusco no sólo por el valor histórico del edificio, sino también por todo el contenido que este posee, tanto en mobiliario como en ornamentación. Siendo este contenido de valor incalculable. Por lo que es necesario un conocimiento certero de los riesgos a los que el edificio está expuesto para poder plantear así medidas de mitigación y reducción de estos. Buscando salvaguardar así la edificación y su contenido

Por último, el estudio se justifica desde el punto de vista económico ya que esta investigación permite adoptar una política de conservación de seguridad y economía responsable al promover una cultura de prevención y protección del patrimonio histórico nacional.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.

El presente capítulo se centra en el análisis y la revisión crítica de los conceptos, teorías y estudios previos relevantes para comprender la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en la ciudad del Cusco. Este marco teórico proporciona el fundamento necesario para contextualizar y comprender los aspectos clave de la investigación, así como para identificar las variables y factores que influyen en la vulnerabilidad sísmica de esta estructura histórica.

1. Características de la Respuesta Estructural.

Para poder caracterizar e identificar el comportamiento estructural de una edificación es necesario primero conocer las propiedades constitutivas de los materiales de los cuales se encuentra compuesta la edificación, así como las propiedades físicas secciones y dimensiones de los elementos estructurales resistentes.

1.1. Rigidez

La rigidez puede ser definida como la capacidad que posee un elemento o un conjunto de elementos estructurales de resistir desplazamientos cuando estos se encuentran sometidos algún tipo de excitación externa. Este parámetro se encuentra expresado como la relación que existe entre la fuerza y el desplazamiento al cual se encuentra sometida.

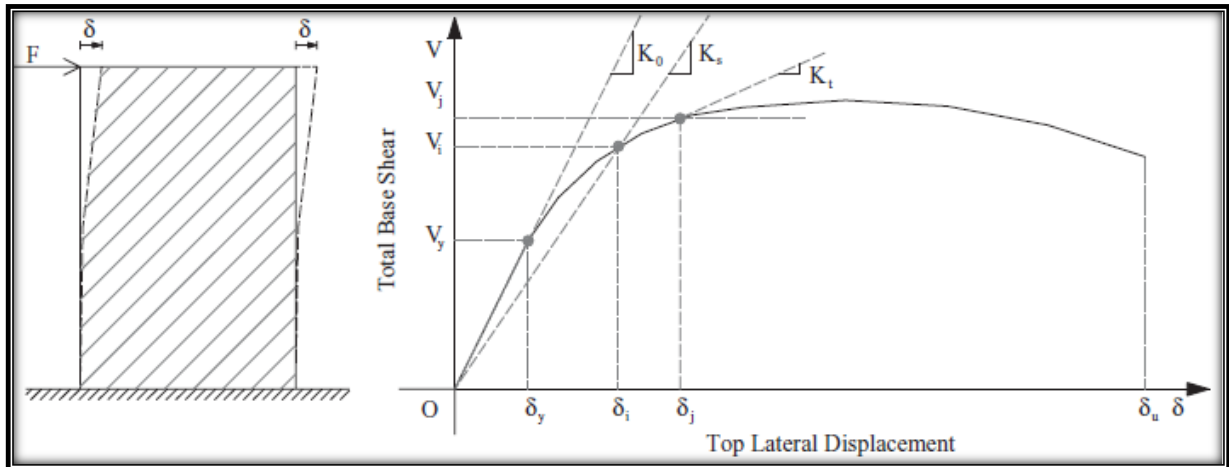
Debido a la naturaleza no lineal de los materiales este parámetro no es constante en una estructura, sino que varía en función a la degradación a la cual se ve sometida una estructura producto de daño, fisuración entre otros.

Es importante notar que mientras la rigidez de un elemento es una función de las propiedades de su sección transversal, la longitud, el material y las condiciones de contorno; la rigidez de un sistema estructural es una función de los mecanismos de resistencia lateral empleados (pórticos resistentes a momento, pórticos arriostrados, muros de corte, arreglos diagonales, etc.). En la Figura 2, la pendiente inicial K_0 , es la rigidez elástica del elemento estructural, así mismo la rigidez secante K_s , de la

estructura, la cual corresponde a un nivel dado de carga. La rigidez inicial K_0 es más alta que la rigidez secante K_s para materiales de construcción convencionales. Las variaciones de la rigidez en el rango inelástico o no lineal son usualmente representadas por la rigidez tangente K_t la cual es la pendiente de la tangente de la curva de respuesta.

Figura 2

Curva Típica de Respuesta Estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales (Elnashai & Di Sarno, 2008)



De la Figura 2, puede observarse que: K_i , se refiere a la rigidez de la estructura para un desplazamiento impuesto δ_i , lo que genera una fuerza resistente V_i . La rigidez puede interpretarse de manera gráfica como la pendiente de la tangente a un punto cualquiera de la curva, o lo que matemáticamente resulta equivalente la derivada de la función en un determinado punto.

En la ingeniería estructural para edificaciones diseñadas a cargas sísmicas, es importante la rigidez lateral de los elementos, dado que los sismos generan fuerzas laterales por inercia producto de la vibración horizontal de las estructuras (Elnashai & Di Sarno, 2008). Siendo la rigidez la que determina los desplazamientos máximos a los cuales va a estar sometida la edificación. Siendo así que se busca satisfacer la funcionalidad de la estructura bajo cargas dinámicas generadas por el movimiento sísmico.

En el diseño estructural sísmico la rigidez lateral es muy importante para controlar deformaciones, prevenir la inestabilidad local y global de la estructura, prevenir el daño

estructural y no estructural, asegurar el confort de los usuarios durante y posterior a los sismos de baja y mediana intensidad.

La rigidez se ve influenciada por:

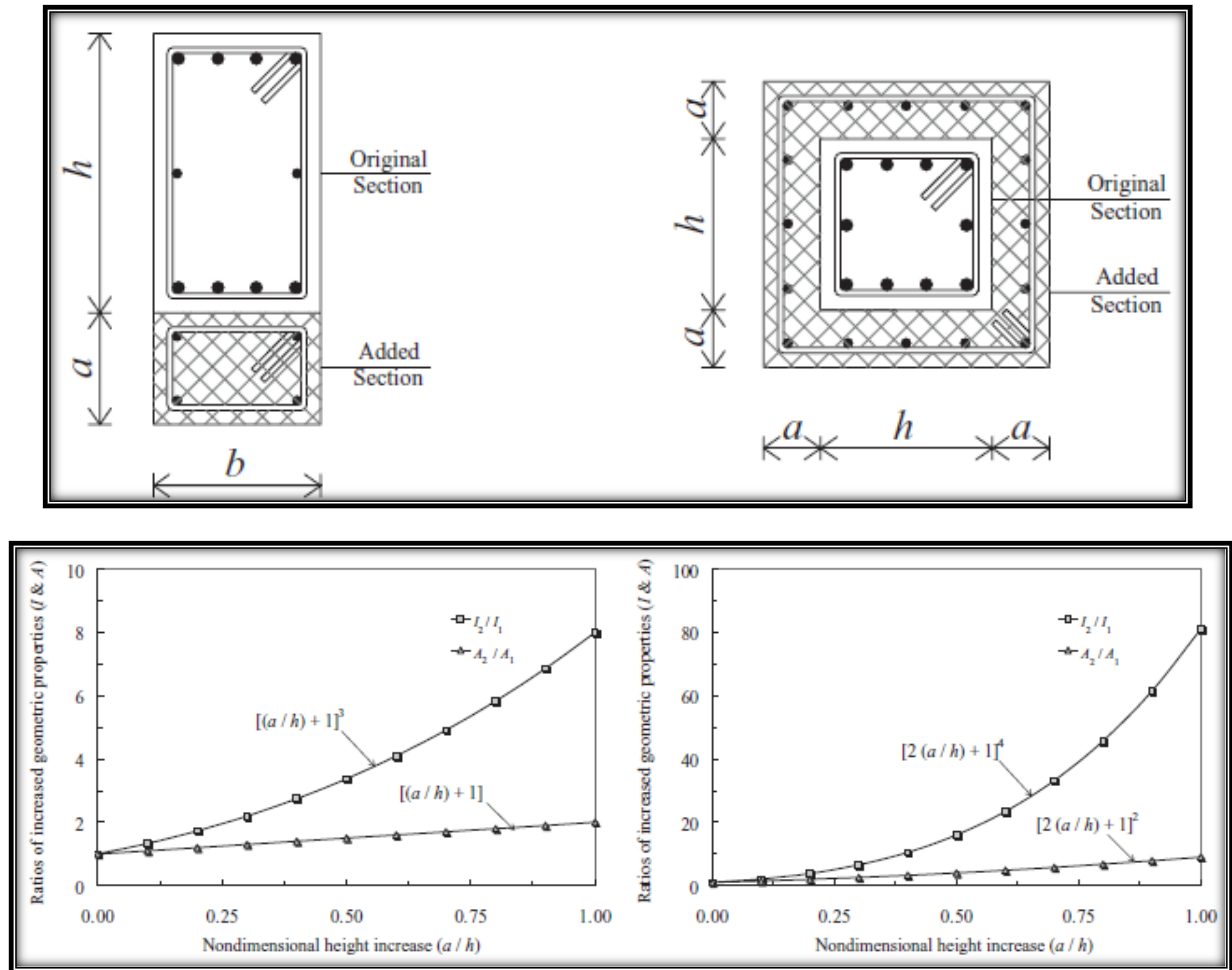
- **Propiedades mecánicas de los materiales.**
Módulo de Young (E), Módulo de cortante (G).
- **Propiedades físicas de la sección.**

Sección transversal, Momento de inercia (I), momento torsional (J), lo que es importante entender que cuando se hacen modificaciones a la geometría de los elementos estructurales estos también influyen en la rigidez de este.

En la Figura 3, puede observarse como debería una dimensional que sufre el área y el momento de inercia alrededor del eje fuerte debido al incremento de sección en la viga y en la columna mostrada. Apreciando claramente que el incremento del momento de inercia es mucho mayor que el incremento en el área. Puede observarse también que la sección transversal influye en la rigidez lateral del elemento ya que, si esta es de forma rectangular o en I, podrá variar notoriamente el momento de inercia entre ambos ejes. Por lo que en zonas sísmicas se recomienda que la relación entre los momentos de inercia en los ejes X y Y sea muy cercano a la unidad debido a la incertidumbre que existe en la dirección de acción del sismo.

Figura 3

Influencia en la variaciones de área A y momento de inercia I para viga (izquierda) y columna (derecha) (Elnashai & Di Sarno, 2008)



- Propiedades del elemento estructural.

La rigidez estructural también depende del tipo del elemento estructural empleado para resistir las cargas sísmicas. Teniendo como ejemplo que los muros estructurales son mucho más rígidos en su eje fuerte que las columnas. Mostrando una vez más que las propiedades geométricas de los elementos estructurales influyen significativamente en la rigidez lateral y la rigidez a flexión.

- **Propiedades del sistema estructural.**

La rigidez de una edificación también depende del sistema estructural empleado, dado que la distribución de la rigidez de los elementos estructurales varía en función al tipo de conexión que existe entre estos como por ejemplo los diafragmas rígidos horizontales que conectan los miembros verticales.

1.2. La Rigidez en el Control de Daño Estructural.

El daño estructural provocado por la acción sísmica puede deberse básicamente a un excesivo desplazamiento lateral del sistema. Diversos estudios han demostrado que existe una correlación directa entre los grandes desplazamientos relativos de entrepisos y el daño estructural. Siendo así que la estructura puede tener la suficiente resistencia para hacer frente a los eventos sísmicos, pero carecer de una rigidez lateral que pueda limitar el daño estructural y especialmente no estructural de la edificación.

Modernamente los códigos de diseño sísmico regulan los desplazamientos límites permisibles, asegurando de forma implícita una adecuada rigidez lateral de la estructura, y por consiguiente reducir así el daño estructural y no estructural del edificio. (Marte, 2014).

1.3. Análisis No lineal Pushover.

Análisis Pushover es un procedimiento estático no lineal utilizado para determinar el comportamiento de una estructura en el sentido de una determinada acción aplicada (fuerza, desplazamiento o aceleración).

Este método consiste en “empujar” la estructura hasta llegar al punto de colapso, monitoreando siempre un parámetro de control de deformación hasta llegar a un límite ya predeterminado. Este “empuje” se obtiene aplicando una serie de fuerzas o desplazamientos monotónicos de manera progresiva.

Es decir, el análisis Pushover es una técnica de análisis incremental e iterativo de ecuaciones de equilibrio estático de una estructura donde la capacidad estructural está

representada en una gráfica de desplazamiento del sistema y las fuerzas aplicadas. (Albanesi & Nuti, 2007).

En el caso se requiere estudiar un sistema de varios grados de libertad la estructura es “empujada” mediante un perfil de fuerzas o desplazamientos horizontales a nivel de entresijos, siendo necesario escoger un único parámetro de fuerza y un solo parámetro de desplazamiento para describir el comportamiento de todo el sistema en términos de enlace fuerza-desplazamiento.

Es muy común que para describir el comportamiento del sistema a través de una gráfica fuerza-desplazamiento P-U, se debe elegir el corte en la base y el desplazamiento δ_j de la planta j-esima.

Para lo cual debe tenerse en cuenta que el objetivo del estudio es simular la respuesta dinámica de la estructura, por lo que se plantea la cuestión de si el análisis Pushover debe llevarse a cabo con la aplicación de un patrón de desplazamientos o un sistema de fuerzas.

Es común observar que si la estructura tuvo un comportamiento elástico lineal los 2 enfoques anteriores conducen al mismo resultado, sin embargo, las incursiones en el rango inelástico implican una diferencia significativa entre ambas alternativas.

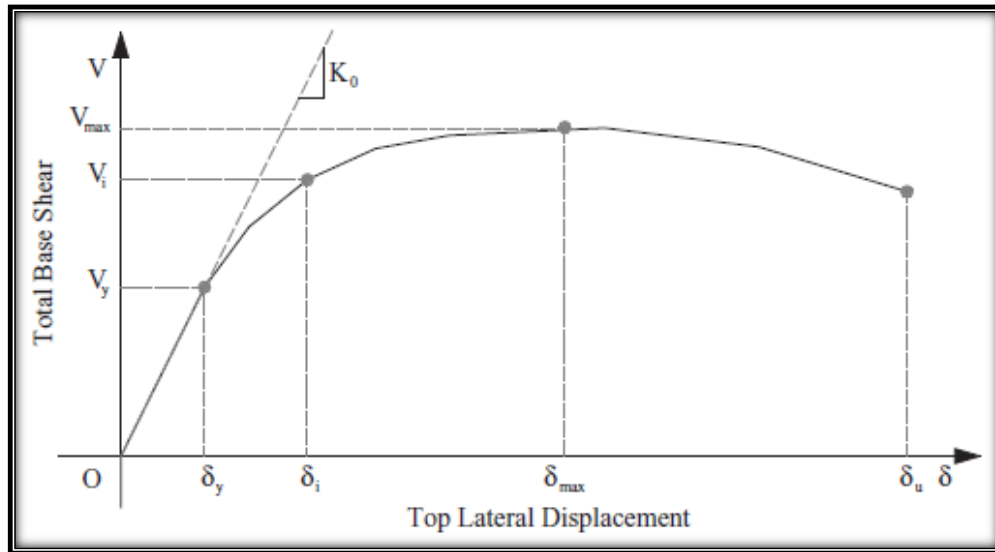
Siendo el enfoque basado en fuerzas el que más atracción atraído a nivel de los investigadores debido a la fácil implementación en los programas de cálculo comunes (Albanesi & Nuti, 2007)

1.4. Capacidad Estructural.

También conocida como resistencia es la capacidad de un elemento o un sistema estructural de resistir cargas. Esta capacidad es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias a fuerzas axiales a momentos y cortantes Son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería estructural.

Figura 4

Definición de Capacidad Estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008)



La curva de capacidad la cual se puede observar en Figura 4, donde se muestra la capacidad a corte V de la estructura, siendo el límite elástico definido por V_y , y teniendo la máxima resistencia a corte V_{max} .

De forma análoga puede mostrarse una gráfica para resistencia a fuerzas axiales y a momentos.

La curva de capacidad mostrada en la Figura 4, se construye a través de un análisis estructural no lineal ya sea de un elemento o de un sistema estructural.

Para la construcción de la curva de capacidad existen diversos métodos cada uno de los cuales presenta algunas ventajas y algunos tipos de incertidumbres teniendo, por ejemplo: Aleatoriedad en las propiedades de los materiales, propiedades geométricas, calidad del proceso constructivo, entre otros. (Marte, 2014).

1.4.1. Curva de Capacidad por el método Pushover

La curva de capacidad de la estructura, por lo general se expresa en términos de cortante en la base V_b y desplazamiento en la parte superior (D_t), lo que representa precisamente la capacidad de exhibido por el sistema para hacerle frente a una determinada acción externa.

Haciendo una analogía con un sistema de 1GDL (1 Grado de libertad), la tendencia de la curva de capacidad depende de la rigidez k o de la flexibilidad k^{-1} Del sistema, el cual a su vez depende esencialmente de las propiedades y características geométricas y mecánicas del sistema estructural y son funciones no lineales del desplazamiento y de la fuerza aplicada al sistema.

$$\mathbf{F} = \mathbf{k}(\mathbf{D}) \text{ o } \mathbf{Vb} = \mathbf{k}(\mathbf{Dt}) \quad \text{Ec. 1}$$

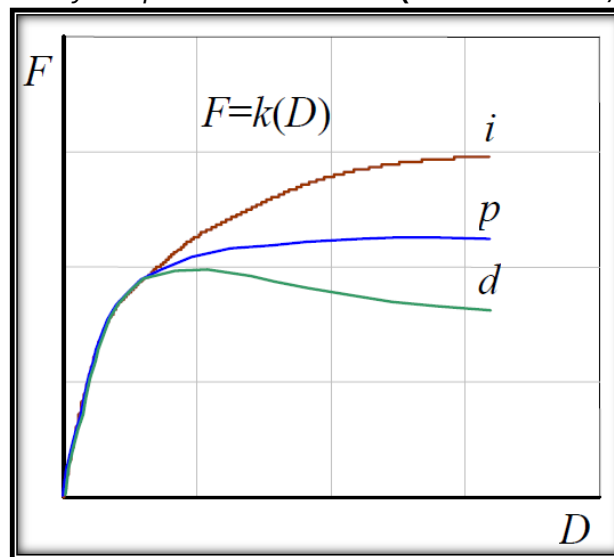
$$\mathbf{D} = \mathbf{k}^{-1}(\mathbf{F}) \text{ o } \mathbf{Dt} = \mathbf{k}^{-1}(\mathbf{Vb}) \quad \text{Ec. 2}$$

En la Figura 5, pueden observarse relaciones de fuerza-desplazamiento, o como vimos antes curvas de capacidad representativos de los 3 tipos de comportamiento comunes, caracterizados por un comportamiento inicial elástico lineal hasta el umbral de fluencia, seguido por un endurecimiento no lineal (i), elástico perfecto (p), o no lineal con degradación (d). (Albanesi & Nuti, 2007)

Para casos más complejos en sistemas de VGDL (varios grados de libertad) la curva de capacidad muestra una tendencia de una sección inicialmente recta el cual corresponde al comportamiento lineal elástico de la estructura, tiene un pequeño hundimiento cuando inicia la plastificación y una respuesta progresiva en el campo de incursión no lineal.

Figura 5

Tipos de curvas de capacidad y comportamiento no lineal (Albanesi & Nuti, 2007)



Es importante indicar que la capacidad de una estructura depende de la capacidad que posean sus componentes y la deformación individual de los mismos. Aportando cada uno de sus elementos a la capacidad global de la estructura.

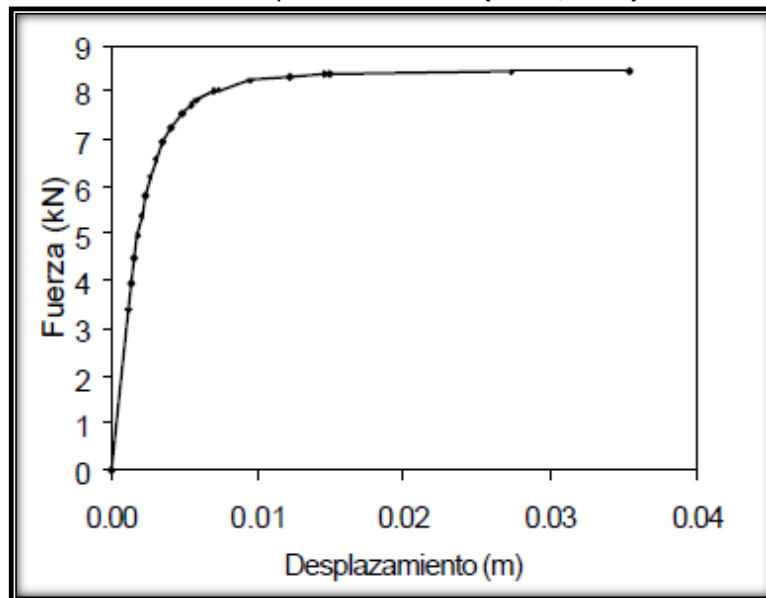
La curva de capacidad define la capacidad de la estructura de forma independiente a cualquier solicitación sísmica específica (de hecho, no se hace referencia a la acción sísmica para su cálculo), describiendo las características intrínsecas del sistema resistente en otras palabras un modelo constitutivo de estructura simplificada. (Albanesi & Nuti, 2007).

1.4.2. Análisis Modal Espectral Evolutivo.

La curva de capacidad de una estructura mostrada en la Figura 6, se determina por medio de una serie de análisis modales y espectrales, para cada nivel de daño consecutivo de los elementos estructurales resistentes. El número de análisis dependerá de la cantidad de elementos que se dañen hasta que se alcance la capacidad máxima de la estructura o se presente inestabilidad local o global del sistema. (Mesa, 2007)

Figura 6

Curva de capacidad de Analisis Modal Espectral Evolutivo (Mesa, 2007)



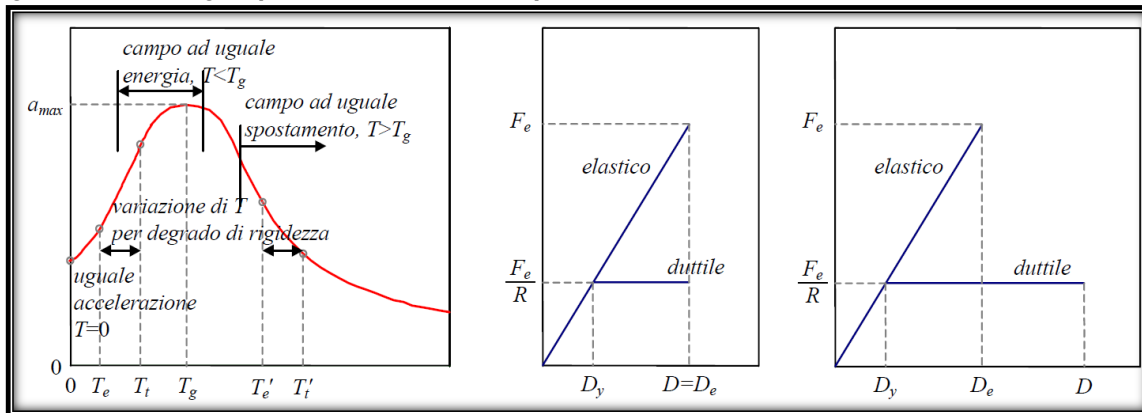
1.4.3. Evaluación del Punto de Desempeño sísmico

El análisis no lineal tiempo historia si lleva a cabo mediante oscilaciones simples con factores de resistencia reducida de acuerdo con un factor R , la comparación del comportamiento elástico y un comportamiento de respuesta de histéresis elastoplástica perfecta, muestra un comportamiento dependiente del período de la estructura.

En casos particulares se determina que para estructuras con un periodo más largo que el correspondiente al máximo del espectro de respuesta elástica del sismo considerado T_g . Los desplazamientos máximos alcanzados por el sistema inelástico, “D”, son muy similares a los obtenidos para un sistema infinitamente elástico “De”, con la rigidez elástica inicial igual a la del sistema inelástico ($D \cong D_e$). (Albanesi & Nuti, 2007).

Figura 7

(a) Influencia del periodo en la reducción de la fuerza sísmica, (b) Igualdad de desplazamiento, (c) igualdad de energía. (Albanesi & Nuti, 2007)



Consideraciones geométricas Figura (b) implica que la ductilidad, $\mu = D / D_y$, alcanzado por el sistema inelástica es igual al factor de reducción de la fuerza: $\mu = R$

Esta conclusión se refiere generalmente como el principio de igualdad de desplazamiento (ED).

Para estructuras con un periodo menor o igual al máximo del espectro de respuesta, no es conservadora, es decir, la demanda de ductilidad en el desplazamiento es mayor que el factor de reducción de la fuerza. En particular, para muchos sistemas de este

tipo, se obtiene una estimación razonable del valor máximo de la ductilidad de desplazamiento igualando el área bajo la curva de fuerza-desplazamiento del sistema inelástico a la que se obtiene por la curva del sistema elástico de igual rigidez inicial Figura 7 (c).

Debido a que estas áreas representan la energía total absorbida por los dos sistemas sometidos a un empuje monotónico hasta el máximo desplazamiento, esta observación es usualmente llamado principio de igualdad de energía (EE). De donde se evidencia la relación entre la ductilidad y el factor de reducción: $\mu = (R^2 + 1) / 2$ (Albanesi & Nuti, 2007)

1.4.4. Finalidad del Desempeño sísmico

El diseño sísmico orientado al desempeño es un procedimiento estructurado para desarrollar nuevos edificios o mejorar la resistencia sísmica de las construcciones existentes. Este enfoque implica una clara meta de alcanzar los estándares de desempeño establecidos para posibles terremotos futuros. Estos estándares se relacionan con las expectativas sobre el nivel de daño que un edificio podría sufrir durante un movimiento sísmico y las repercusiones de dicho daño (Cabanillas, 2016).

Los procedimientos actuales basados en el desempeño se fundamentan en el informe de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA 273, 1997), que detalla las Pautas NEHRP para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, Este documento abordó el fortalecimiento de edificios existentes ante sismos y estableció los primeros conceptos sobre los niveles de desempeño vinculados con el daño y diversos niveles de riesgo sísmico. Sus documentos sucesores, (FEMA 356, 2000), una norma experimental y comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA 356, 2000), junto con la Norma de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE/SEI 41-23, 2023), Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes, definen la práctica actual del Diseño Sísmico basado en el Desempeño. (Cabanillas, 2016).

En los procedimientos el desempeño se expresa en términos de una serie de niveles de performance discretas identificadas como Operacional (O), Inmediata Ocupación

(IO), Seguridad de Vida (LS), y la Prevención al Colapso (CP), ver Figura 8. Estos niveles de desempeño se aplican tanto a los componentes estructurales y no estructurales, y son evaluados en un nivel de riesgo sísmico especificado. Aunque establecieron un vocabulario y proporcionaron un medio por el cual los ingenieros podrían cuantificar y conocer el desempeño sísmico a los clientes y otras partes interesadas. (Cabanillas, 2016)

Adicionalmente a los criterios de aceptación definidos, las estructuras deben tener unos criterios de aceptación mínimos, según tipo de edificación, (esencial, importante y común) como puede observarse en la Tabla 1 (Pires da Cunha, 2014)

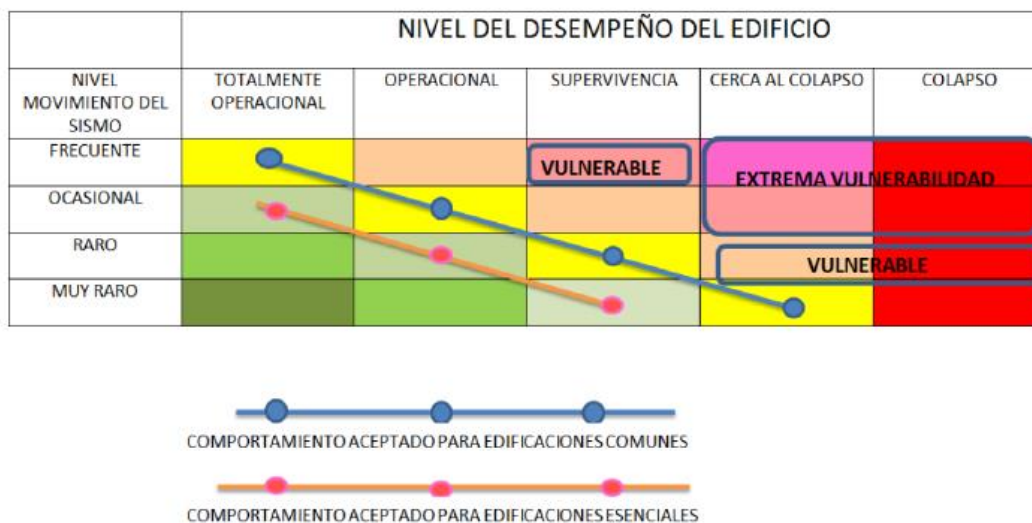
Figura 8.

Niveles de Desempeño Sísmico (Cabanillas, 2016)



Tabla 1

Niveles de Demanda y Desempeño Adecuado (Pires da Cunha, 2014)



2. El adobe y sus Propiedades Constitutivas.

La tierra como material de construcción ha sido usada desde tiempos muy antiguos en Perú. Este material tiene propiedades muy variables, debido al tipo de tierra usada, debido a la adición o no de fibras vegetales.

2.1. Propiedades Elásticas.

El estudio de la huaca de la Luna realizado en la PUCP, por (Montesinos, 2016), tiene los siguientes resultados.

Tabla 2

Propiedades constitutivas del Adobe Huaca de la Luna (Montesinos, 2016)

ρ	σ_c	ϵ	E	f_t	G_c	G_t
(Kg/m ³)	(MPa)	(mm/m)	(MPa)	(MPa)	(N/mm)	(N/mm)
1750	0.36	3.45	107	0.036	0.576	0.001

ρ : densidad del material; σ_c : resistencia a la compresión; ϵ : deformación unitaria correspondiente a la resistencia a compresión; E: módulo de elasticidad; f_t : resistencia a tracción; G_c : energía de fractura a compresión, G_t : energía de fractura a tracción.

De igual forma los estudios realizados por (Cancino, y otros, 2012), (Torrealva, 2017) los cuales obtuvieron los siguientes resultados

Tabla 3

Modulo de Elasticidad del Adobe (Torrealva, 2017)

N°	Origin	Compressive strength			Elastic modulus (MPa)	
		Load	Stress	Average Stress	E	Average E
		KN	(MPa)	(MPa)		
01	Ica Cathedral	14.028	0.468	0.463	104.229	97.8
02	Ica Cathedral	14.360	0.479		95.487	
03	Ica Cathedral	13.293	0.443		93.707	
04	Other in Lima 1	14.067	0.391	0.488	48.439	48.7
05	Other in Lima 1	12.240	0.585		48.895	
06	Hotel El Comercio	12.171	0.420	0.392	74.914	67.6
07	Hotel El Comercio	10.568	0.364		60.321	
08	Other in Lima 2	23.264	0.757	0.757	106.422	106.4

Tabla 4

Modulo de Corte del Adobe (Torrealva, 2017)

N°	Origin	Shear strength			Modulus of elasticity in shear
		Load	Stress	Average Stress	
		KN	(MPa)	(MPa)	
01	Other in Lima 1	3.757	0.033	0.032	8.005
02	Other in Lima 1	5.868	0.050		2.895
03	Hotel El Comercio	1.240	0.014		26.240
04	Ica Cathedral	0.858	0.010	0.028	49.160
05	Ica Cathedral	3.464	0.043		6.733
06	Ica Cathedral	2.639	0.030		12.840

De las tablas Tabla 3 y

Tabla 4, puede observarse que el adobe tiene un comportamiento muy variable, siendo así que los componentes estructurales pueden variar en cada caso.

2.2. Propiedades No Lineales y modelo constitutivo de material.

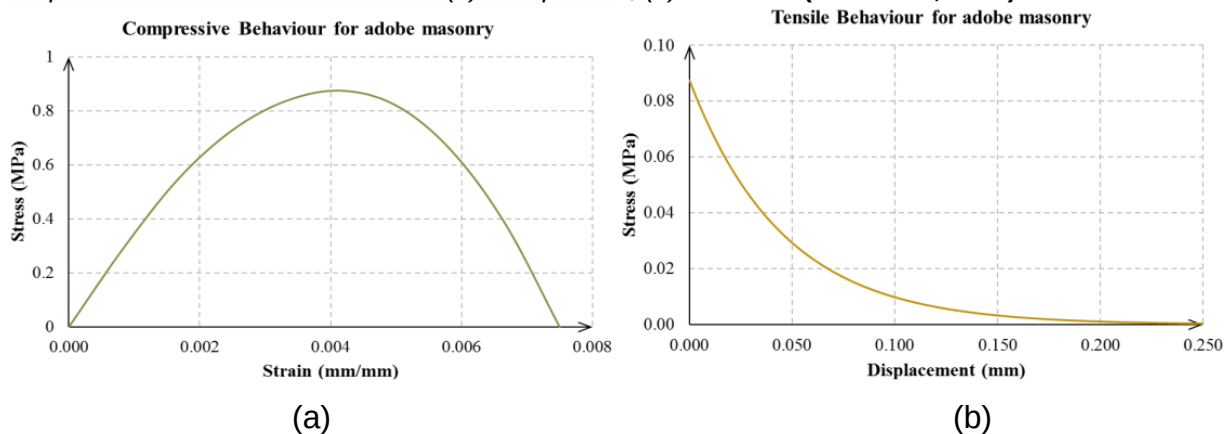
Para un correcto análisis no lineal, es necesario aplicar un patrón de degradación, o agrietamiento ante acciones sísmicas. Siendo este un análisis útil para evaluar el rendimiento de las edificaciones mediante verificación de desplazamiento e identificar las zonas críticas para posteriormente verificar el estado final de la edificación y si es necesario proponer medidas de reforzamiento.

Conforme lo mostraron (Tarque, Camata, Varum, Sparcone, & Blondet, 2014), se un modelo de deformación total, empleando elementos tipo Shell, empleando un material isotrópico, y haciendo uso de las leyes constitutivas de tracción y compresión que presentan la inelasticidad del material dentro del enfoque de “Total Strain”.

En el Software Diana el comportamiento no lineal de la albañilería de adobe es modelada mediante un modelo de comportamiento “Total Strain Crack Model”. Usando las leyes constitutivas de material a compresión y tracción considerando una tendencia parabólica y exponencial respectivamente conforme lo indicado en (Lourenco, 2009). Según puede observarse en Figura 9, donde se presentan ambas curvas de comportamiento de la albañilería de adobe.

Figura 9

Propiedades constitutivas del Adobe (a) Compresion, (b) Traccion (Lourenco, 2009)



CAPITULO III. DISEÑO METODOLÓGICO.

El presente capítulo metodológico se orienta hacia el enfoque de investigación donde se organizan los principales criterios muestrales, se determina y análisis de información y se llega a la presentación critica de los datos.

1. Enfoque de Investigación.

Según (Hernandez Sampieri, 2014). El enfoque de la investigación es del tipo “Cuantitativo”, ya que se “Utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías”.

De igual manera, la investigación cuantitativa permite extender los resultados de manera más amplia, dado que proporciona un manejo controlado de los fenómenos y se basa en datos numéricos. Asimismo, ofrece una alta probabilidad de reproducibilidad y se enfoca en aspectos concretos de dichos fenómenos, lo que también facilita la comparación entre estudios relacionados.

Por lo que podemos indicar que la presente tesis utilizo un enfoque de investigación del tipo Cuantitativo.

Del mismo modo del libro de (Hernandez Sampieri, 2014), podemos inferir que la presente investigación es del tipo Descriptivo, dado que, Es una investigación que busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice. Describiendo tendencias de un grupo o población. En este contexto, el propósito exclusivo es la medición o recolección de datos de manera independiente o conjunta referentes a los conceptos o variables en cuestión, sin tener como objetivo la elucidación de sus relaciones mutuas.

Así mismo, podemos indicar que el método de investigación empleado es el Hipotético-Deductivo. Dado que: Partimos de una verdad general, hasta llegar al conocimiento o verdades específicas. Este proceso conduce a la investigación cuantitativa, donde se parte de una teoría general que da lugar a ciertas hipótesis, las cuales luego son

sometidas a pruebas utilizando observaciones del fenómeno en la realidad. (López Cano, 1984).

Para terminar, podemos indicar también que la metodología aplicada para la presente investigación es del tipo No experimental ya que según (Hernandez Sampieri, 2014), en un estudio no experimental no se genera ninguna situación, sino que se observan situaciones ya existentes, no provocadas intencionalmente en la investigación por quien la realiza. En la investigación no experimental, las variables independientes ocurren de manera natural y no es factible manipularlas. No se posee un control directo sobre estas variables ni se puede ejercer influencia sobre ellas, dado que ya han tenido lugar, al igual que sus efectos.

2. Contexto de Investigación.

El Templo de San Blas, una joya arquitectónica del siglo XVI ubicada en el Cusco, Perú, representa un fascinante estudio de la interacción entre la ingeniería colonial y las técnicas de construcción incas. Sin embargo, su ubicación en una región de alta actividad sísmica plantea desafíos significativos en términos de vulnerabilidad estructural y la necesidad imperiosa de comprender su comportamiento ante eventos sísmicos contemporáneos.

La ciudad del Cusco, históricamente afectada por terremotos notables como el de 1950 (de magnitud 7.7 en la escala de Richter), demanda una evaluación rigurosa de las estructuras patrimoniales. El Templo de San Blas, erigido sobre cimientos incas y expuesto a numerosos eventos sísmicos a lo largo de los siglos, es objeto de esta investigación focalizada en la vulnerabilidad sísmica.

El propósito primordial de este estudio es realizar un análisis estructural detallado del Templo de San Blas, empleando tecnologías avanzadas como el modelado 3D. Este enfoque permitirá identificar posibles deficiencias estructurales y proponer estrategias de refuerzo pertinentes para mitigar los riesgos asociados a futuros sismos.

La metodología abarcará una revisión exhaustiva de la historia constructiva del templo, incluyendo intervenciones realizadas y materiales empleados en diferentes periodos.

Esta contextualización histórica es crucial para comprender la evolución de la estructura y su capacidad de resistencia ante eventos sísmicos anteriores.

Además del análisis estructural, se considerará el contexto geológico local, incluyendo características del suelo y la actividad sísmica pasada y presente en la región del Cusco. Estos factores geotécnicos ejercen una influencia determinante en la respuesta sísmica de las edificaciones y serán integrados en el análisis de vulnerabilidad.

Los resultados de este estudio no solo tendrán relevancia para el Templo de San Blas en sí, sino que también contribuirán como un valioso caso de estudio en la preservación de patrimonio arquitectónico en zonas sísmicas. Se anticipa que las recomendaciones resultantes podrán ser aplicadas no solo en este templo, sino en estructuras históricas similares en el Cusco y a nivel global.

En síntesis, la investigación sobre la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en el Cusco es fundamental para la protección y preservación de este destacado patrimonio cultural. A través de un enfoque multidisciplinario que integra análisis estructural avanzado y consideraciones geotécnicas, se busca no solo comprender mejor la respuesta sísmica de esta estructura emblemática, sino también desarrollar estrategias efectivas para su protección ante la constante amenaza de eventos sísmicos.

3. Categoría del estudio.

La investigación sobre la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en la ciudad del Cusco se encuadra en la categoría metodológica de Evaluación Sísmica en Estructuras Históricas. Esta categoría se centra en el desarrollo y aplicación de metodologías avanzadas para evaluar la respuesta sísmica de edificaciones antiguas y patrimoniales.

En este estudio, se utilizaron diversas técnicas de análisis estructural, para obtener una representación detallada de la geometría y las características físicas del templo. Esta metodología permite identificar posibles puntos críticos de la estructura y evaluar su comportamiento ante cargas sísmicas simuladas.

Una vez recopilados y analizados estos datos, se procedió a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica propiamente dicha. Se utilizarán métodos de evaluación cualitativa y cuantitativa para determinar la capacidad de resistencia del templo ante diferentes niveles de amenaza sísmica. Esto incluyendo el cálculo de índices de vulnerabilidad y la identificación de áreas críticas que requieran medidas de refuerzo.

En resumen, la categoría metodológica de Evaluación Sísmica en Estructuras Históricas que combina técnicas de análisis estructural para comprender y evaluar la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en el Cusco. Esta metodología no solo contribuye al conocimiento científico en el campo de la ingeniería sísmica, sino que también proporciona pautas prácticas para la conservación y protección de estructuras patrimoniales en zonas sísmicas.

4. Población y Muestra

Población:

La población de interés para esta investigación sobre la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en la ciudad del Cusco está compuesta por la estructura misma del templo y sismicidad del entorno inmediato. Esto incluye todas las partes de la estructura del templo, como muros, bóvedas y cimientos, así como el suelo en el que está asentado.

Muestra:

La muestra se seleccionará de manera específica para representar diferentes aspectos de la estructura del templo y la sismicidad de la zona en estudio. Se tomarán muestras documentales de:

Estructura del Templo: Se seleccionarán secciones representativas de las paredes, bóvedas y cimientos del templo. Esto incluirá áreas que se consideren críticas en términos de vulnerabilidad sísmica, así como aquellas que han experimentado daños previos.

Entorno sísmico: Utilizando muestras de la sismicidad del entorno donde este fue construido. Esto ayudará a comprender cómo las características geológicas del suelo influyen en la respuesta sísmica del templo.

Método de Muestreo:

Dado que la población de interés es única y limitada, se empleará un método de muestreo no probabilístico, específicamente un muestreo por juicio. Este método implica la selección de la muestra basándose en el juicio y conocimiento experto del investigador en relación con los objetivos de la investigación. En este caso:

Muestra de la Estructura del Templo: El investigador, seleccionará áreas críticas y representativas de la estructura del templo que sean relevantes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

En resumen, la población de interés es el Templo de San Blas y su entorno geológico e histórico en la ciudad del Cusco. La muestra se seleccionará utilizando un método de muestreo no probabilístico por juicio, donde se elegirán áreas y datos específicos que sean críticos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del templo. Este enfoque permitirá un análisis exhaustivo y representativo de los diferentes aspectos estructurales, geotécnicos e históricos del templo.

En la presente investigación se tomó como población a la iglesia de “San Blas de la ciudad del Cusco”, la cual se encuentra construida con albañilería de adobe. Cuya constitución física se describirá más adelante.

La muestra de la investigación está dada únicamente por la estructura del templo de San Blas.

Siendo el muestreo no probabilístico y por conveniencia.

5. Técnicas e Instrumentos.

Modelado 3D de la estructura:

Técnica: Se utilizará software de modelado 3D para convertir los datos de campo, y la nube de puntos en un modelo digital detallado del templo. Este modelo permitirá una visualización precisa de la estructura en su totalidad y de sus componentes individuales.

Instrumento: Software especializado de modelado 3D

Revisión Histórica y Documental:

Técnica: Investigación exhaustiva de archivos históricos y documentos sobre la construcción, materiales que lo componen. Se buscará obtener planos y cualquier otra documentación relevante.

Instrumento: Archivos históricos locales y documentos de intervenciones arquitectónicas.

Análisis Estructural:

Técnica: Utilización de software de análisis estructural para evaluar la respuesta del templo ante cargas sísmicas. Se realizarán análisis estáticos y dinámicos para determinar la capacidad de resistencia y las posibles áreas críticas.

Instrumento: Software de análisis estructural basado en el método de elementos finitos para modelar y analizar la estructura.

Inspección Visual:

Técnica: Inspección detallada visualmente de la estructura para identificar grietas, deformaciones, y otros signos de daño. Para documentar el estado actual del templo.

Instrumento: Cámaras fotográficas para la documentación visual, y listas de verificación para registrar observaciones.

Análisis de Datos Sísmicos:

Técnica: Recopilación y análisis de datos sísmicos históricos para comprender la amenaza sísmica. Se analizarán registros de sismos pasados.

Instrumento: Bases de datos sísmicas locales y nacionales, así como software de análisis de datos sísmicos.

Estas técnicas e instrumentos serán fundamentales para llevar a cabo una investigación exhaustiva sobre la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en la ciudad del Cusco. Permitirán obtener datos precisos, modelar la estructura, y evaluar la respuesta sísmica del templo desde múltiples perspectivas.

6. Procedimiento.

Revisión Bibliográfica y Documental:

Realizar una búsqueda exhaustiva de la literatura científica y técnica relacionada con la ingeniería sísmica aplicada a estructuras históricas y patrimoniales.

Recolectar información documental sobre la construcción original del Templo de San Blas, incluyendo planos, registros de construcción y cambios estructurales a lo largo del tiempo.

Identificar y revisar estudios de vulnerabilidad sísmica en estructuras similares y en la región.

Recopilación de Datos:

Obtener datos sísmicos de la zona donde se encuentra el templo, incluyendo estudios de previos.

Recopilar registros de eventos sísmicos pasados en la región del Cusco, incluyendo datos de magnitud, epicentro, profundidad y daños reportados.

Escaneo Modelado 3D:

Utilizar software de modelado 3D especializado para procesar los datos de campo y generar un modelo digital detallado del templo con información precisa de geometría y dimensiones.

Análisis Estructural y Visual:

Utilizar software de análisis estructural para realizar análisis estáticos y dinámicos de la estructura del templo ante cargas sísmicas.

Realizar inspecciones visuales detalladas de la estructura, utilizando cámaras fotográficas de alta resolución para documentar grietas, deformaciones y otros signos de daño, especialmente en elementos críticos como columnas y cimientos.

Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica:

Integrar todos los datos recopilados, incluyendo información histórica, estructural y sísmica, en un análisis holístico de la vulnerabilidad sísmica del templo.

Identificar áreas críticas de la estructura y proponer medidas de mitigación específicas, como refuerzos estructurales, consolidación de cimientos o cambios en la distribución de cargas.

Informe Final y Conclusiones:

Presentar un informe detallado que incluya los resultados de la evaluación de vulnerabilidad sísmica, el análisis estructural, los datos sísmicos.

Concluir con recomendaciones prácticas y futuras investigaciones para fortalecer la resistencia sísmica del Templo de San Blas, preservando su integridad histórica y cultural.

Este procedimiento metodológico detallado proporciona un marco sólido para llevar a cabo una evaluación completa y rigurosa de la vulnerabilidad sísmica del Templo de San Blas en la ciudad del Cusco. Desde la recopilación y análisis de datos hasta la

formulación de recomendaciones, cada paso está diseñado para obtener una comprensión profunda de la estructura y proponer soluciones efectivas para su protección y preservación ante eventos sísmicos.

CAPITULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TEMPLO DE SAN BLAS.

El presente capítulo abarca la presentación de la edificación en estudio, la descripción arquitectónica, estado situacional, investigación y revisión de las propiedades de los materiales con los cuales fue construido, lo cual puede dar lugar a un diagnóstico estructural de la iglesia de San Blas del Cusco.

1. Descripción arquitectónica y estructural.

Enfoque Arquitectónico

El Templo de San Blas del Cusco, es una de las iglesias más antiguas y emblemáticas de esta histórica ciudad. Su historia se remonta a los primeros años de la colonización española en la región, cuando se inició la construcción de este templo dedicado a San Blas, el santo patrono de las enfermedades de la garganta.

La fecha exacta de su construcción no está completamente documentada, pero se estima que la edificación del templo comenzó a principios del siglo XVII, alrededor de los años 1544-1548. Este período coincide con la época en que el conquistador español Francisco Pizarro estableció la ciudad del Cusco como la capital del Virreinato del Perú.

El Templo de San Blas que puede observarse en la Figura 10 fue construido sobre un antiguo santuario inca, lo que demuestra la fusión de la arquitectura y las creencias religiosas precolombinas con las tradiciones cristianas traídas por los españoles. Su arquitectura presenta un estilo renacentista español, con una fachada sobria pero imponente que contrasta con su interior ricamente decorado.

Una de las características más destacadas del templo es su retablo principal, considerado uno de los más bellos y elaborados del Cusco. Este retablo es una obra maestra del arte colonial, tallado en madera y recubierto con láminas de pan de oro. En él se pueden apreciar diversas imágenes religiosas y detalles ornamentales que reflejan la destreza y el talento de los artesanos de la época.

Además de su importancia arquitectónica y artística, el Templo de San Blas tiene un profundo significado religioso y cultural para la ciudad del Cusco. Durante la época colonial, este templo fue un importante centro de evangelización y culto católico, donde se realizaban ceremonias y celebraciones religiosas para la población local.

Figura 10

Templo de San Blas del Cusco



Con el paso de los siglos, el Templo de San Blas ha sido testigo de importantes eventos históricos y sociales en la ciudad del Cusco. Ha sobrevivido a terremotos y desastres naturales, manteniendo su estructura y esplendor a lo largo del tiempo.

Hoy en día, el Templo de San Blas sigue siendo un lugar de culto y devoción para los fieles católicos, así como un importante sitio turístico que atrae a visitantes de todo el mundo. Su historia y su belleza arquitectónica lo convierten en un símbolo de la rica herencia cultural y religiosa del Cusco y de todo el Perú.

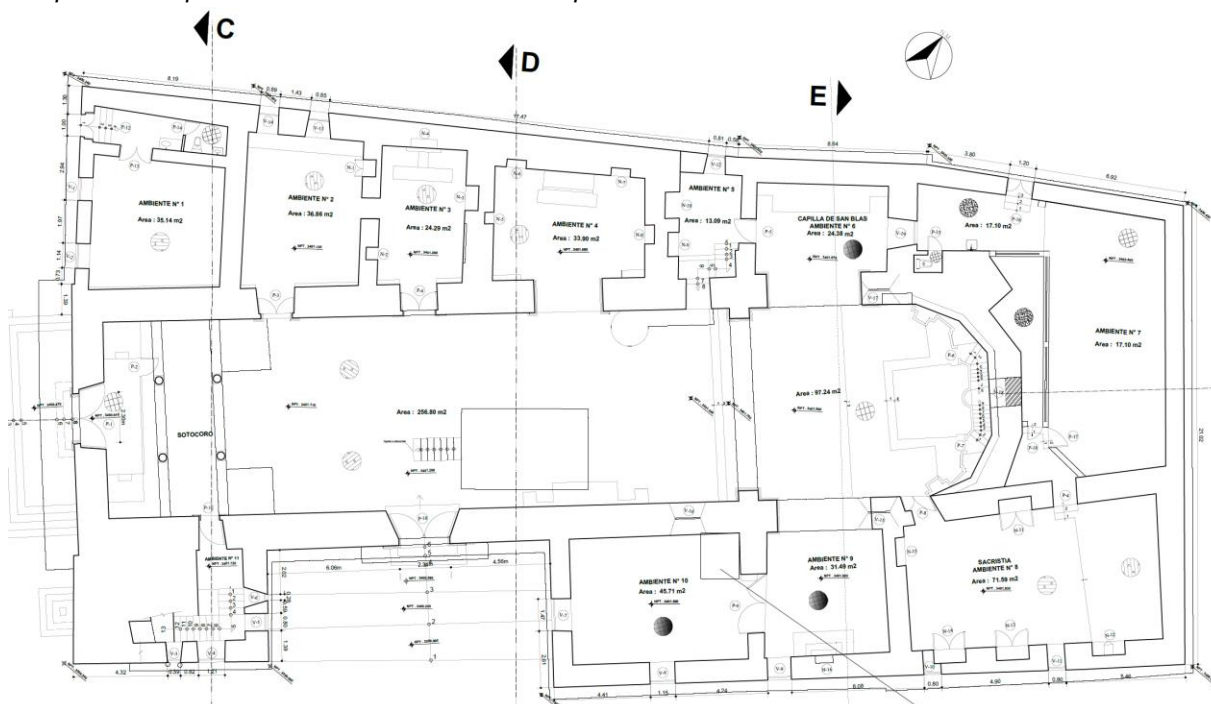
Como se observa en la Figura 11, puede observarse que su arquitectura es del tipo Cruz latina, con una fachada simple y un campanario de espadaña.

Tiene tres capillas con sus respectivos retablos, una sacristía y una capilla del Santísimo, en depósito, un retablo lateral, un retablo mayor (todo en estilo barroco), un coro alto con un barandal de cala acartonada.

Como contenido sobresalen algunos valores artísticos como un lienzo de resurrección de Lázaro, obra de Diego Quispe Tito, y el mundialmente conocido Pulpito de San Blas, tallado en madera de cedro cusqueño, realizado por un maestro indígena donde se aprecia una exquisita exornación que evidencia un profundo conocimiento teológico.

Figura 11

Adaptacion de plano de vista en Planta del Templo de San Blas del Cusco



Desde el enfoque Estructura.

Materiales usados en la estructura resistente.

La zona baja de la estructura principal del templo se compone principalmente de mampostería de piedra, unidos con mortero de cal. Esta técnica de construcción es característica de la arquitectura colonial y ofrece una excelente resistencia a las cargas verticales. La mampostería de piedra proporciona una gran resistencia a la

compresión, mientras que el mortero de cal actúa como un material de unión efectivo. (González, 2008).

La mayor parte de los muros, como en las capillas laterales, se usó el adobe y en menor cantidad ladrillo, para rellenar los espacios entre las piedras y proporcionar estabilidad adicional. (González, 2008).

Distribución de Cargas y Elementos Resistentes.

Nave Central y Capillas Laterales: La distribución de una sola nave central con capillas laterales permite una distribución eficiente de las cargas verticales. Los muros exteriores y los contrafuertes absorben y transfieren las cargas verticales hacia los cimientos, mientras que las capillas laterales actúan como contrafuertes internos, estabilizando la nave la estructura. (González, 2008)

Coro y Cúpula: El coro elevado sobre la entrada principal es soportado por vigas de madera que descansan sobre muros de piedra. Este diseño proporciona un refuerzo adicional a la entrada y distribuye las cargas del coro de manera efectiva.

La cúpula sobre la torre campanario también está diseñada para distribuir las cargas hacia los arbotantes y contrafuertes.

Elementos de Reforzamiento.

Contrafuertes y Arcos de Descarga: En el exterior del templo, los contrafuertes son elementos esenciales para resistir las cargas laterales y evitar el desplazamiento de los muros. Además, los arcos de descarga sobre las ventanas y puertas distribuyen las cargas hacia los pilares y muros adyacentes, evitando la concentración de esfuerzos (González, 2008).

Arbotantes: La presencia de arbotantes es clave en la estabilidad del templo. Estos elementos estructurales, que se proyectan desde la base de la torre campanario hacia los muros laterales, transfieren las cargas laterales hacia los cimientos, evitando el colapso de los muros debido a las fuerzas de empuje lateral (González, 2008).

Cubiertas y Techos.

Vigas de Madera: El techo del templo está compuesto por vigas de madera que soportan la cubierta de tejas de barro cocido. La estructura del techo está compuesta por dos sistemas “Par y Nudillo” y “Sobre par”

Desde el punto de vista estructural la iglesia se compone de muros de adobe con un espesor promedio de 1.10 a 1.50 metros, La altura de los muros promedio es de 10m. Aparentemente los muros laterales están conectados por vigas tirantes de madera y tensores, distribuido a lo largo de la nave. Además, existen contrafuertes situados en las fachadas laterales y frontal, los cuales poseen el núcleo de adobe, cubierto con albañilería de piedra. (González, 2008)

2. Inspección Visual.

La iglesia de San Blas ha experimentado numerosas intervenciones de restauración, principalmente dirigidas hacia la mejora estética del templo, La última de estas entre los años 2020 y 2023.

Se realizó una inspección visual detectando una serie de patologías estructurales, siendo las más resaltantes, “Aberturas en los muros del altar de las capillas laterales”. “Grietas Diagonales en la zona de tímpanos del arco principal”, “Deflexiones y evidencias de ataque de xilófagos en maderas”, entre otros.

3. Evaluación y Diagnostico estructural inicial de la iglesia de San Blas.

3.1. Sistema Estructural – Macroelementos - Elementos.

Se realizó un trabajo de campo para la medición identificación de los diversos elementos estructurales del complejo del templo de San Blas. Identificando varias subestructuras o macroelementos.

Los macroelementos son subsistemas que tiene un comportamiento estructural diferenciado pudiendo ser de distinto material siendo capaces de interactuar entre sí.

Los macroelementos están compuestos por elementos y estos se articulan entre sí mediante conexiones, por lo general los elementos dentro de un macroelemento son del mismo material estructural aun cuando puedan estar conformados por varios materiales base teniendo por ejemplo la mampostería.

En templo de San Blas se identificaron los siguientes macroelementos:

1. Muro de fachada.
2. Muros longitudinales de epístola y evangelio.
3. Muro testero.
4. Muros transversales que forman las capillas laterales
5. muro de cerramiento lateral paralelo a ambos muros longitudinales
6. muros de la sacristía.
7. Muros del salón parroquial.
8. Torre del campanario.
9. Techo de nave principal.
10. Techo de capillas laterales.
11. Techo de la sacristía.
12. Techo del salón parroquial
13. Coro alto.

Con el propósito de establecer un marco de referencia para identificar los muros mencionados anteriormente, se presenta el siguiente sistema cartesiano, con ejes numéricos en la dirección longitudinal y ejes alfabéticos en la dirección transversal, como se puede ver en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Así mismo para una mejor comprensión se muestra en la Figura 12 y la Figura 13, los diferentes macroelementos que componen el sistema estructural del templo de San Blas.

Figura 12

(a) Macroelementos de muros de nave principal: Fachada, Epistola, Evangelio y Testero. (b) Macroelementos de muros transversales, que forman capillas o ambientes laterales

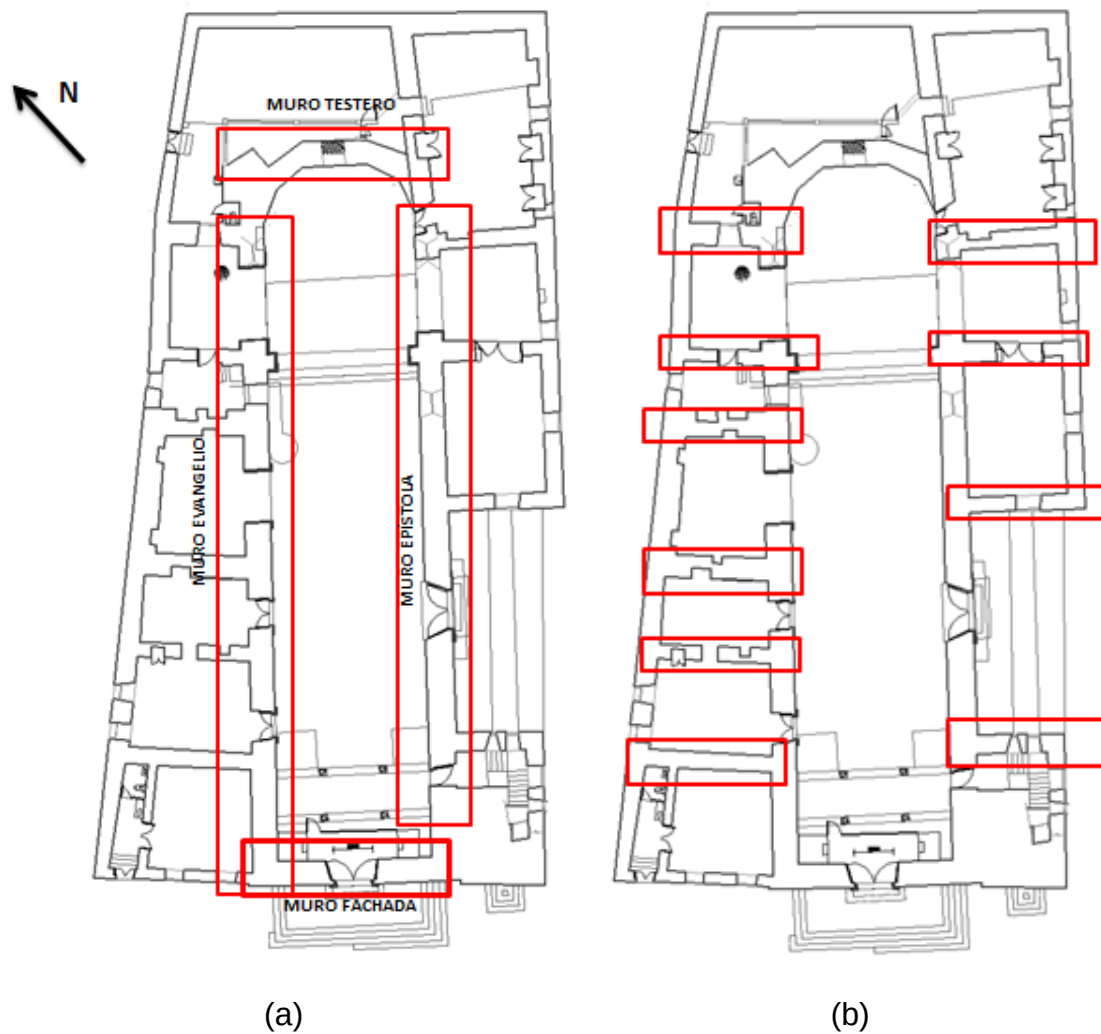
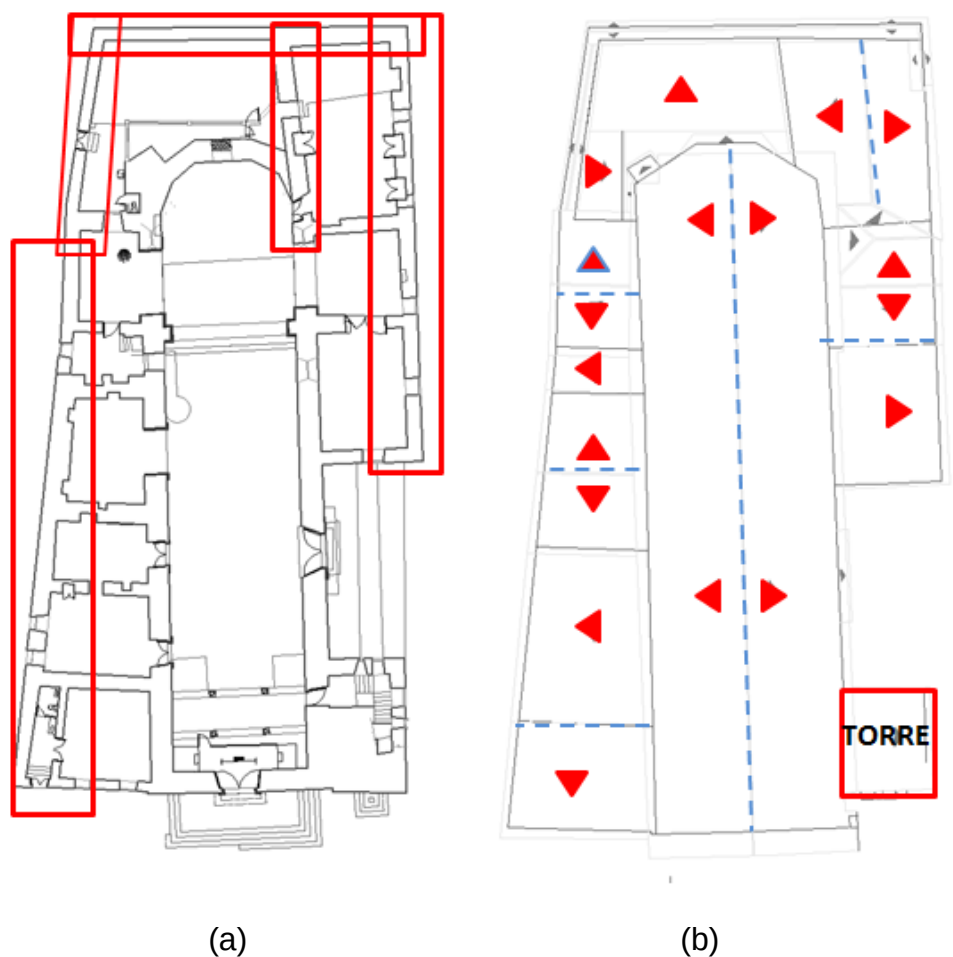


Figura 13

(a) Macro elementos Muros de cerramiento lateral, Muros de Salón Parroquial y Muros de Sacristía.

(b) Macro elemento Techos de par y nudillo y de una sola agua. Torre.



3.2. Variables de Evaluación estructural.

Para poder evaluar objetivamente la condición estructural del edificio se consideran los siguientes aspectos:

1. Resiliencia del sistema estructural.
2. Calidad de conexiones entre los macroelementos y elementos.
3. Estado de conservación - deterioro de materiales.
4. Calidad de la construcción

Para calificar cada uno de estos aspectos se usará una escala de cuatro valores siendo uno la puntuación más alta y cuatro la puntuación más baja.

3.2.1. Resiliencia del Sistema Estructural.

Este parámetro se refiere al diseño original del sistema estructural, que cualitativamente se basa en la forma, el material y cómo ha desempeñado su función frente a las cargas a las que ha sido expuesto, como cargas verticales y sismos previos. Una evaluación cuantitativa de la resiliencia implica caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales, definir las cargas verticales y sísmicas que actúan sobre la estructura completa o subestructuras, y realizar análisis numéricos de modelos estructurales del Templo.

La escala de clasificación de la resiliencia es

- A. Alta cuando la Concepción estructural es competente con la demanda.
- B. Mediana, cuando la Concepción estructural es buena sin embargo en algunos pocos aspectos es no competente.
- C. Baja, cuando la Concepción estructural no es acorde con la demanda sin embargo presenta algunos aspectos apropiados.
- D. Muy baja, cuando la Concepción estructural no es apropiada para la función que requiere.

Del explicado anteriormente el sistema estructural del templo de San Blas consiste en muros de mampostería de Adobe conectados ortogonalmente entre sí en las esquinas. Este sistema de muros soporta los techos inclinados a 2 aguas de para y nudillos o a una sola agua con vigas inclinadas.

El material de la estructura de los techos es de madera rolliza o labrada con una cobertura de cañas, barro y tejas de arcilla colonial.

La norma E.080 – 2006 “Adobe”, del Reglamento Nacional de Edificaciones, en el artículo 5 establece:

Figura 14Artículo 5, de RNE E.080. (E.080, MVCS, 2006) **Figura 14****5.1. Comportamiento Sísmico de las Construcciones de Adobe**

Las fallas de las estructuras de adobe no reforzadas, debidas a sismos, son frágiles. Usualmente la poca resistencia a la tracción de la albañilería produce la falla del amarre de los muros en las esquinas, empezando por la parte superior; esto a su vez aísla los muros unos de otros y conduce a una pérdida de estabilidad lateral, produciendo el desplome del mismo fuera de su plano.

Si se controla la falla de las esquinas, entonces el muro podrá soportar fuerzas sísmicas horizontales en su plano las que pueden producir el segundo tipo de falla que es por fuerza cortante. En este caso aparecen las típicas grietas inclinadas de tracción diagonal.

Las construcciones de adobe deberán cumplir con las siguientes características generales de configuración:

- a) Suficiente longitud de muros en cada dirección, de ser posible todos portantes.
- b) Tener una planta que tienda a ser simétrica, preferentemente cuadrada.
- c) Los vanos deben ser pequeños y de preferencia centrados.
- d) Dependiendo de la esbeltez de los muros, se definirá un sistema de refuerzo que asegure el amarre de las esquinas y encuentros.

Se desprende de este Artículo que la falla primera de las construcciones de adobe es por volteo lateral fuera del plano, la misma que se produce por la desconexión de los muros en sus encuentros. Entonces, los muros de mampostería de adobe basan su estabilidad lateral en una esbeltez baja, muros gruesos son mucho más estables que muros delgados.

De acuerdo con la publicación del Instituto Getty de Conservación “*Guías De Planeamiento E Ingeniería Para La Estabilización Sismorresistente De Estructuras Históricas De Adobe*” la esbeltez de los muros de adobe juega un papel importante en la estabilidad lateral de los muros de adobe.

El grosor de los muros es muy importante en el comportamiento de una edificación de adobe. Los muros moderados o gruesos se definen aquí en términos de la esbeltez de sus paredes o como la relación entre la altura y el grosor (SL) de los mismos.

- muro grueso: $SL < 6$ •

- *muro moderado: $SL = 6-8$*
- *muro delgado: $SL > 8$*

Los muros delgados de adobe pueden convertirse en inestables rápidamente tras la aparición inicial de grietas en los mismos. Sin embargo, una construcción de adobe con muros gruesos seguirá conservando un gran margen de estabilidad aun después de que hayan aparecido las primeras grietas.

Una edificación de adobe deberá pasar por muchas modificaciones en sus características dinámicas y sufrir desplazamientos mucho mayores que los que se generen por la fisuración inicial, antes de convertirse en una edificación inestable. (Tolles, Kimbro, & Ginell, 2005).

Conforme hemos visto en párrafos anteriores es importante determinar la esbeltez de los muros que componen el sistema estructural del templo de San Blas para lo cual se muestran los espesores de los muros y sus alturas tomadas de levantamiento arquitectónico. En la Figura 15, se observa la altura de muros en la fachada principal, en la Figura 16, se muestra los espesores de muros vistos en planta, en la Figura 17, se Puede observar las alturas de los muros que forman la nave principal tanto en el lado del Evangelio como lado de la Epístola.

Figura 15

Altura de los muros Fachada Principal.

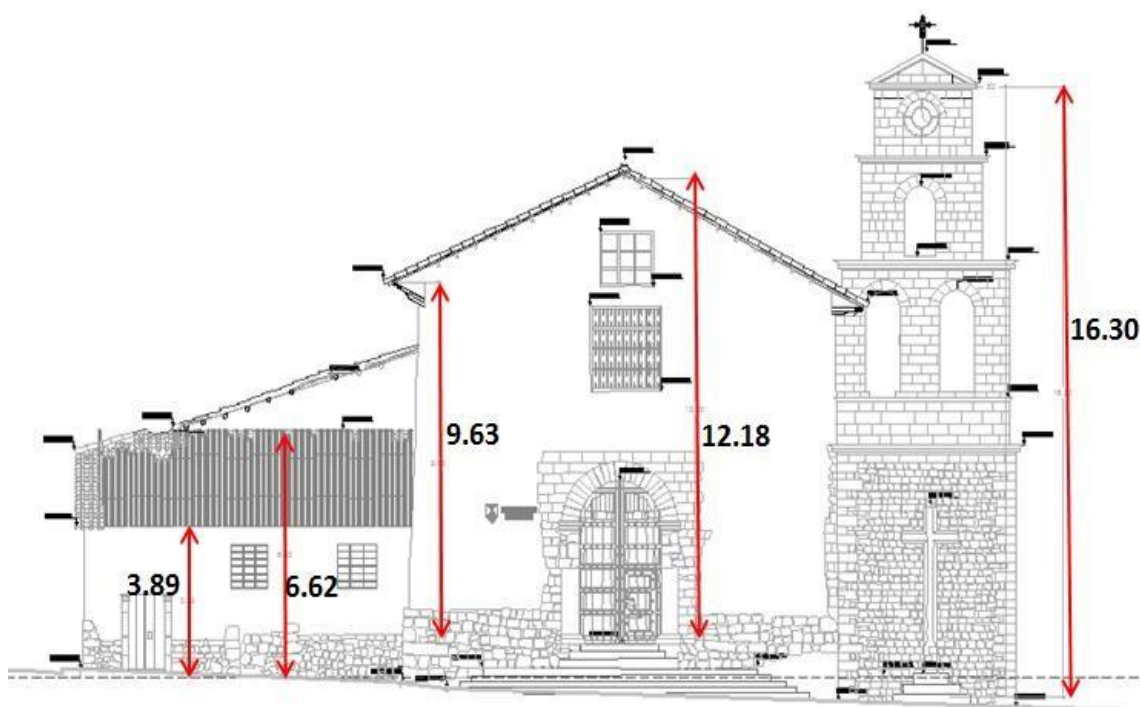


Figura 16
Espesores de Muros.

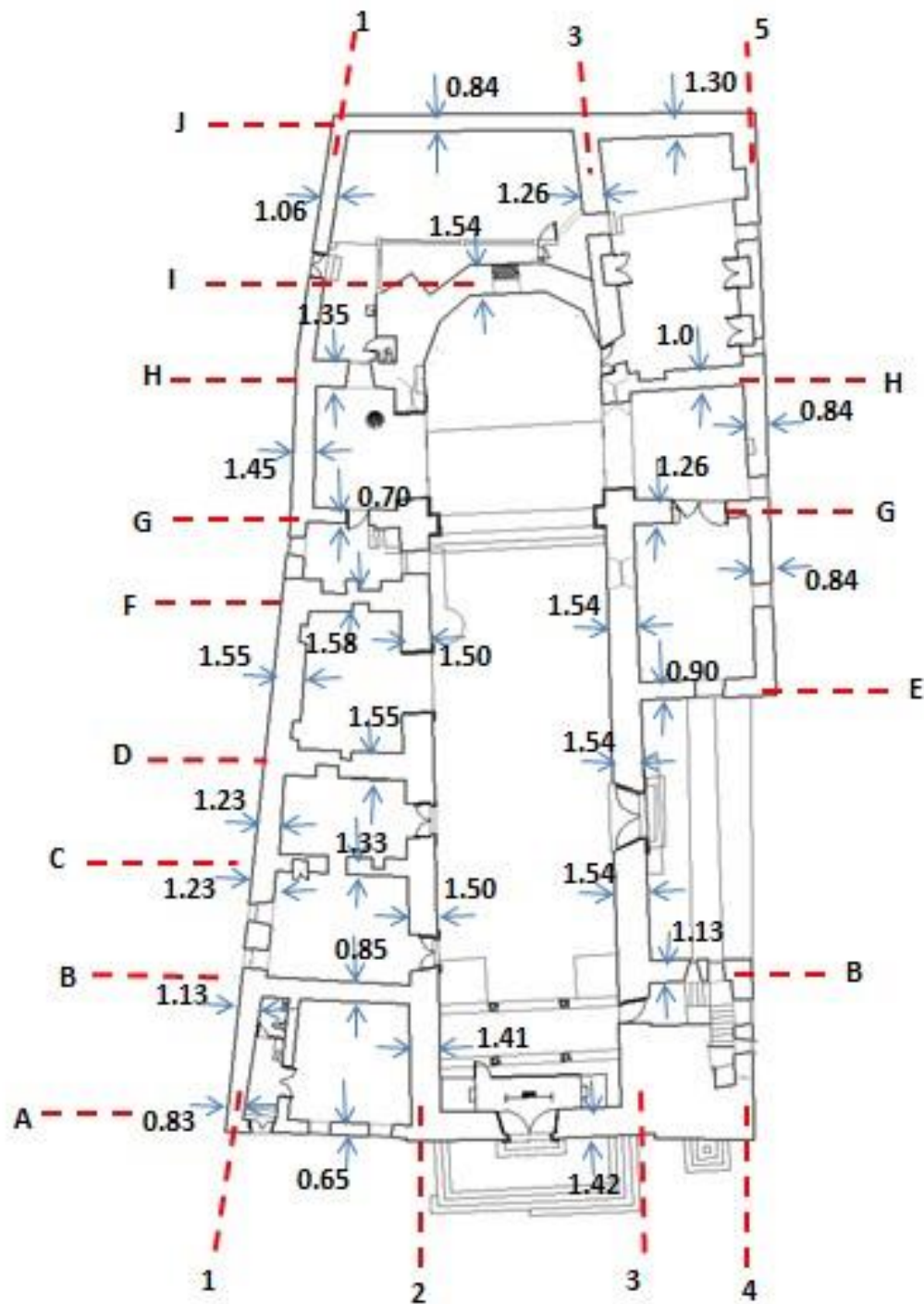
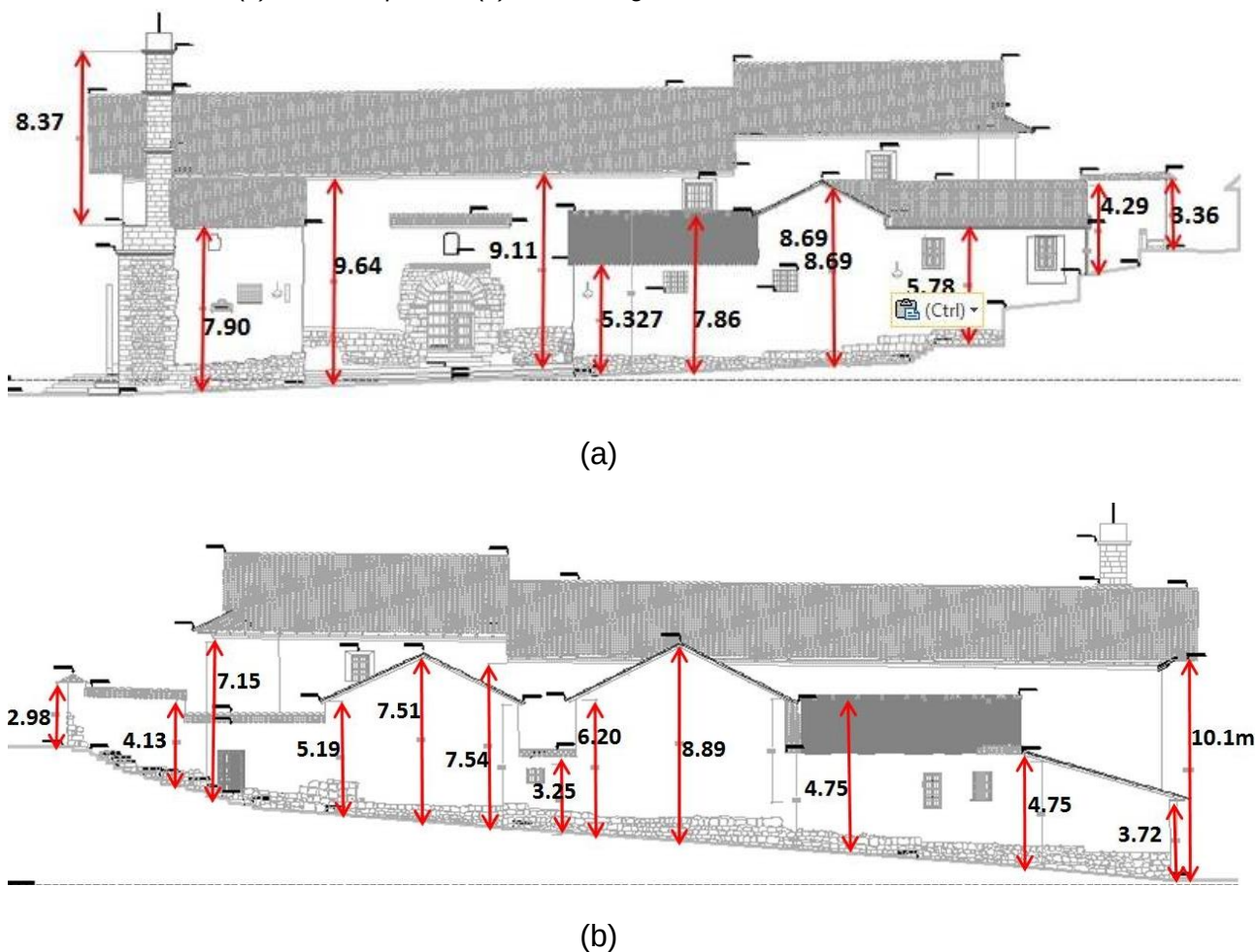


Figura 17

Altura de los muros (a) lado de Epístola, (b) lado Evangelio.



En la Tabla 5 se muestra el análisis de la relación de esbeltez para cada muro, acompañado de su clasificación correspondiente como muro grueso, intermedio o delgado. Con base en esta tipificación, se establece el nivel de estabilidad como estable, moderado o inestable, respectivamente. La estabilidad calculada de esta forma se refiere al riesgo de volteo fuera del plano, aunque también se debe tener en cuenta la longitud libre no arriostrada del muro. Un muro de gran longitud y escaso espesor demostrará una estabilidad inferior a un muro de igual longitud, pero mayor espesor.

Conforme se muestra en la Figura 18. Se aprecia que cuatro muros del templo: Eje G entre 1-2; Eje 5 entre G-h; Eje A entre 2-3 y Eje B entre 1-2 caen en la clasificación de inestables o entre intermedio e inestable. De estos cuatro muros, los más vulnerables

son el muro de fachada (Eje A entre 2-3) y el muro lateral del Eje 5 entre G-H debido a que poseen gran altura y son libres de voltear hacia el exterior.

Tabla 5
Grado de estabilidad lateral de los muros

Muro	Espesor E (m)	Altura H (m)	Esbeltes H/E Clasificación Muro	Grado de Estabilidad
Eje 3 entre B-G (Epístola)	1.54	9.11 a 9.64	5.9 a 6.3 Moderado a Grueso	Intermedio a Estable
Eje 2 entre B-G (Evangelio)	1.50	9.11 a 9.64	6.1 a 6.4 Moderado	Intermedio
Eje A entre 2-3 (Fachada)	1.42	9.63 a 12.18	6.8 a 8.6 Moderado a Delgado	Inestable a Intermedio
Eje 2 entre A-B (Evangelio)	1.41	9.11 a 9.64	6.5 a 6.8 Moderado	Intermedio
Eje A entre 1-2	0.65	3.89	6.0 Moderado	Intermedio
Eje B entre 1-2	0.85	4.75 a 7.15	5.59 a 8.41 Moderado a Delgado	Intermedio a Inestable
Eje C entre 1-2	1.33	4.75 a 7.15	3.57 a 5.37 Grueso a Moderado	Estable a Intermedio
Eje D entre 1-2	1.55	6.2	4 Grueso	Estable
Eje F entre 1-2	1.58	6.2	3.92 Grueso	Estable
Eje G entre 1-2	0.70	6.2	8.85 Delgado	Inestable
Eje H entre 1-2	1.35	5.19	3.84 Grueso	Estable
Eje I entre 2-3	1.54	7.15	4.64 Grueso	Estable
Eje J entre 1-3	0.84	2.89	3.44 Grueso	Estable
Eje 1 entre A-B	1.13	3.72 a 4.75	3.29 a 4.20 Grueso	Estable
Eje 1 entre B-D	1.23	4.75	3.86 Grueso	Estable
Eje 1 entre D-F	1.55	6.2 a 8.89	4 a 5.74 Grueso	Estable
Eje 1 entre F-G	0.96	3.25	3.38 Grueso	Estable
Eje 1 entre G-H	1.45	5.19 a 7.51	3.57 a 5.18 Grueso	Estable
Eje 1 entre H-J	1.06	4.13	3.89 Grueso	Estable
Eje 5 entre E-G	0.84	5.33	6.34	Intermedio

			Moderado	
Eje 5 entre G-H	0.84	7.8 a 8.69	9.28 a 10.3 Delgado	Inestable
Eje 5 entre H-J	1.21	5.78 a 3.36	2.77 a 4.80 Grueso	Estable
Eje E entre 3-5	0.90	5.3 a 7.86	5.88 a 8.73 Moderado a Delgado	Intermedio a Inestable
Eje G entre 3-5	1.26	7.86	6.23 Moderado	Intermedio
Eje H entre 3-5	1.00	7.86	7.86 Moderado	Intermedio
Eje J entre 3-5	1.30	3.36	2.58 Grueso	Estable
Eje 3 entre I-J	1.25	3.47	2.75 Grueso	Estable

Por lo expuesto anteriormente y lo observado en la Figura 18, Se aprecia llaves de madera en diagonal en la esquina del muro de fachada y muy probablemente en los encuentros de los muros en otras locaciones juegan un papel importante en mantener la estabilidad de los muros en caso de sismos.

Otro muro delgado, se ubica en eje G entre 1-2 pero tiene la ventaja de ser un muro relativamente corto y arriostrado por muros ortogonales en ambos extremos. Al igual que los otros muros, requiere de unas conexiones adecuadas en los encuentros de esquina para asegurar su estabilidad.

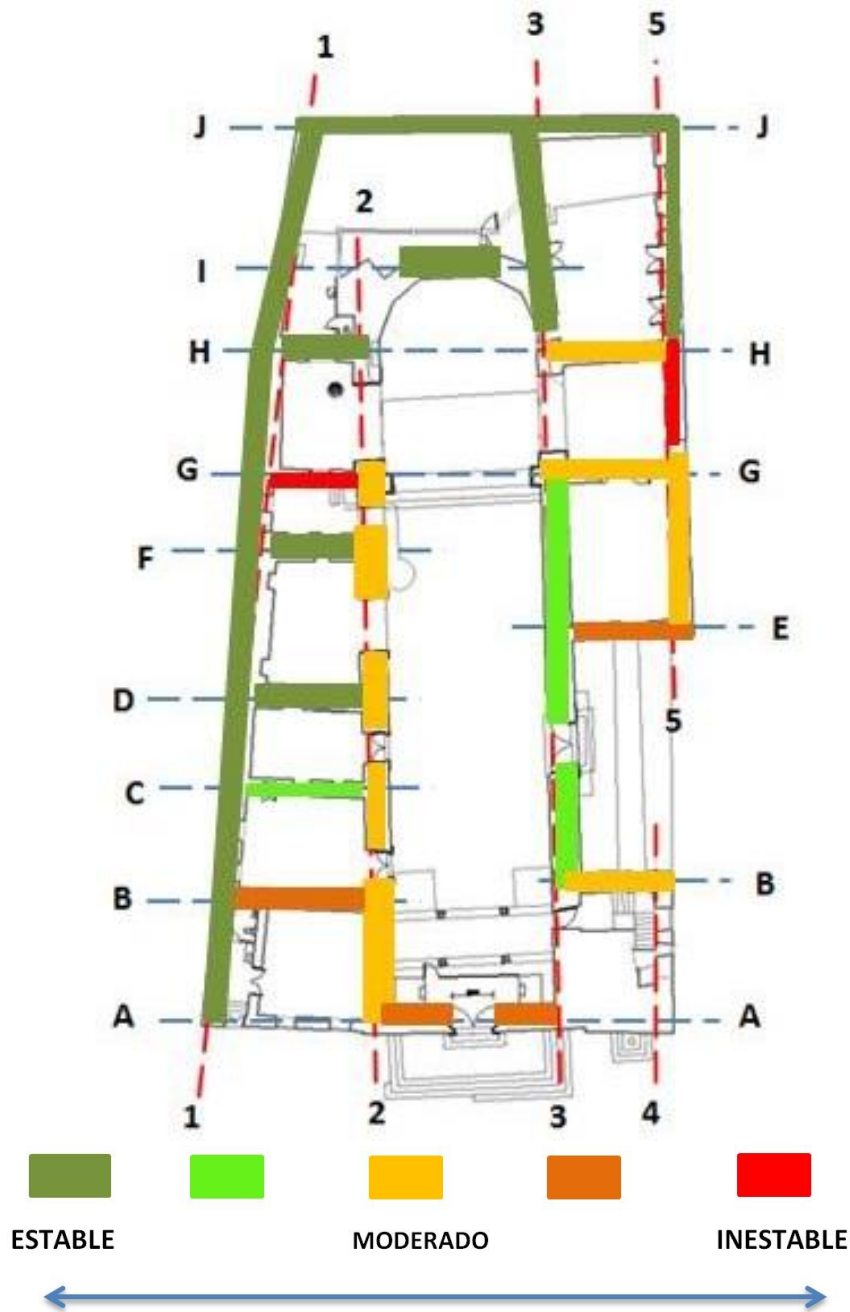
Los muros de la nave central Evangelio y Epístola, por su considerable altura, caen en la categoría de intermedio o intermedio a estable. Sin embargo, poseen arriostres transversales en la forma de muros ortogonales en los ejes B, C, D, E, F y G. De esta disposición se desprende que el tramo más vulnerable es el eje 3 entre los ejes B-E por lo que ha de requerir de arriostre adicional como los tirantes de madera en el borde superior del muro.

Otro elemento inestable por su geometría viene a ser la espadaña que sirve de campanario al templo. Es un elemento de mampostería de piedra muy esbelto e inestable. Es probable que posea una estructura interior que le proporcione estabilidad.

El resto de los muros se encuentra en situación de estables por tener una esbeltez menor a 6 y por tener también arriostres transversales que aportan a su estabilidad. Especialmente el muro del eje 1 el cual, aun siendo grueso y estable, requiere de conexiones en los encuentros con los muros perpendiculares (Ejes B al H) ya que es libre de voltear hacia el exterior.

Figura 18

Grado de estabilidad lateral de los muros



La calificación global para la Resiliencia Estructural sería **B “Mediana**, la concepción estructural es buena, sin embargo, en pocos aspectos no es competente”.

3.2.2. Evaluación de las Conexiones.

En este apartado, se busca evaluar el desempeño de las uniones entre elementos que conforman un macroelemento. La evaluación de esta variable se realiza cualitativamente por inspección del estado actual de las conexiones.

- A. Bueno, cuando son muy apropiadas para la demanda.
- B. Regular, cuando funcionan medianamente y no cumplen a cabalidad la demanda.
- C. Malo, cuando el cumplimiento de la demanda es bajo.
- D. Muy Malo, cuando la conexión es totalmente deficiente ante la demanda.

3.2.2.1. Conexiones de muros en encuentros ortogonales.

Como se ha mencionado en la el titulo 3.2.1 Resiliencia del Sistema Estructural., las conexiones entre muros ortogonales cumplen un papel fundamental en la estabilidad lateral de los muros. Muros bien conectados entre sí, forman un conjunto estructural que se comporta como una caja lo cual mejora sustancialmente su comportamiento sísmico. En las prospecciones realizadas en los encuentros de muros se ha detectado fortuitamente en varios de ellos diagonales de madera rolliza que sirven de amarre entre los muros. Es de esperar que una inspección específica en toda la altura de los encuentros detecte cuál es la frecuencia con que se encuentran estas diagonales.

3.2.2.2. Conexiones entre techos y muros.

Las conexiones entre techos y muros se presentan en las vigas arrocabes que son elementos de madera que se ubican en forma longitudinal a lo largo del muro y que sirven de apoyo a los pares. A estás vigas arrocabes se conectan los tirantes de madera que unen dos muros paralelos usualmente los muros donde se apoya el techo a dos aguas. La función de los tirantes es doble, por un lado, debe controlar el empuje lateral de los pares sobre el muro y por otro debe servir de conector entre ambos muros

paralelos evitando su volteo fuera del plano. En la nave principal de la iglesia se cuentan 13 tirantes que conectan los muros de la Epístola y del Evangelio.

Preliminarmente antes de verificar su comportamiento mediante un análisis numérico, y una constatación del número de diagonales en los encuentros de muros, se puede afirmar que las conexiones entre los diferentes elementos caen en la categoría **A** “muy apropiadas para la demanda”

3.2.3. Deterioro.

Esta variable evalúa el deterioro del material actual. Su evaluación es cualitativa por inspección visual o cuantitativamente mediante ensayos de muestras en laboratorio o ensayos no destructivos.

- A. Muy buen estado de conservación. No requiere más que mantenimiento periódico.
- B. Buen estado de conservación. Requiere algún tratamiento de reparación para continuar cumpliendo su función adecuadamente.
- C. Regular estado de conservación. La intervención que requiere puede significar reemplazo de partes.
- D. Mal estado de conservación. Requiere el reemplazo del elemento o reconstrucción parcial o total.

La evaluación del estado de conservación material del templo se basa en la inspección visual de las prospecciones en cimientos, muros y techos, así como en el ensayo de muestras de adobe obtenidas de los muros. La evaluación se hace también en los cuatro diferentes materiales que conforman la edificación: mampostería de piedra, de ladrillo y de adobe; y techo de madera.

De la inspección visual se aprecia que la mampostería de piedra y de ladrillo se encuentra en muy buen estado de conservación (A).

El techo de madera tiene una conservación variable ya que en la nave principal se encuentra en un estado bueno de conservación mientras que en algunas capillas laterales su estado de conservación es de Regular a Malo.

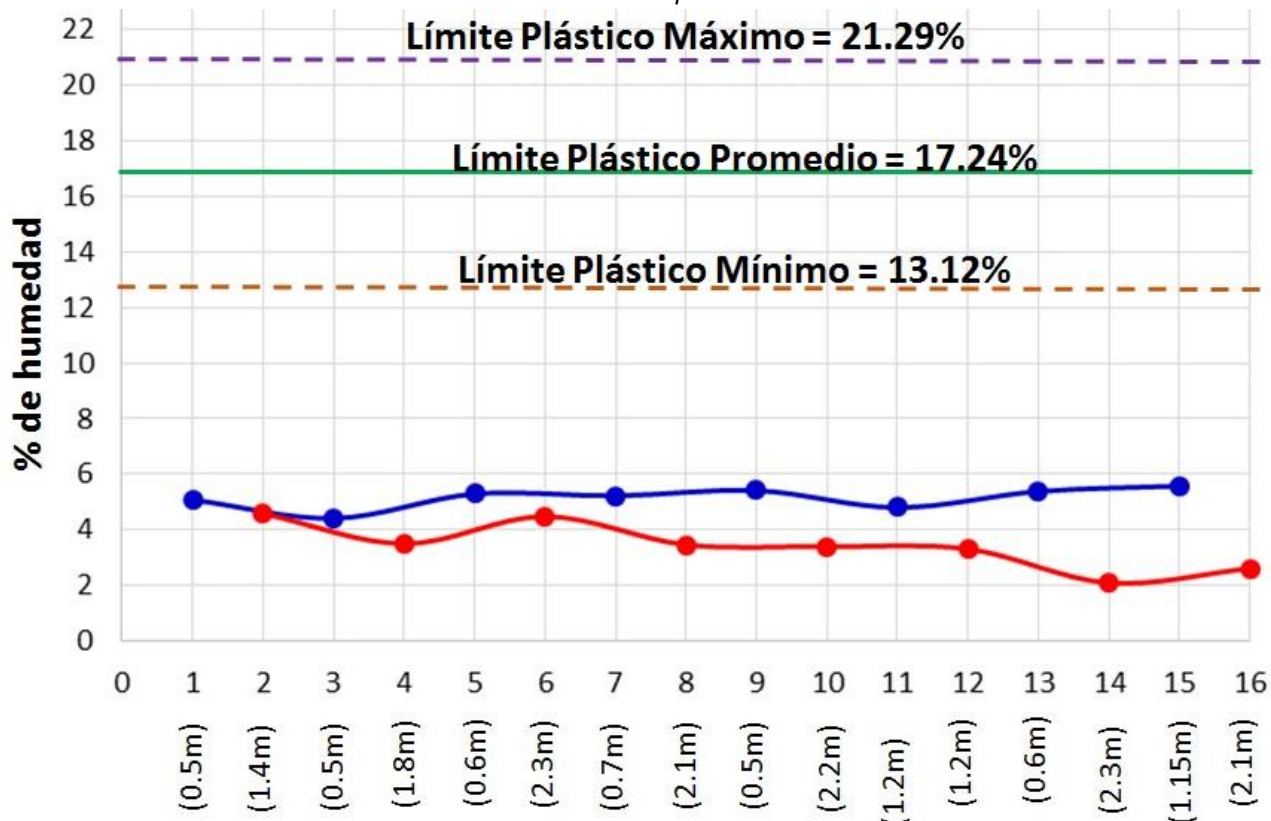
Para los muros de adobe la evaluación se basa en los ensayos de contenido de humedad y límites de Atterberg realizados con muestras extraídas de ocho sitios, en cada uno de los sitios se extrajeron muestras de una altura baja y de una altura mayor para ver la influencia de la humedad del suelo en la pared.

Es sabido que la humedad y el agua son principales enemigos de la mampostería de adobe reduciendo su capacidad portante a medida que se aumenta el contenido de humedad hasta eventualmente producir el colapso por incapacidad de soportar las cargas verticales. Para ello es necesario determinar el límite plástico del suelo que conforma la mampostería de adobe. El cual se define como el contenido de humedad para el cual el adobe pasa de estado sólido a plástico perdiendo su capacidad portante.

En la siguiente figura se muestra el contenido de humedad en 16 puntos de los cuales cada par de puntos representa un mismo ambiente con una muestra a nivel bajo y otra a nivel alto.

Figura 19

Contenido de humedad en muestras de adobe en el Templo de San Blas



3.2.4. Fabrica o construcción.

Esta variable evalúa la calidad de la construcción, tiene directa relación con la calidad de los materiales originales y la mano de obra. Cualitativamente se evalúa por inspección visual de la regularidad del espesor de las juntas, traslape apropiado vertical y horizontal de las unidades de mampostería, etc.; en el caso de las estructuras de madera se evalúa cualitativamente la calidad de las conexiones.

- A. Muy buena calidad.
- B. Buena calidad.
- C. Regular calidad.
- D. Mala calidad.

El templo de San Blas presenta cuatro tipos distintos de técnicas de fabrica:

- Mampostería de piedra. Ubicada en los cimientos y sobrecimientos de los muros, así como en algunos pilares y muros hasta alturas de más de la mitad del muro.
- Mampostería de ladrillo ubicada en los arcos del sotocoro y en el arco del presbiterio.
- Muros de adobe. Son la casi totalidad de los muros del edificio asentados sobre mampostería de piedra.
- Techos de par y nudillo de madera labrada con cobertura de teja colonial sobre cañas, barro y paja.

A través de las prospecciones realizadas se aprecia que en general la calidad de la construcción entre Buena y Muy Buena. La mampostería de piedra y de ladrillo estaría clasificada como **Muy Buena** mientras que la mampostería de adobe y la estructura de madera como **Buena**. Si bien estas son apreciaciones subjetivas se basan en la observación comparativa con otros monumentos similares.

3.3. Diagnóstico inicial.

La configuración estructural del Templo de San Blas es apropiada para soportar las cargas verticales. Con respecto a las cargas sísmicas la estructura es capaz de soportar sismos frecuentes y ocasionales (leves y medianos) sin daños importantes, pero en caso de sismos raros es posible que sufra daños importantes. Esto se discutirá más adelante verificando con el análisis numérico del modelo de la iglesia.

La razón de su buena estructuración reside en que posee en su mayoría muros gruesos y los muros están conectados entre sí ortogonalmente en las esquinas con diagonales de madera. También los techos, especialmente en la nave central cuentan con un número apropiado de tensores que aportan a la estabilidad sísmica.

Excepto algunos techos de las capillas laterales que se encuentran en mal estado de conservación y requieren de reemplazo, el resto de la fábrica (muros y techos se encuentra en estado de bueno a muy bueno.

Se logra apreciar también, que la humedad que es uno de los principales enemigos del adobe no ha afectado a los muros por capilaridad estando en general en 4% de humedad promedio.

4. Análisis Estructural y Sísmico del templo de San Blas.

Para poder realizar un correcto análisis estructural y Sísmico, luego de conocer las propiedades constitutivas del material, es necesario conocer las Cargas actuantes, tanto gravitacionales como sísmicas. Para luego poder realizar un modelo numérico.

4.1. Cargas Actuantes sobre la estructura.

Cargas Muertas.

Madera	=	500kg/m ³ .
Mampostería de Adobe	=	1900kg/m ³ .
Mampostería de Piedra	=	1900kg/m ³ .
Tierra	=	1900kg/m ³ .
Teja Andina	=	43kg/m ² .

Cargas Vivas.

Coro	=	200kg/m ² . (sobre carga máxima admisible).
Coberturas	=	30kg/m ² (montaje)

Carga sísmica:

Según la norma técnica de diseño sismorresistente (E.030, MVCS, 2019), se tiene el mapa de riesgo sísmico peruano, para una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Donde la aceleración máxima del suelo o PGA (Peak Ground Acceleration), para la ciudad del Cusco es el 25% de la aceleración de la gravedad (0.25g) cómo puede observarse en Figura 20

Es por ello, que, se acepta que la estructura incursionara dentro del rango inelástico con pérdidas de rigidez y resistencia, generando daños en la edificación.

El peso de la edificación incluye el total de la carga muerta y 50% de la carga viva.

Figura 20

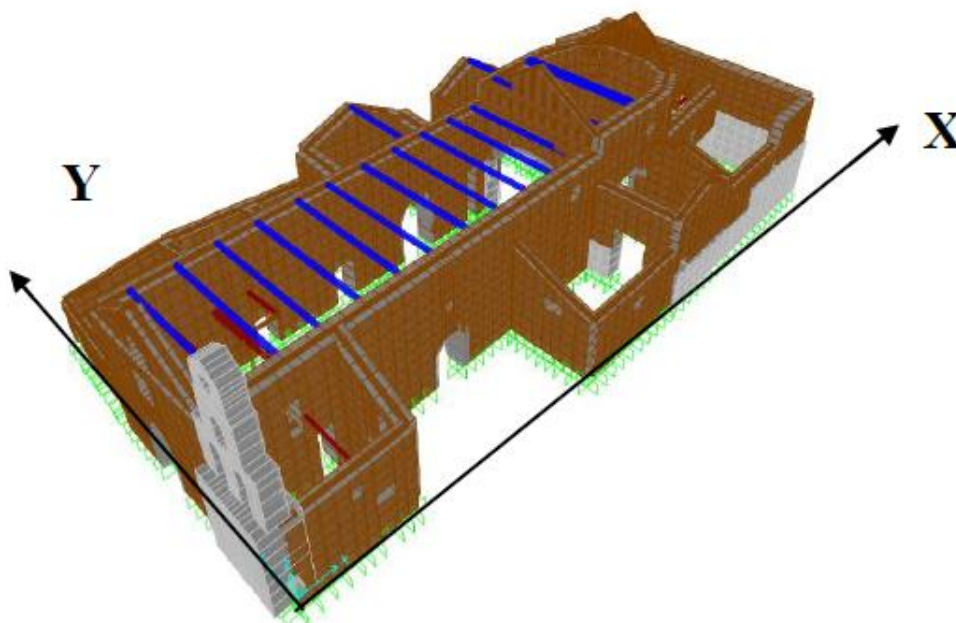
Aceleración sísmica en territorio peruano para 10% de excedencia en 50 años (E.030, MVCS, 2019)



4.2. Modelo Estructural Elástico.

Para realizar el modelo estructural Elástico, se utilizó el programa Sap2000, empleando las siguientes consideraciones.

La mampostería de adobe ha sido modelada por elementos laminares (Shell), y los arriostres de madera han sido modeladas por elementos reticulares (frame).

Figura 21*Modelo Tridimensional del templo de San Blas, Sap2000*

El análisis sísmico empleado en este trabajo está basado en el método Modal Espectral, considerando un análisis de masas concentradas, con 3 grados de libertad de oscilación por nudo (debido a la configuración irregular de la edificación).

Primeramente, se ha elaborado un modelo elástico de la estructura como está actualmente, para estimar su comportamiento estructural, sometido a una acción sísmica de 0.25g.

Para el análisis elástico, se usan los siguientes valores de propiedades elásticas para la mampostería de adobe; la resistencia a la compresión $f'_m = 10 \text{ kg/cm}^2$, y la resistencia al corte $v_m = 0.25 \text{ kg/cm}^2$.

Así mismo, para la mampostería de piedra, se usen los valores de $f'_m = 30 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia al corte de 4.4 kg/cm^2 .

El módulo de elasticidad de la mampostería de adobe (E_m) es $E_m = 2000 \text{ kg/cm}^2$; para la mampostería de piedra el módulo de elasticidad (E_p), es $E_p = 8000 \text{ kg/cm}^2$.

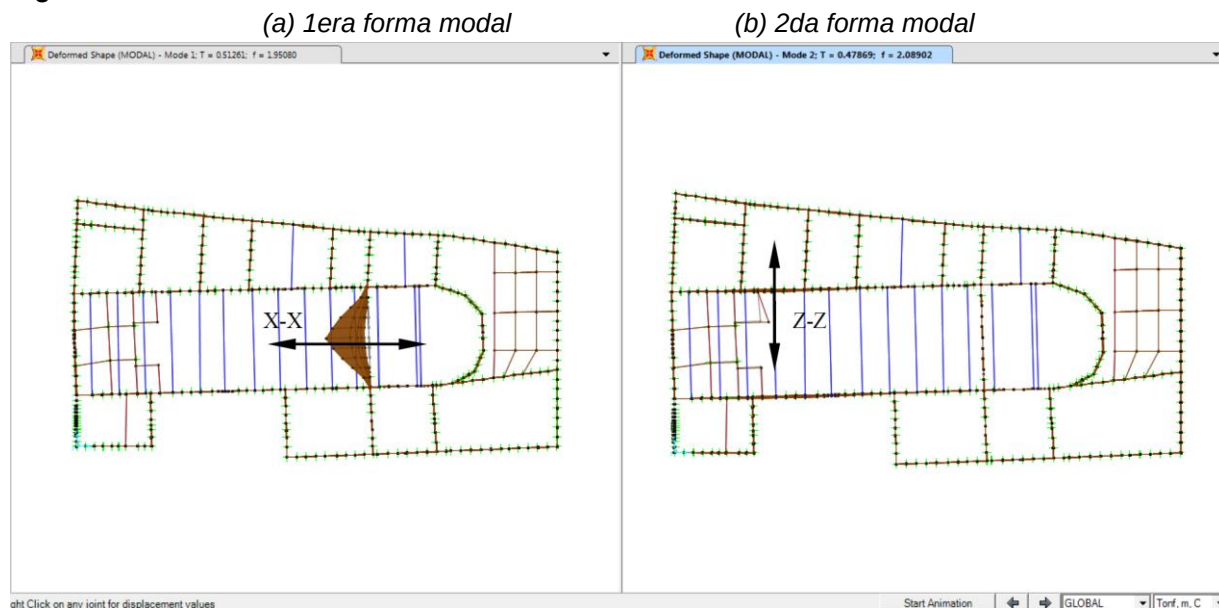
Para la madera el módulo de elasticidad $E = 90000 \text{ kg/cm}^2$, para madera del tipo C, según lo establecido en la norma (E.010, MVCS, 2021).

4.3. Resultados del análisis Modal Espectral Elástico.

Del análisis estructural, se identifican los siguientes resultados, los que se observan en las siguientes figuras:

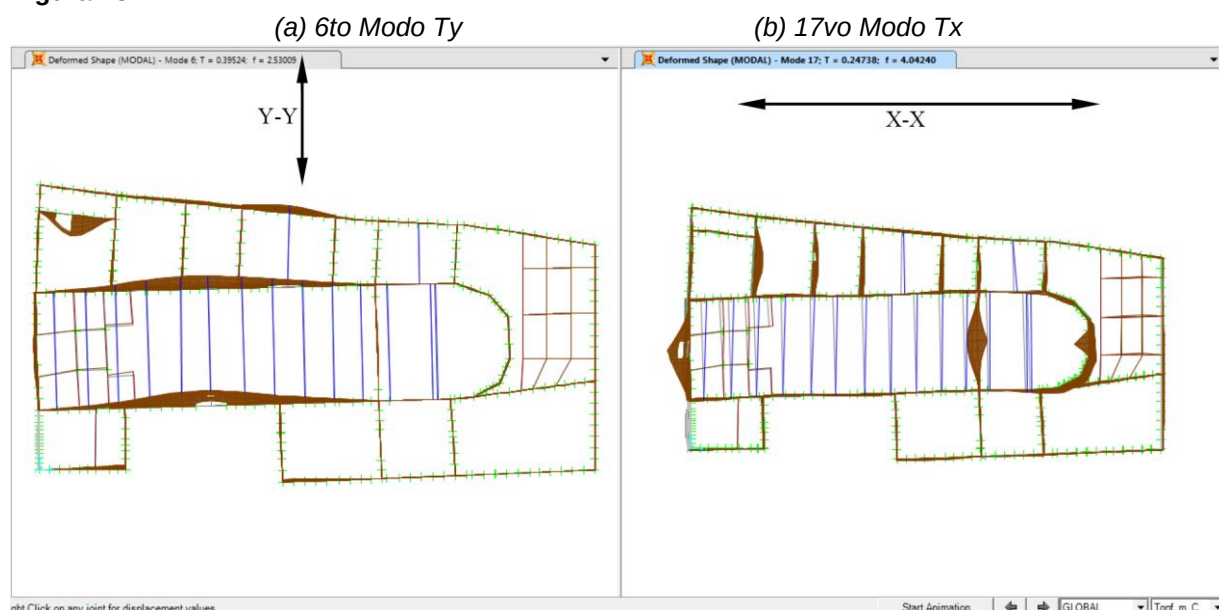
Análisis Modal

Figura 22



Nota: 1er modo $T_x=0.512$ seg %P. masa=2.09%, 2do modo $T_z=0.487$ seg %P. Masa0.01%

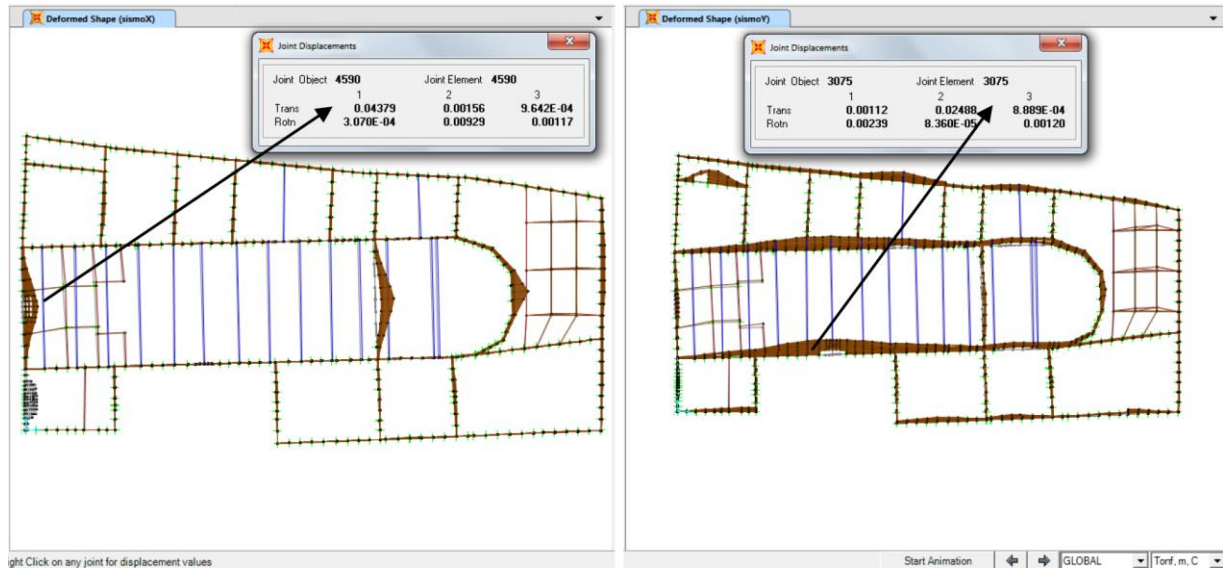
Figura 23



Nota: 6to modo $T_y=0.395$ seg %P. Masa=21.11%, 17vo modo $T_x=0.2493$ seg %P. Masa=17.25%

Figura 24

Desplazamiento máximo de la estructura debido a sismo

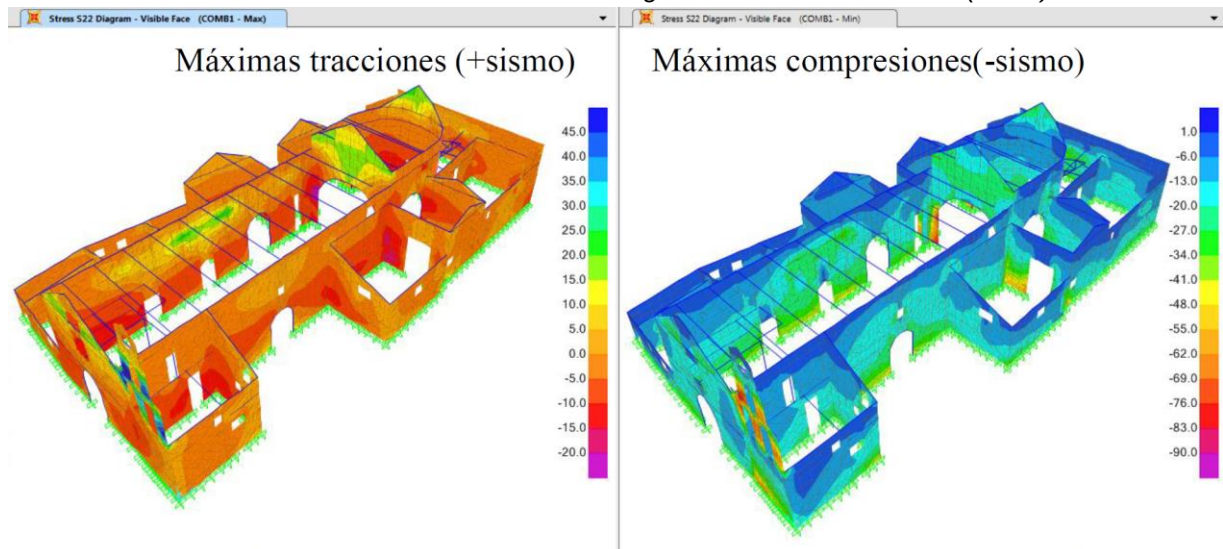


*Nota: Dx= 0.0437m para una altura de 12.90m, haciendo una deriva de 0.0034.
Dy=0.0248m, para una altura de 9.60m, ocasionando una deriva de 0.0026*

Esfuerzo Normal Vertical, debido a cargas muertas + vivas +/- sismo

Figura 25

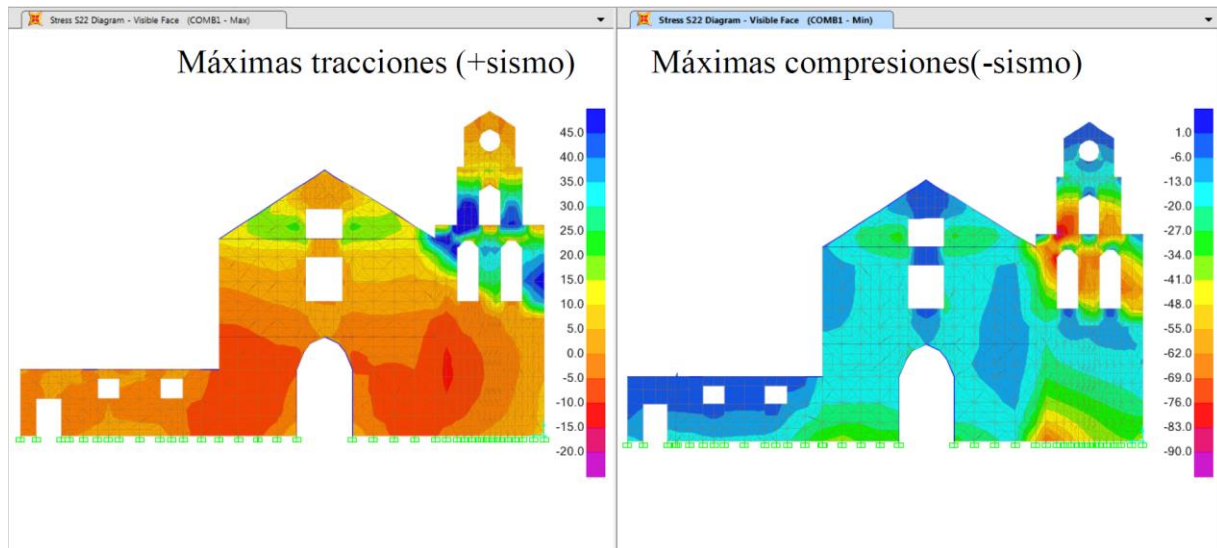
Esfuerzo normal Vertical en la estructura debido a carga muerta + viva +/- sismo (tn/m2)



*Nota: Esfuerzo máximo de tracción de 63tn/m2 (piedra de campanario) y 25tn/m2(adobe).
Esfuerzo máximo compresión vertical 60tn/m2 (adobe)
Esfuerzo máximo a compresión vertical 90tn/m2 (en piedra – campanario)*

Figura 26

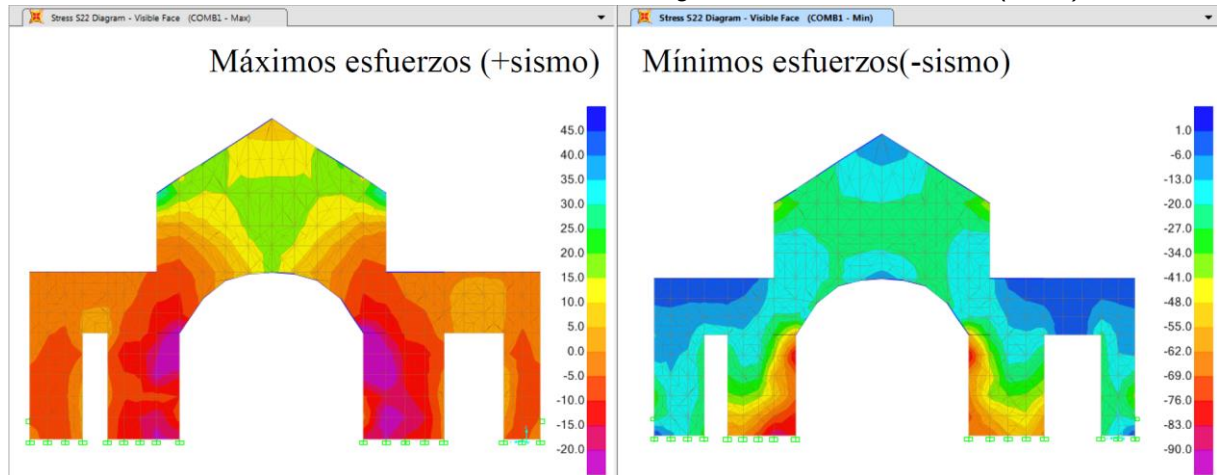
Esfuerzo normal vertical en la fachada principal debido a carga muerta + viva +/-sismo (ton/m2)



Nota: Con presencia de tracciones de 63tn/m2 (piedra campanario) y 15tn/m2 (adobe tímpano)
 Esfuerzo máximo compresión vertical 40tn/m2 (adobe)
 Esfuerzo máximo compresión vertical 90tn/m2 (piedra campanario)

Figura 27

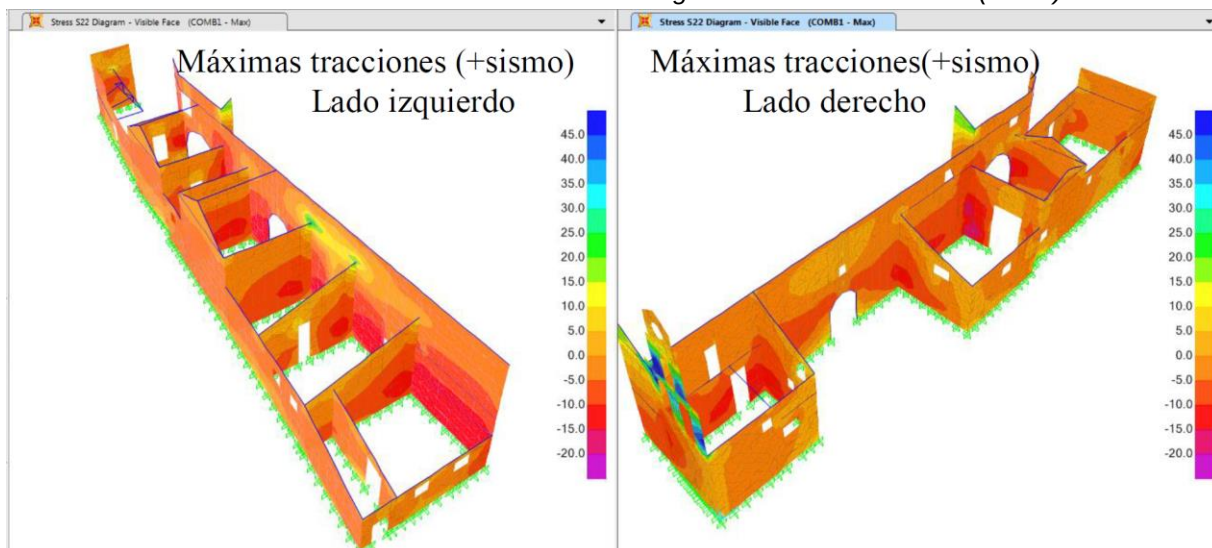
Esfuerzo normal vertical en arco intermedio debido a carga muerta + viva +/- sismo (tn/m2)



Nota: Con presencia de tracciones de 20tn/m2 (adobe tímpano)
 Esfuerzo máximo compresión vertical 50tn/m2(adobe)
 Esfuerzo máximo compresión vertical 83tn/m2 (piedra arco de piedra)

Figura 28

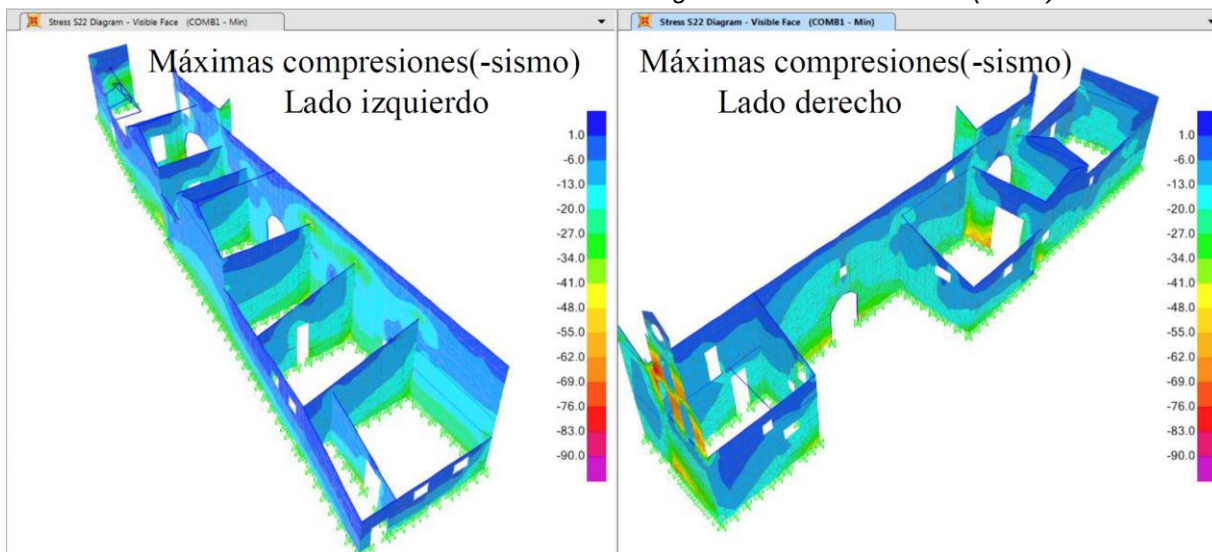
Esfuerzo normal vertical en muros laterales debido a carga muerta + viva + sismo (tn/m²)



*Nota: Esfuerzo máximo tracción 15tn/m² (adobe conexión contrafuertes)
Esfuerzo máximo tracción vertical 90tn/m² (piedra campanario)*

Figura 29

Esfuerzo normal vertical en muros laterales debido a carga muerta + viva - sismo (tn/m²)

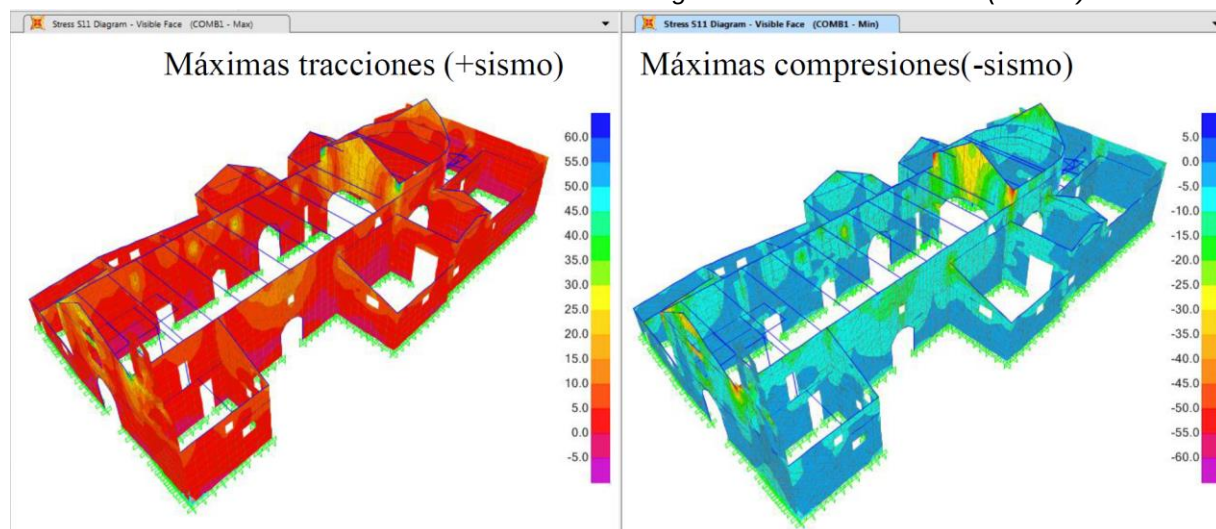


*Nota: Esfuerzo máximo compresión 50tn/m² (adobe contrafuertes)
Esfuerzo máximo compresión 90tn/m² (piedra campanario)*

Esfuerzo Normal Horizontal, debido a cargas muertas + vivas +/- sismo

Figura 30

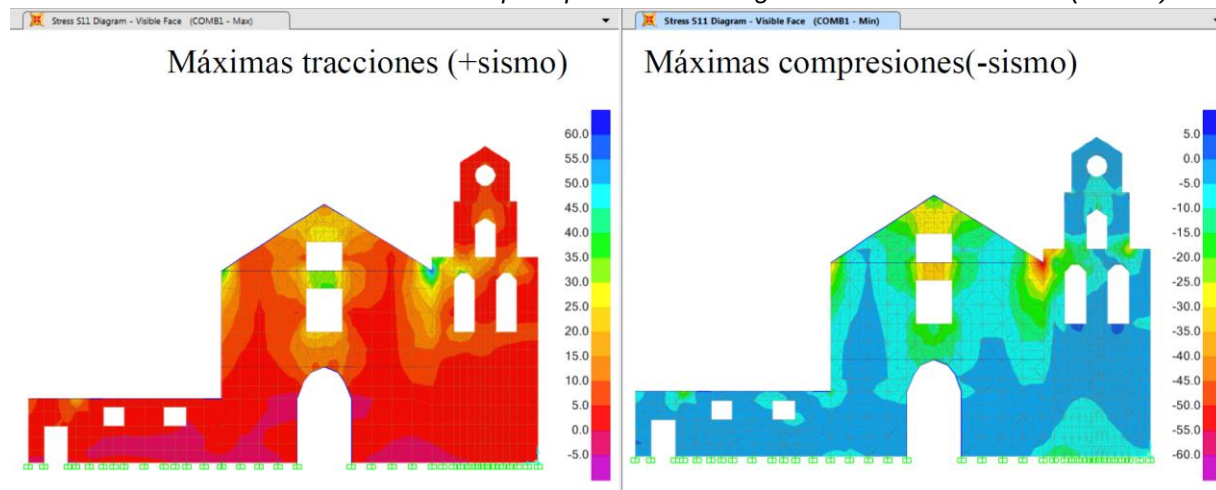
Esfuerzo normal horizontal en la estructura debido a carga muerta + viva +/-sismo (ton/m2)



*Nota: Esfuerzo máximo +/-50tn/m2 (adobe tímpano) esquina
Esfuerzo máximo +/-60tn/m2 (piedra campanario) unión-adobe (tracciones y compresiones son similares debido a que no hay cargas horizontales, solo sismo).*

Figura 31

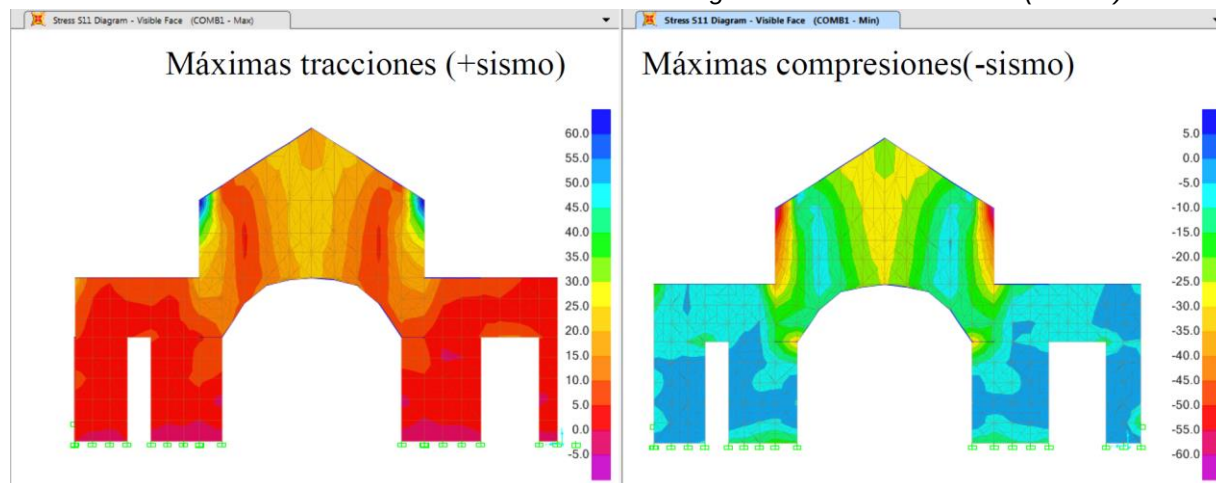
Esfuerzo normal horizontal en la fachada principal debido a carga muerta + viva +/-sismo (ton/m2)



*Nota: Esfuerzo máximo +/-35tn/m2(adobe vano central) centro.
Esfuerzo máximo +/-60tn/m2 (piedra) unión piedra-adobe.*

Figura 32

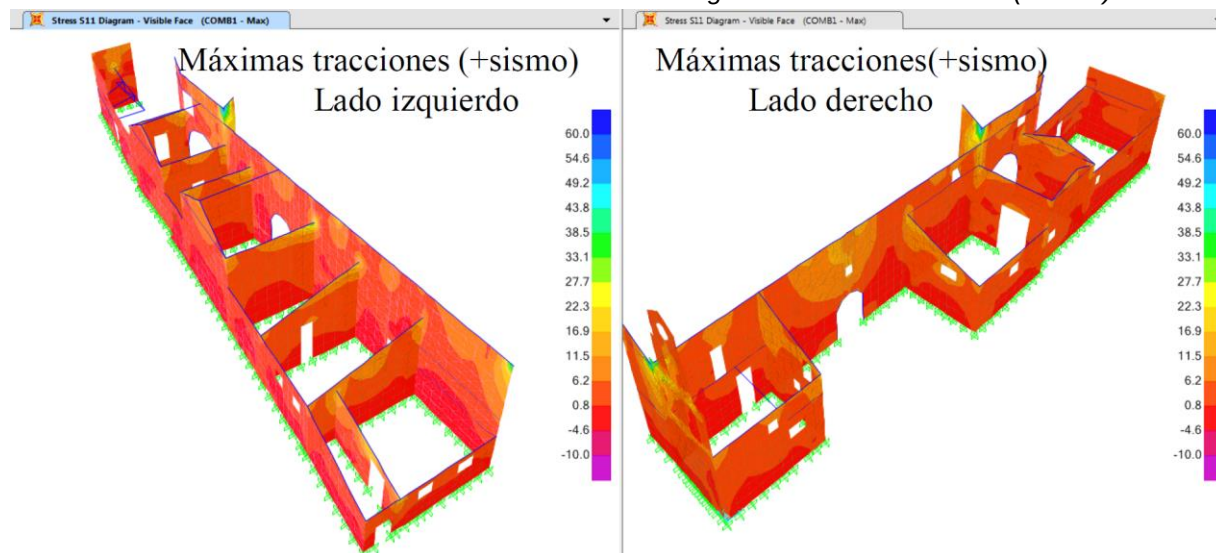
Esfuerzo normal horizontal en arco intermedio debido a carga muerta + viva +/-sismo (ton/m2)



Nota: Esfuerzo máximo +/-60tn/m2(adobe tímpano) parte superior de arco.

Figura 33

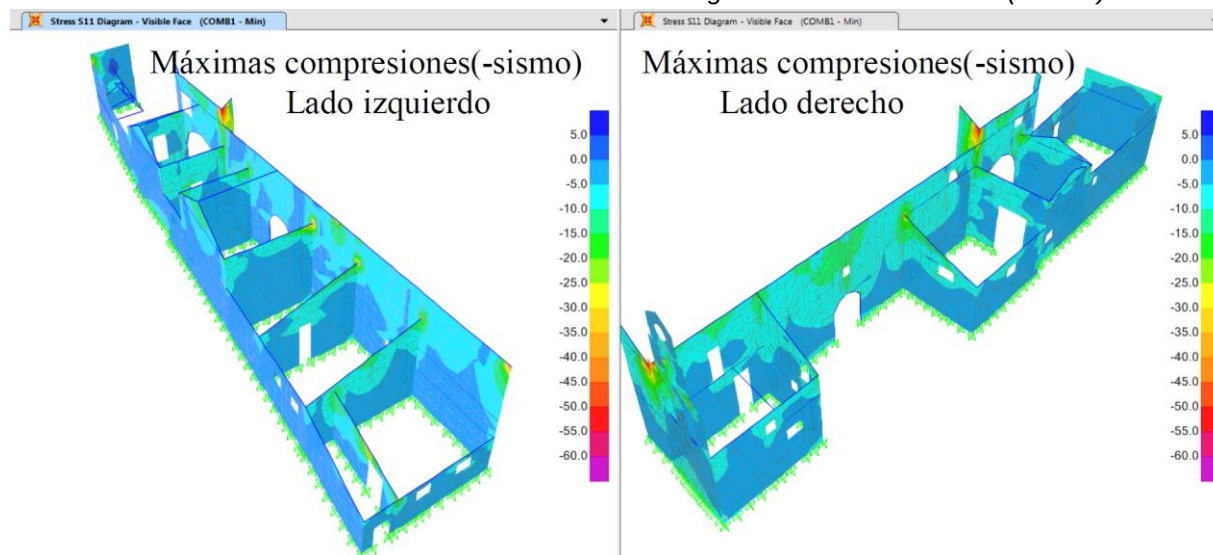
Esfuerzo normal horizontal en muros laterales debido a carga muerta + viva + sismo (ton/m2)



*Nota: Esfuerzo máximo tracción 25tn/m2 (adobe conexión contrafuertes)
Esfuerzo máximo tracción 60tn/m2 (fachadas-muro longitudinal)*

Figura 34

Esfuerzo normal horizontal en muros laterales debido a carga muerta + viva - sismo (ton/m²)

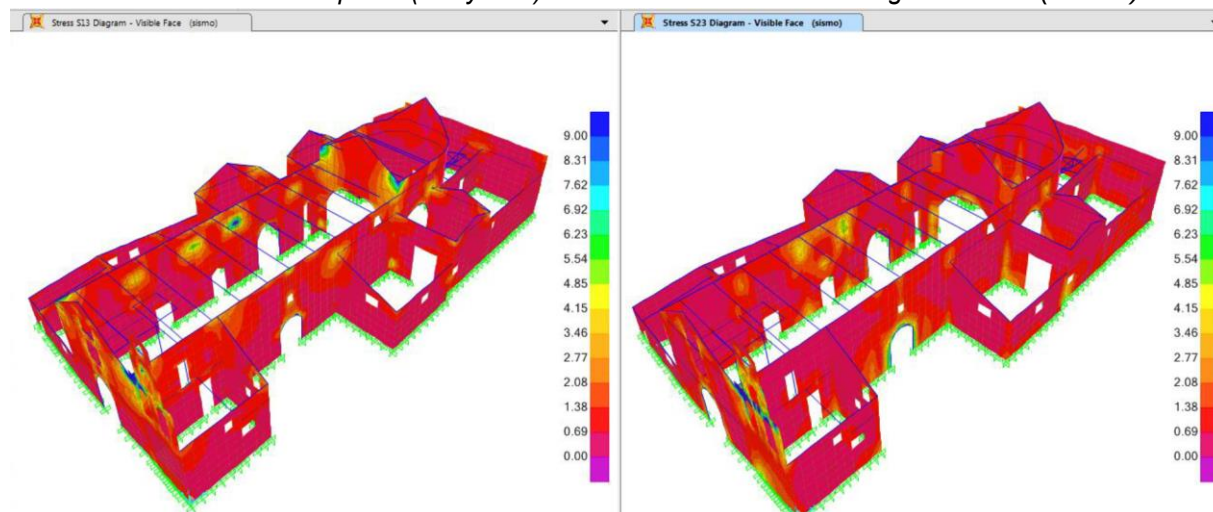


Nota: Esfuerzo máximo compresión 25tn/m² (adobe conexión contrafuertes) Esfuerzo máximo compresión 60tn/m² (fachadas-muro longitudinal).

Esfuerzo de Corte fuera del plano de los elementos finitos (τ_{13} y τ_{23}) debido al sismo +/-

Figura 35

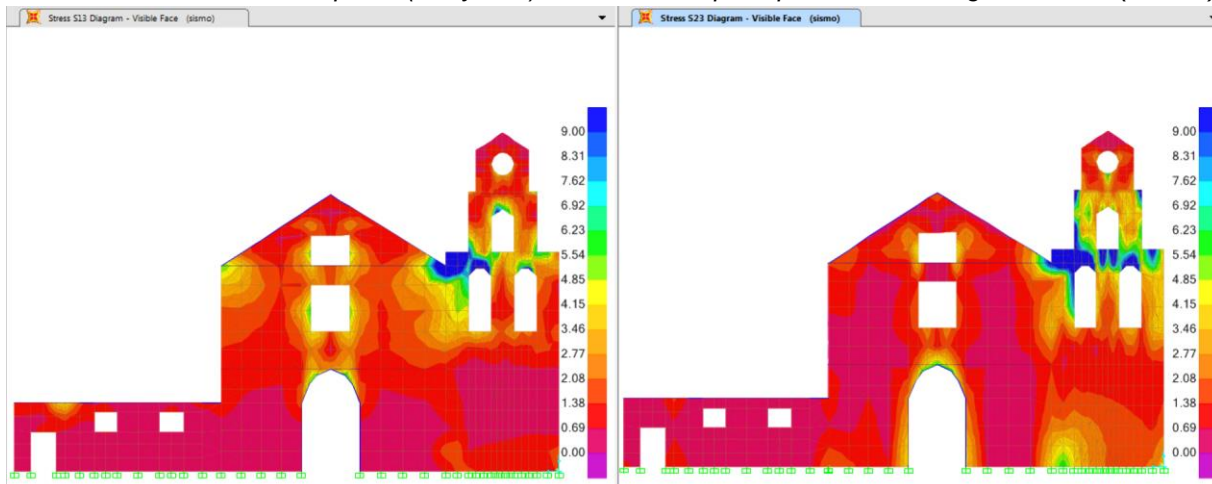
Esfuerzo de corte fuera del plano (τ_{13} y τ_{23}) en la estructura debido a carga sísmica - (ton/m²)



Nota: Esfuerzo máximo 9tn/m² (adobe tímpano arco central) Esfuerzo máximo 20tn/m² (campana piedra)

Figura 36

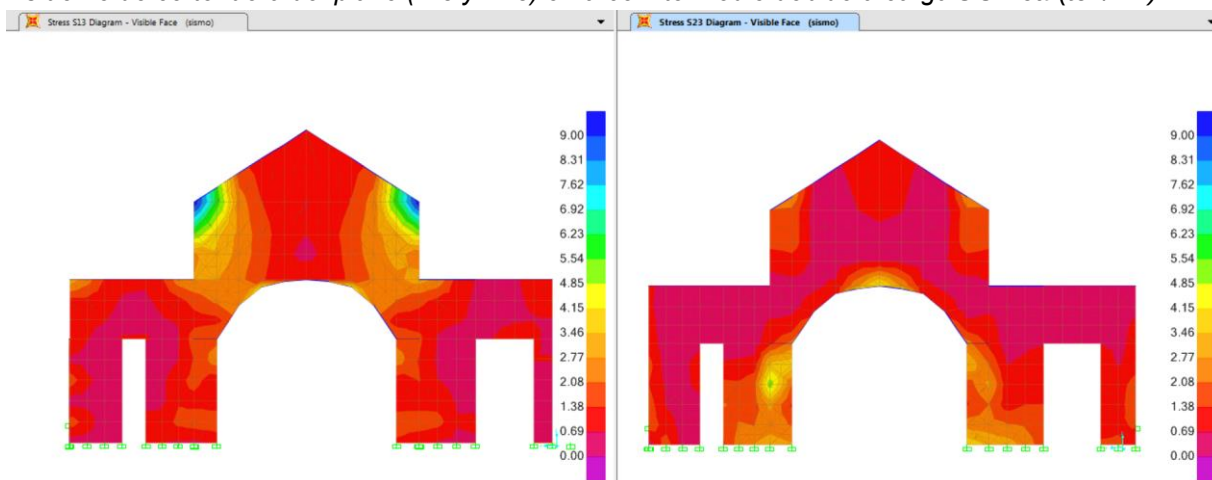
Esfuerzo de corte fuera del plano (τ_{13} y τ_{23}) en la fachada principal debido a carga sísmica - (ton/m²)



*Nota: Esfuerzo máximo 5tn/m² (adobe)
Esfuerzo máximo 20tn/m² (campana piedra)*

Figura 37

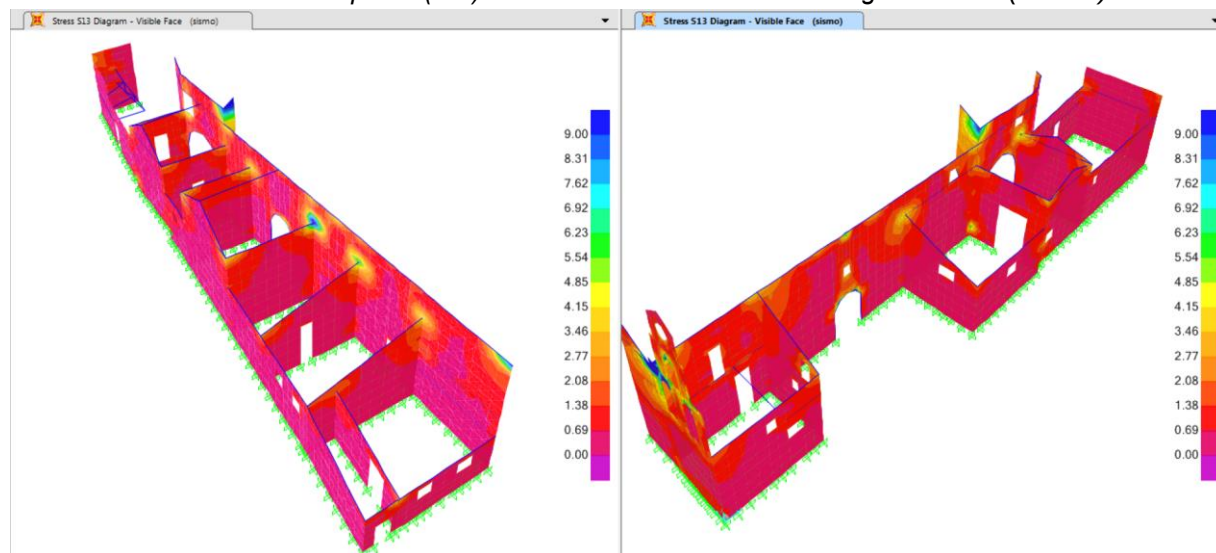
Esfuerzo de corte fuera del plano (τ_{13} y τ_{23}) en arco intermedio debido a carga sísmica-(ton/m²)



*Nota: Esfuerzo máximo 9tn/m² (adobe tímpano)
Esfuerzo máximo 4tn/m² (arco piedra)*

Figura 38

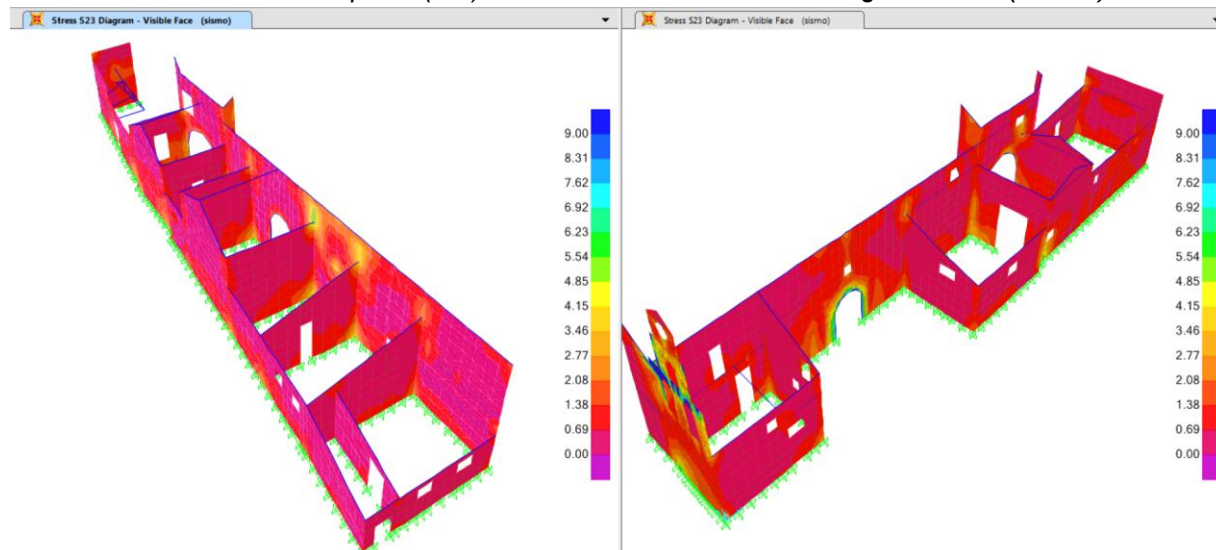
Esfuerzos de corte fuera del plano (τ_{13}) en muros laterales debido a carga +/-sismo (ton/m²)



Nota: Esfuerzo de corte +/-8tn/m² (adobe conexión contrafuertes).

Figura 39

Esfuerzos de corte fuera del plano (τ_{23}) en muros laterales debido a carga +/-sismo (ton/m²)

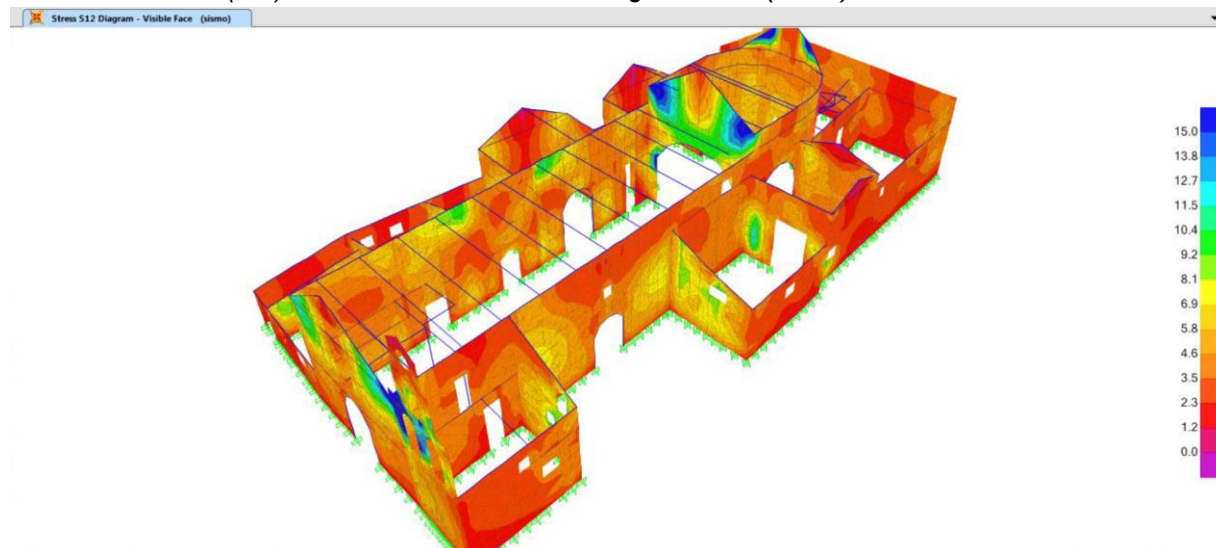


Nota: Esfuerzo de corte +/-6tn/m² (adobe conexión contrafuertes).

Esfuerzos De Corte En El Plano De Los Elementos Finitos (τ_{12}) Debido Al Sismo +/-

Figura 40

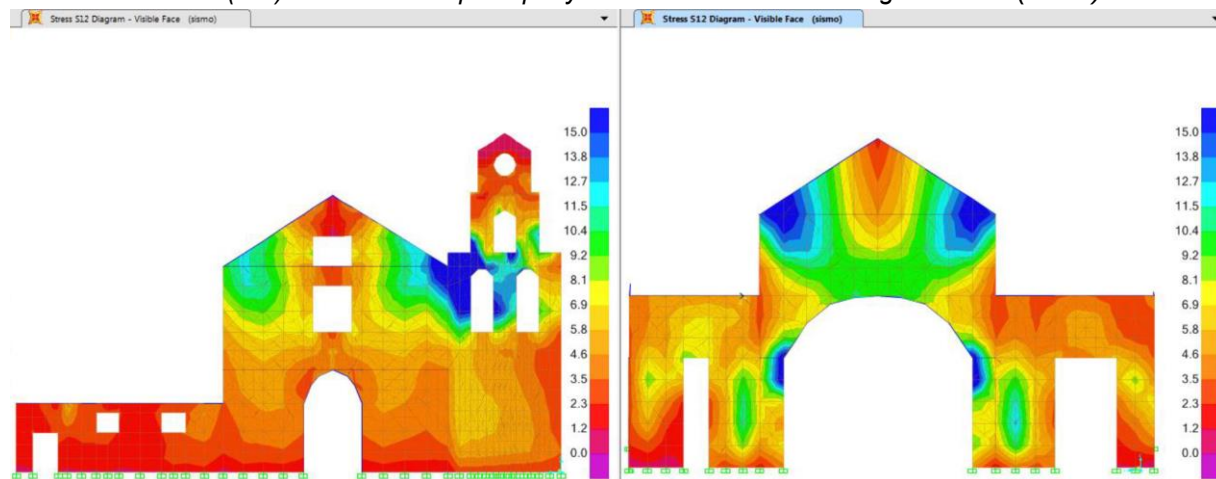
Esfuerzo de corte (τ_{12}) en la estructura debido a carga sísmica-(tn/m²)



Nota: Esfuerzo máximo +/-20tn/m² (piedra campanario)
Esfuerzo máximo +/-15tn/m² (adobe arco central)

Figura 41

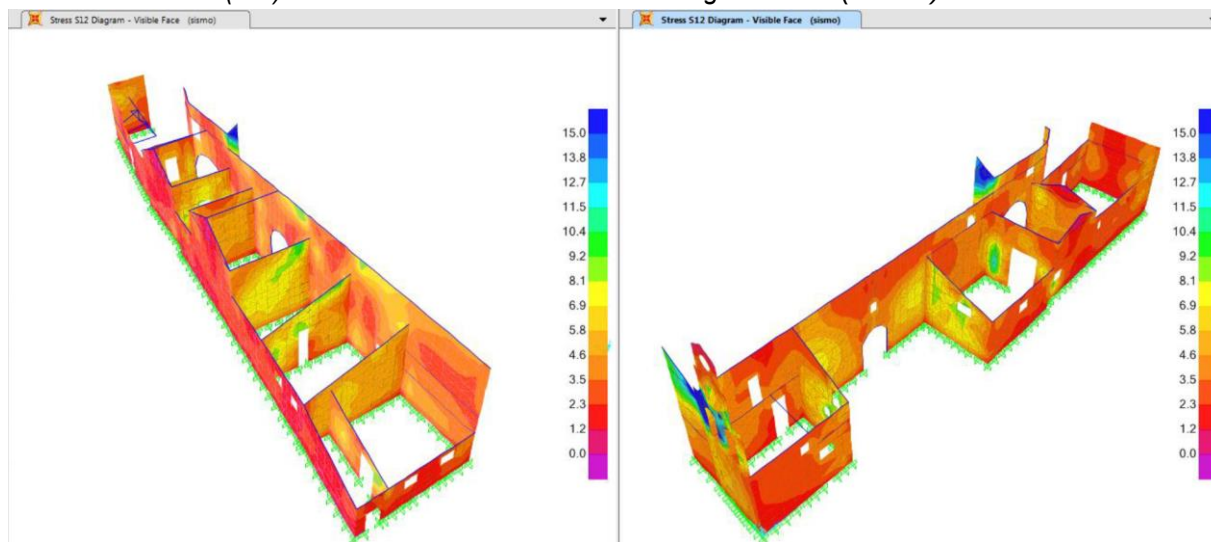
Esfuerzo de corte (τ_{12}) en la fachada principal y arco central debido a carga sísmica-(tn/m²)



Nota: Esfuerzo máximo +/-20tn/m² (piedra campanario)
Esfuerzo máximo +/-15tn/m² (adobe arco central)

Figura 42

Esfuerzo de corte (τ_{12}) en los muros laterales debido a carga sísmica-(ton/m²)



Nota: Esfuerzo máximo +/-7tn/m² (adobe muros de contrafuerte).

4.4. Análisis Pushover (Análisis Estático no Lineal).

Para el análisis estático no lineal, adicionalmente a las propiedades elásticas mostrados en el punto 4.2, se usaron patrones de agrietamiento (propiedades constitutivas) ante acciones sísmicas.

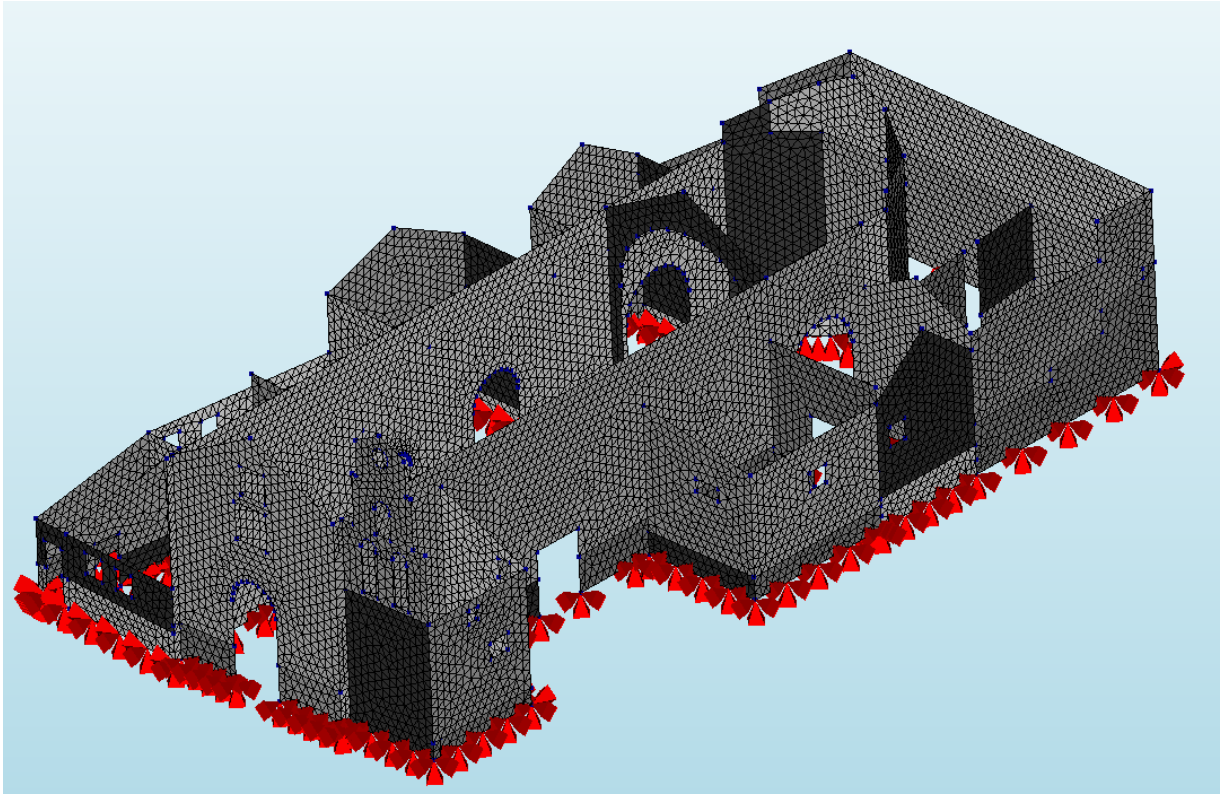
El análisis Pushover, es bastante útil, para poder evaluar el comportamiento sísmico luego del agrietamiento, obteniendo así el desempeño sísmico, identificación de zonas críticas y verificación del estado final de la edificación.

Para el análisis numérico no lineal se usó el programa computacional DIANA (ver Figura 43), el cual está basado en metodología de los elementos finitos. Este programa es capaz de implementar propiedades no lineales y patrones de agrietamiento, para el cálculo numérico de solución estructural.

Para la implementación de las leyes constitutivas del material, se emplearon tendencias parabólicas y exponenciales, para el comportamiento a compresión y tracción respectivamente, conforme se puede observar en la Tabla 6, y conforme lo revisado en la etapa del marco teórico.

Figura 43

Modelo estructural del templo de San Blas en Diana.



Se puede resumir que la resistencia a compresión es de 10.00kg/cm² (0.980 MPa), la resistencia a tracción 0.500kg/cm² (0.0491 MPa), la energía de fractura de tracción 0.004 N/mm, el factor de ductilidad de 1.6x10⁻³m, la energía de fractura de compresión $G_m = 1.6 \times f_m = 1.658$ N/mm.

Tabla 6

Propiedades plásticas para la mampostería de adobe en DIANA

Tracción		Compresión	
f_t (MPa)	G_t (Nmm ⁻¹)	f_c (MPa)	G_c (Nmm ⁻¹)
0.098	0.004	0.980	1.568

Para el análisis no lineal, este se ejecuta en tres etapas de carga. Siendo inicialmente aplicadas las consideraciones de contorno (apoyos).

Seguido del paso anterior, se aplica la aceleración gravitacional de todas las cargas verticales (cargas vivas y muertas).

Finalmente se aplica un empuje lateral mediante una aceleración volumétrica horizontal, aplicada de forma uniforme sobre toda la malla de elementos finitos. Se hizo el análisis estructural no lineal en ambos sentidos, con un tamaño de paso de aceleración en función a la gravedad de 0.01g, en cada paso.

Para efectos del cálculo numérico, se usó el método de Newton-Raphson, teniendo como parámetro de convergencia el desplazamiento con una tolerancia de 0.001, y un máximo de iteraciones por paso de 250.

De igual forma que el análisis lineal, se realiza el análisis Pushover en los 2 sentidos.

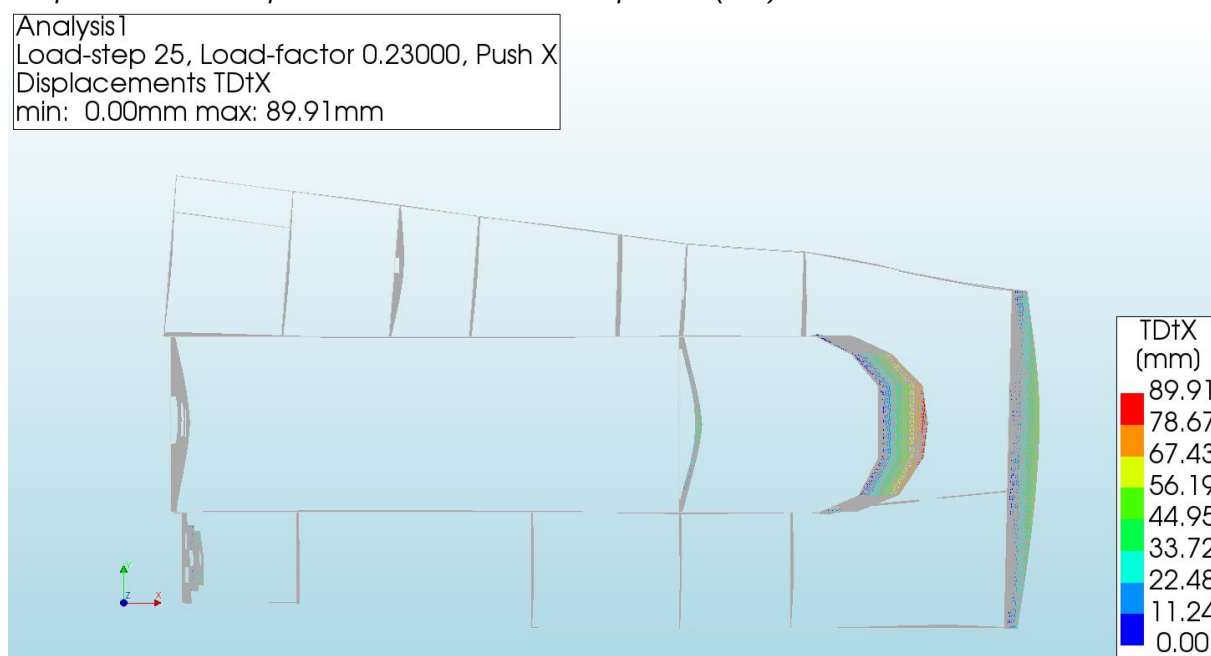
4.5. Resultados del análisis Estático No Lineal.

Del análisis Pushover, se identifican los siguientes resultados, los que se observan en las siguientes figuras:

Desplazamientos por análisis Pushover

Figura 44

Desplazamiento en X por Pushover en sentido X-X positivo (mm)

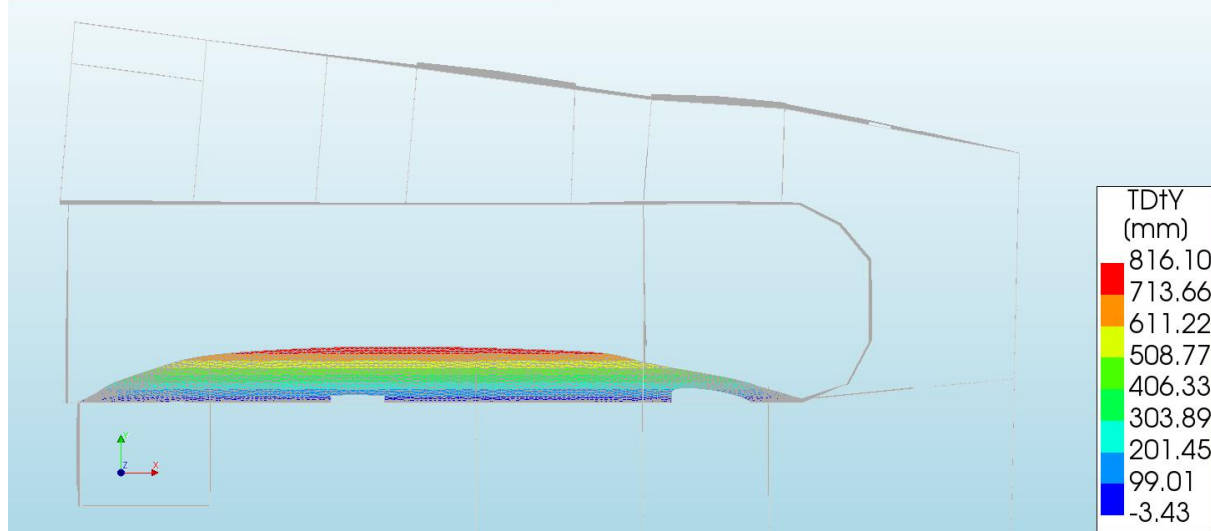


Nota: Desplazamiento en muros de fachada, campanario, arco triunfal y atrio, producto de Pushover en sentido X, Vista antes de divergencia a una carga de 0.23g

Figura 45

Desplazamiento en Y por Pushover Y-Y positivo (mm)

Analysis2
Load-step 20, Load-factor 0.18000, Push Y
Displacements TD+Y
min: -3.43mm max: 816.10mm



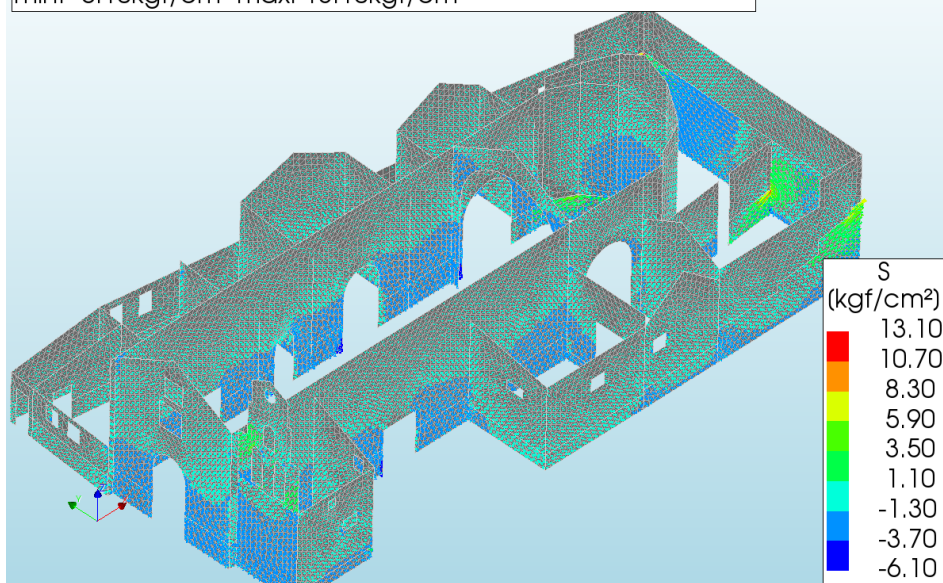
Nota: Desplazamiento en muros de fachada, campanario, arco triunfal y atrio, producto de Pushover en sentido X, Vista antes de divergencia a una carga de 0.18g

Esfuerzos Principales, debido a análisis Pushover

Figura 46

Esfuerzos principales en el plano, producto de Pushover en dirección X-X

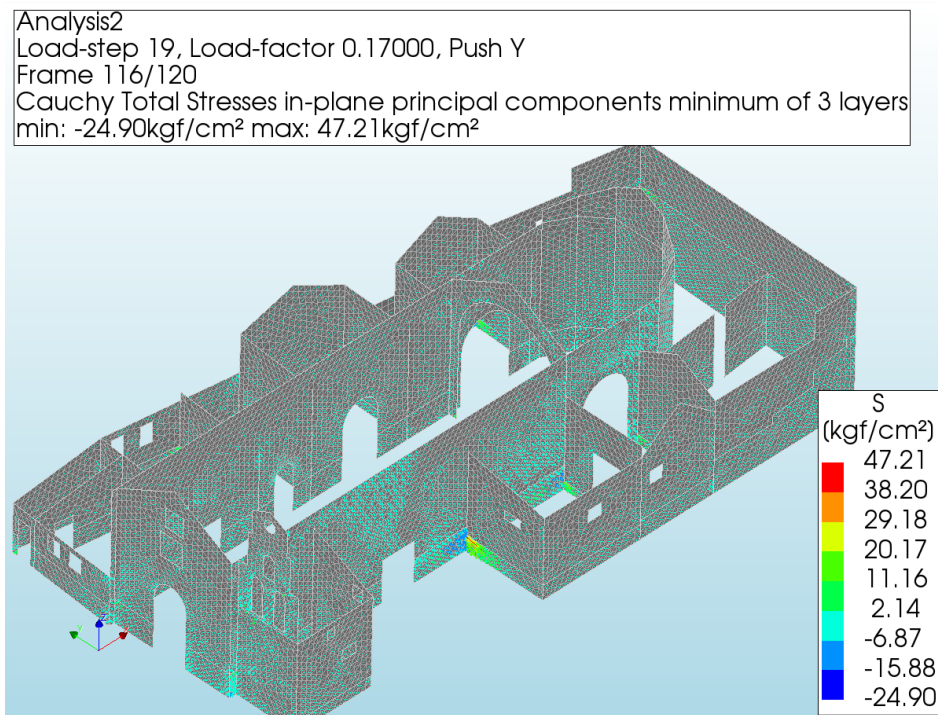
Analysis1
Load-step 52, Load-factor 0.50000, Push X
Frame 120/120
Cauchy Total Stresses in-plane principal components layer 1
min: -6.10kgf/cm² max: 13.10kgf/cm²



Nota: Esfuerzo máximo 13.10kg/cm2 (piedra campanario)

Figura 47

Esfuerzos principales en el plano, producto de Pushover en dirección Y-Y



Deformaciones principales en el plano, debido a análisis Pushover

Figura 48

Deformaciones principales en el plano, producto de Pushover en dirección X-X

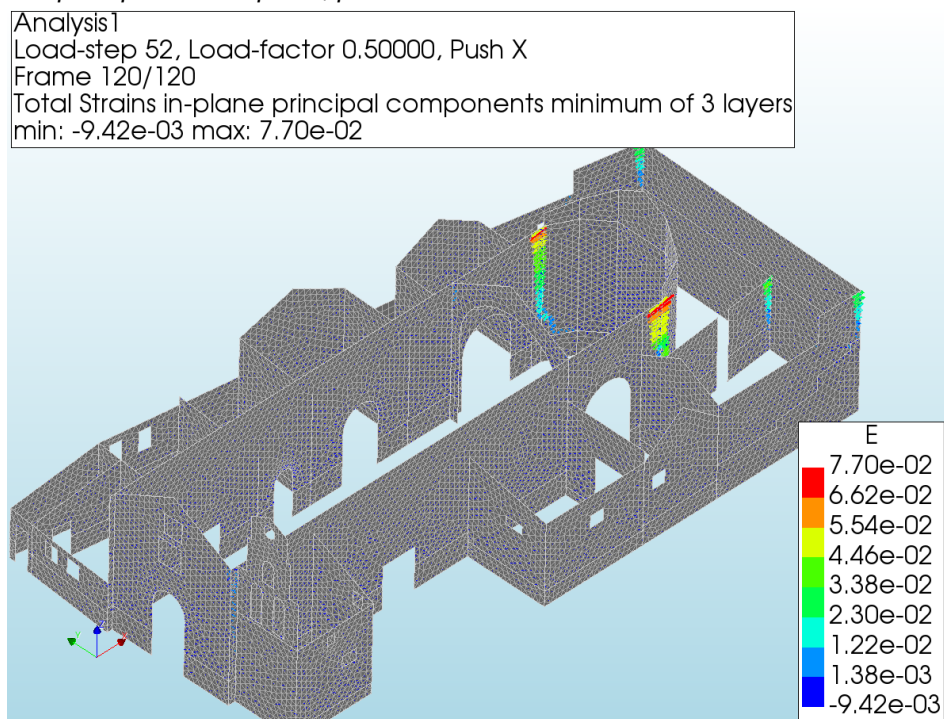


Figura 49

Deformaciones principales en el plano, producto de Pushover en dirección Y-Y

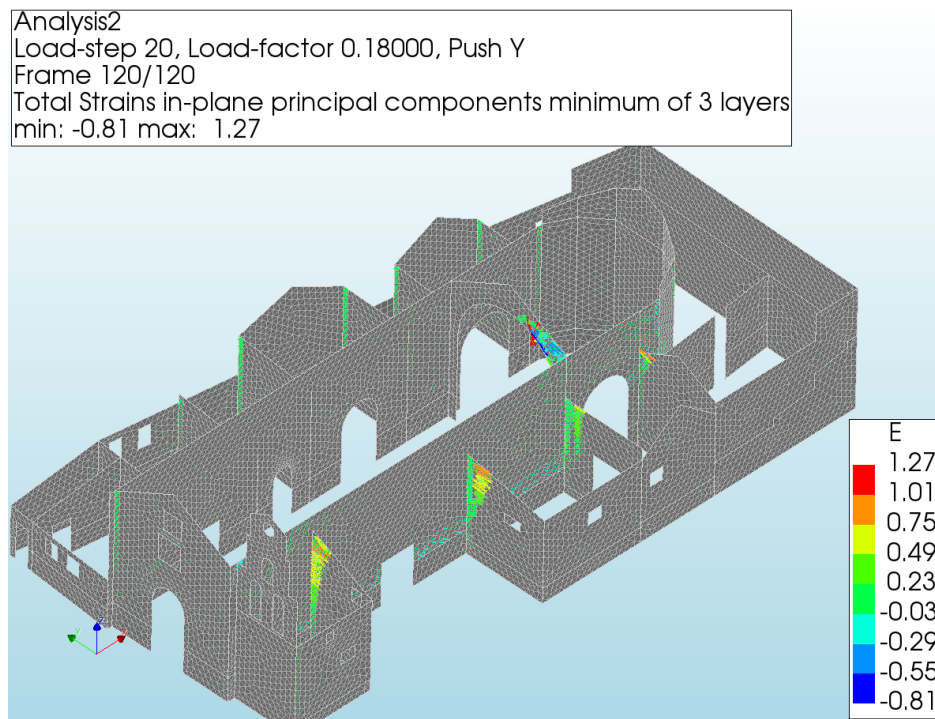
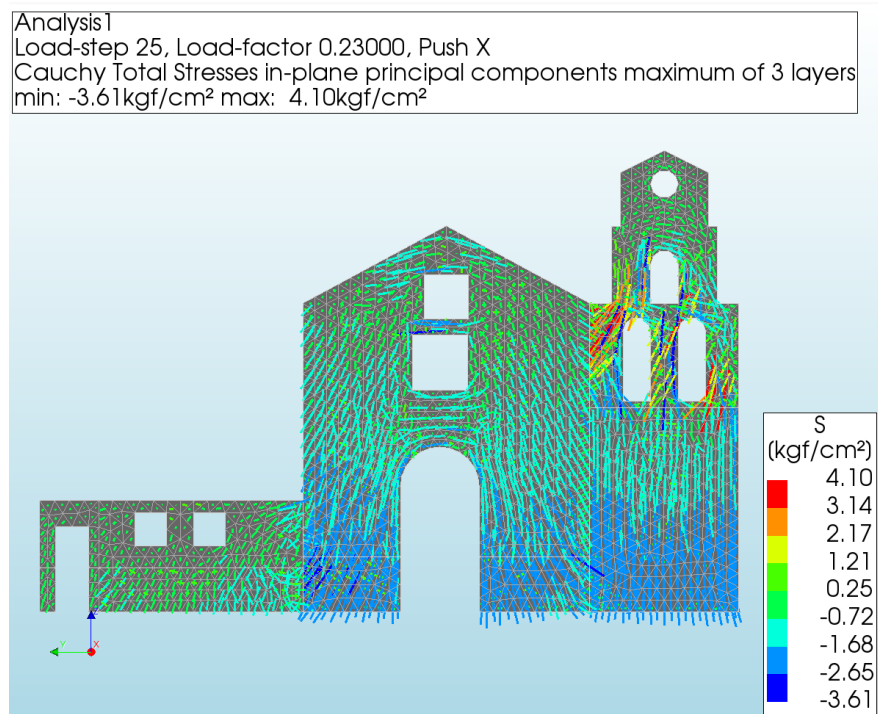


Figura 50

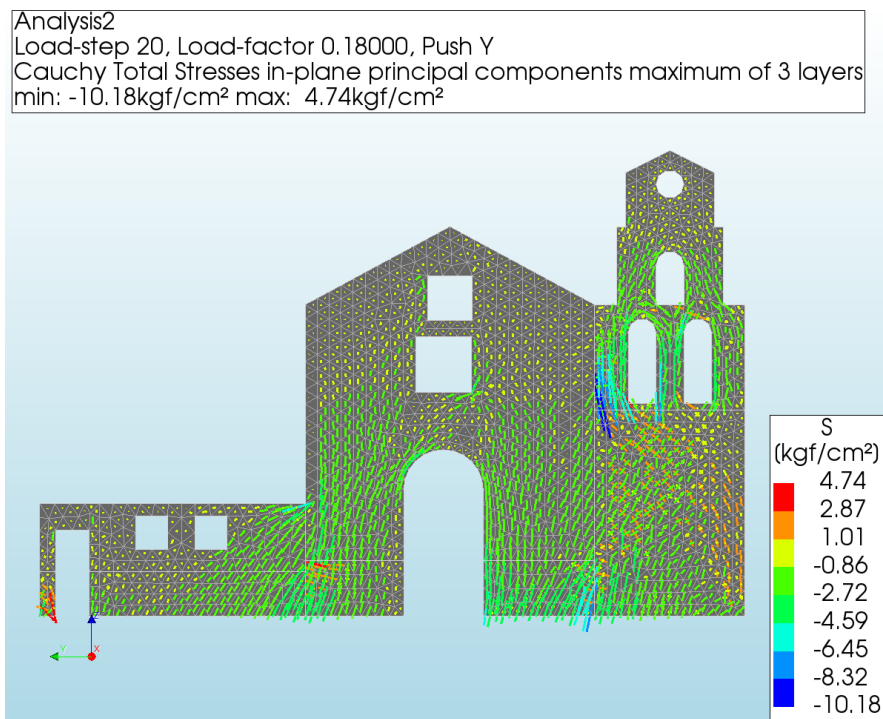
Esfuerzos principales en el plano fachada principal, Pushover en dirección X-X



Nota: Esfuerzo máximo 4kg/cm² (piedra campanario)

Figura 51

Esfuerzos principales en el plano fachada principal, Pushover en dirección Y-Y



Nota: Esfuerzo máximo 10kg/cm2 (piedra campanario)

Figura 52

Esfuerzos principales en el plano Arco Intermedio, Pushover en dirección X-X

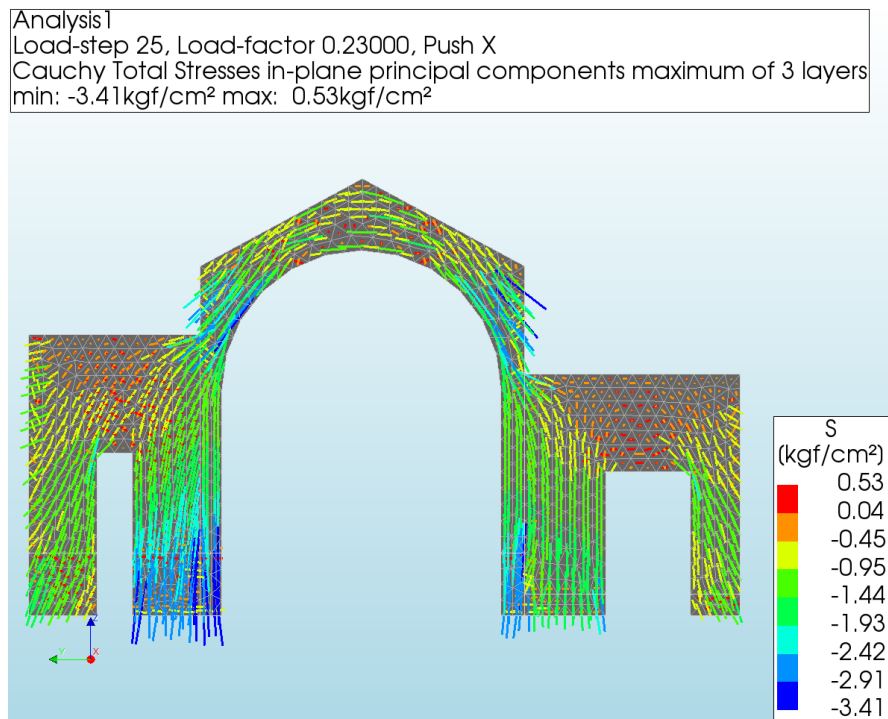


Figura 53

Esfuerzos principales en el plano Arco Intermedio, Pushover en dirección Y-Y

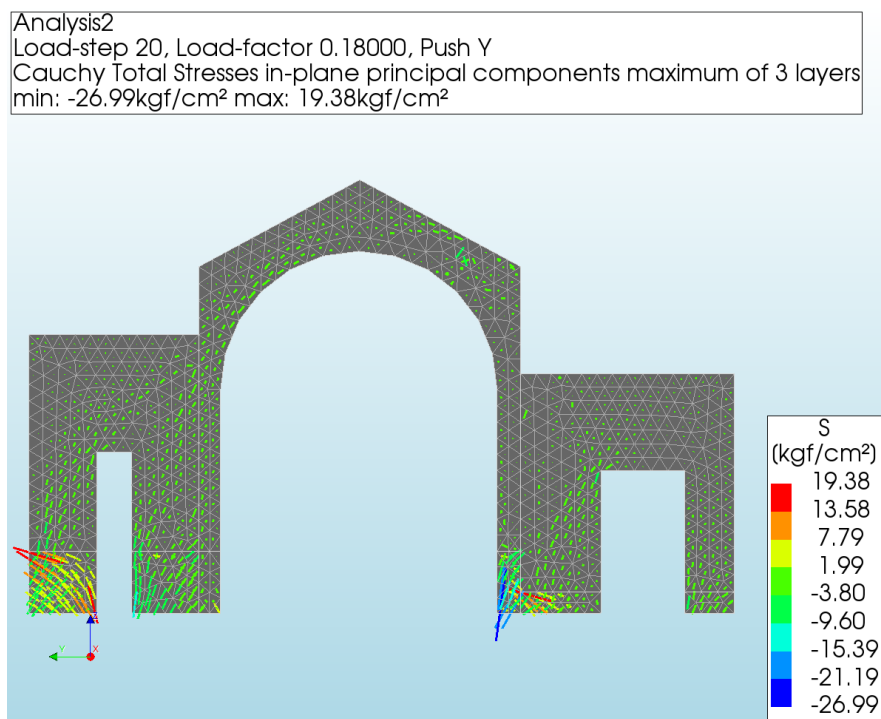
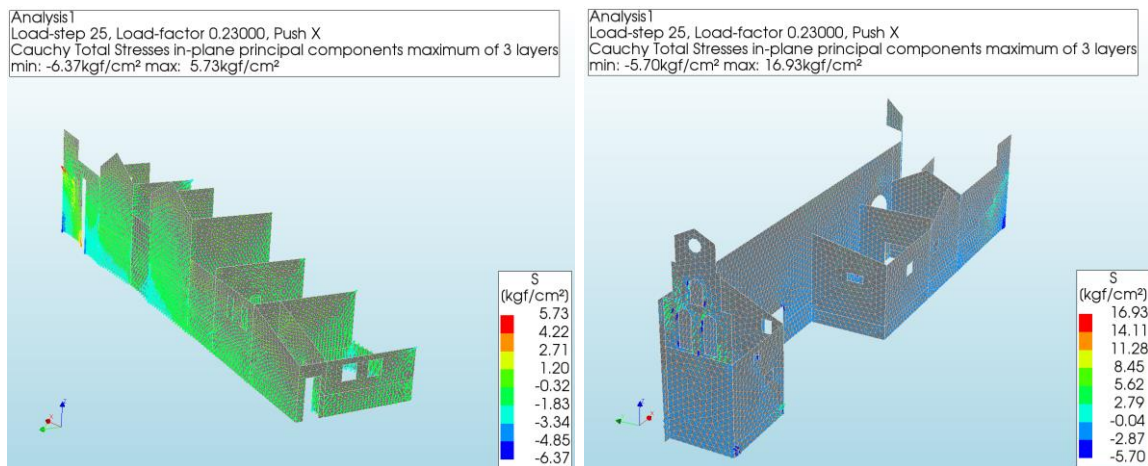


Figura 54

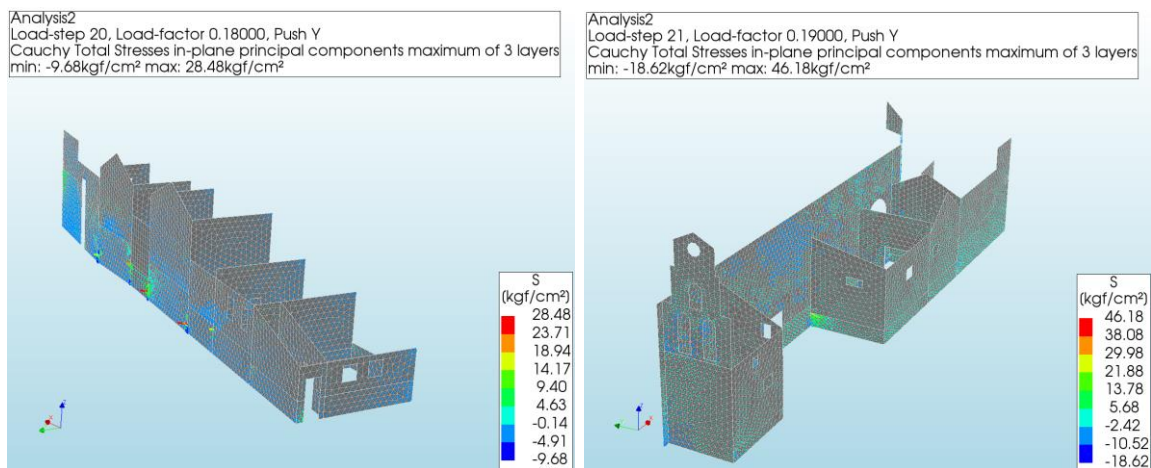
Esfuerzos principales en el en muros laterales, Pushover en dirección X-X



Nota: Esfuerzos principales en muros laterales, para paso antes de divergencia

Figura 55

Esfuerzos principales en el en muros laterales, Pushover en dirección Y-Y



Nota: Esfuerzos principales en muros laterales, para paso antes de divergencia.

Deformaciones principales en el plano, debido a análisis Pushover

Figura 56

Curva de Capacidad de la estructura, Pushover X-X

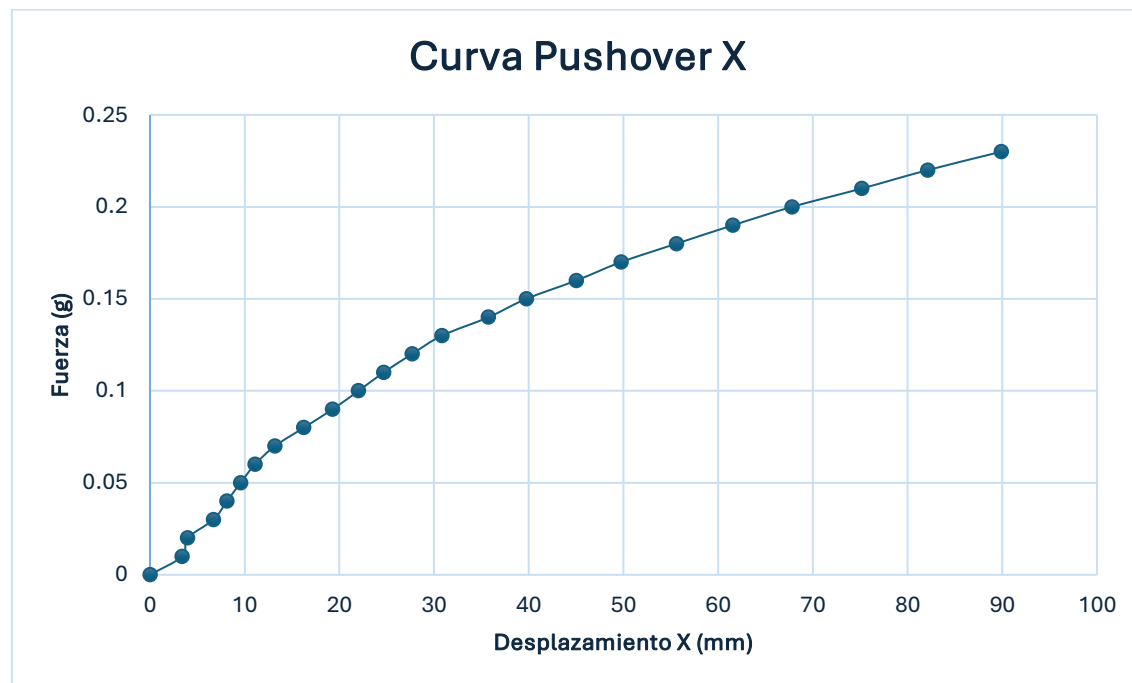
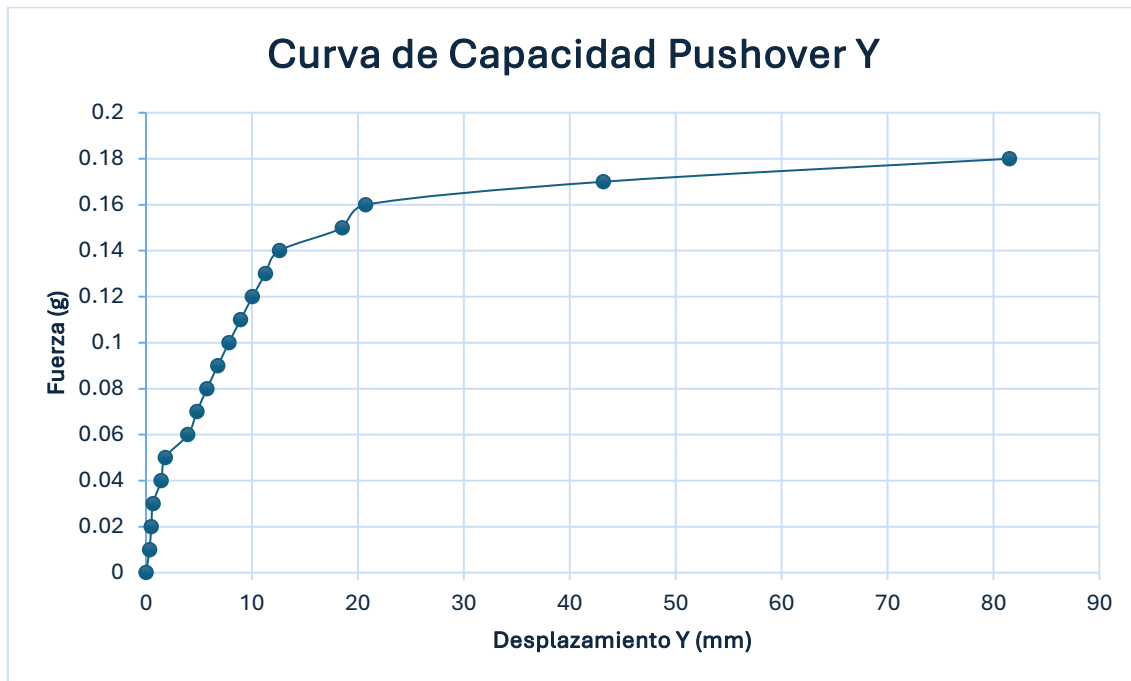


Figura 57

Curva de Capacidad de la estructura, Pushover Y-Y



CAPITULO V. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

En el presente capítulo vamos a evaluar los resultados obtenidos en la etapa de análisis estructural, lineal y no lineal, interpretando los resultados y obteniendo el desempeño sísmico de la estructura.

5.1. Escenarios de demanda sísmica.

Según el comité de visión 2000, (SEAOC, 1995), el comportamiento sísmico esperado de la edificación depende de la importancia que tenga para la sociedad, hay tres categorías. Comunes, Esenciales y Seguridad Crítica.

Según dicha clasificación se puede tener el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo que pueda ocurrir. Conforme se mostró en la Tabla 1.

Siguiendo la propuesta del SEAOC, es posible definir la siguiente Tabla 7, para la realidad peruana.

Tabla 7

Desempeño esperado para la componente estructural de edificios comunes en la Costa Peruana

Sismo de Diseño	Aceleración asociada a la costa del Perú (g)	Intervalo de Recurrencia (Periodo de Retorno)	Probabilidad de Excedencia	Comportamiento Estructural
Sismos Frecuentes	0.20	43 años	50% en 30 años	Prácticamente elástico
Sismos Ocasionales	0.25	72 años	50% en 50 años	Daños leves reparables
Sismos Raros	0.45	475 años	10% en 30 años	Importantes, incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez. La estructura sigue siendo reparable
Sismos muy Raros	0.50	950 años	10% en 100 años	Severas incursiones inelásticas, llegando prácticamente a la pérdida total de rigidez y resistencia. No resulta práctico reparar la estructura.

La tabla anterior adaptada del (SEAOC, 1995), para la costa peruana debe adaptarse para definir parámetros aplicables a la zona del Cusco, conforme de vio en el

CAPITULO IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TEMPLO DE SAN BLAS., y basándonos en la norma (E.030, MVCS, 2019), se puede establecer las aceleraciones para esta zona. Esta adaptación se hace manteniendo la proporción existente el PGA de los sismos raros, para la zona costa y la ciudad del Cusco.

Tabla 8

Aceleraciones asociadas a la zona de Cusco

Sismo de Diseño	Aceleración asociada a la costa del Perú (g)	Aceleración para la zona del Cusco (g)
Sismos Frecuentes	0.20	0.125
Sismos Ocasionales	0.25	0.15
Sismos Raros	0.45	0.25
Sismos muy Raros	0.50	0.31

En el caso de la iglesia de San Blas, tratándose de un edificio que es patrimonio arquitectónico y cultural, se debe definir cuál es el nivel de desempeño que satisface tanto los criterios de seguridad estructural como los principios de conservación del patrimonio.

Bajo estas premisas, y sabiendo que no es posible reducir el peligro sísmico, siendo únicamente posible mejorar la seguridad de la edificación, sin alterar el patrimonio cultural.

5.2. Desempeño Sísmico.

El (SEAOC, 1995), en el documento “Visión 2000”, establece unos niveles de desempeño, daño tolerable, o condiciones limites en función a tres aspectos fundamentales.

- Posibles daños sobre los elementos estructurales y no estructurales.
- Riego en la seguridad de los ocupantes de la edificación, generada por los daños.
- Funcionalidad de la edificación posterior al sismo.

Para entender los diferentes niveles de daño sísmico y los niveles de desempeño es importante conocer el concepto de deriva, o desplazamiento relativo de entrepiso. El cual se define como la relación que existe entre el desplazamiento lateral producto de

la acción sísmica, y la altura del edificio. Ya que el valor de la deriva está asociado en el daño estructural y no estructural de la edificación.

Conociendo los aspectos fundamentales, se describen los niveles de desempeños propuestos por el comité Visión 2000 del SEAOC.

Siguiendo la metodología (Noel, Moreira, Briceño, López-Hurtado, & Aguilar, 2019), se traza una línea horizontal, con la aceleración target del sismo, para identificar la intersección con la curva de capacidad, y determinar así la capacidad sísmica ante diferentes escenarios de demanda sísmica.

➤ **Totalmente Operacional:**

No ocurren esencialmente daños.

La edificación es segura para sus ocupantes.

Tiene una funcionalidad garantizada y no requiere reparaciones.

➤ **Operacional:**

Daños moderados componentes no estructurales de la edificación, así como en su contenido.

Daños leves en los elementos estructurales

Ocupación inmediata después de un evento sísmico.

Los daños en contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir algunas funciones.

Se requieren reparaciones menores.

➤ **Seguridad de Vida:**

Daños moderados componentes no estructurales de la edificación, así como en su contenido.

La rigidez lateral y la capacidad de la estructura se ven reducidas.

Margen de seguridad frente al colapso.

Los daños pueden impedir que la edificación sea inmediatamente utilizable.

Es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación.

➤ **Próximo al colapso:**

La estabilidad estructural se ve seriamente afectada aproximándose al colapso.

Las rutas de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales.

Los elementos estructurales que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento.

La estructura se pasa a ser insegura para sus ocupantes

El costo de su refacción puede no ser viable.

➤ **Colapso:**

Perdida parcial o total de soporte.

Colapso parcial o total.

No es posible la reparación.

Todo lo descrito anteriormente puede observarse de forma numérica en la Tabla 9, normalizando la deriva.

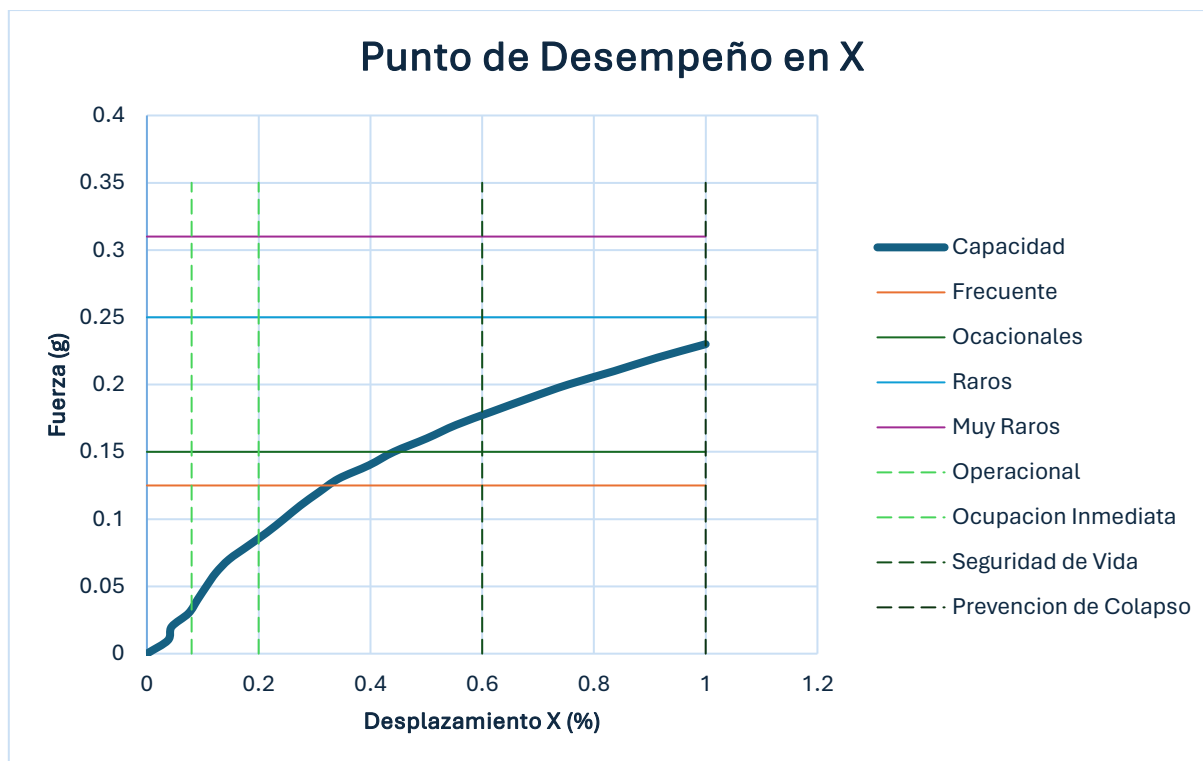
Tabla 9

Niveles de desempeño sísmico con deriva normalizada en función de la capacidad.

Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	objetivo D_t/H , %	% de Capacidad
Totalmente Operacional	≤ 0.2	8%
Operacional	≤ 0.5	20%
Seguridad de Vida	≤ 1.5	60%
Próximo al Colapso	≤ 2.5	100%
Colapso	> 2.5	> 2.5

Figura 58

Curva de Capacidad y niveles de desempeño sísmico para Pushover en X-X



De la figura anterior se observan los puntos de desempeño para los diferentes escenarios de demanda sísmica para el Pushover en el sentido X, teniendo los siguientes valores resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 10

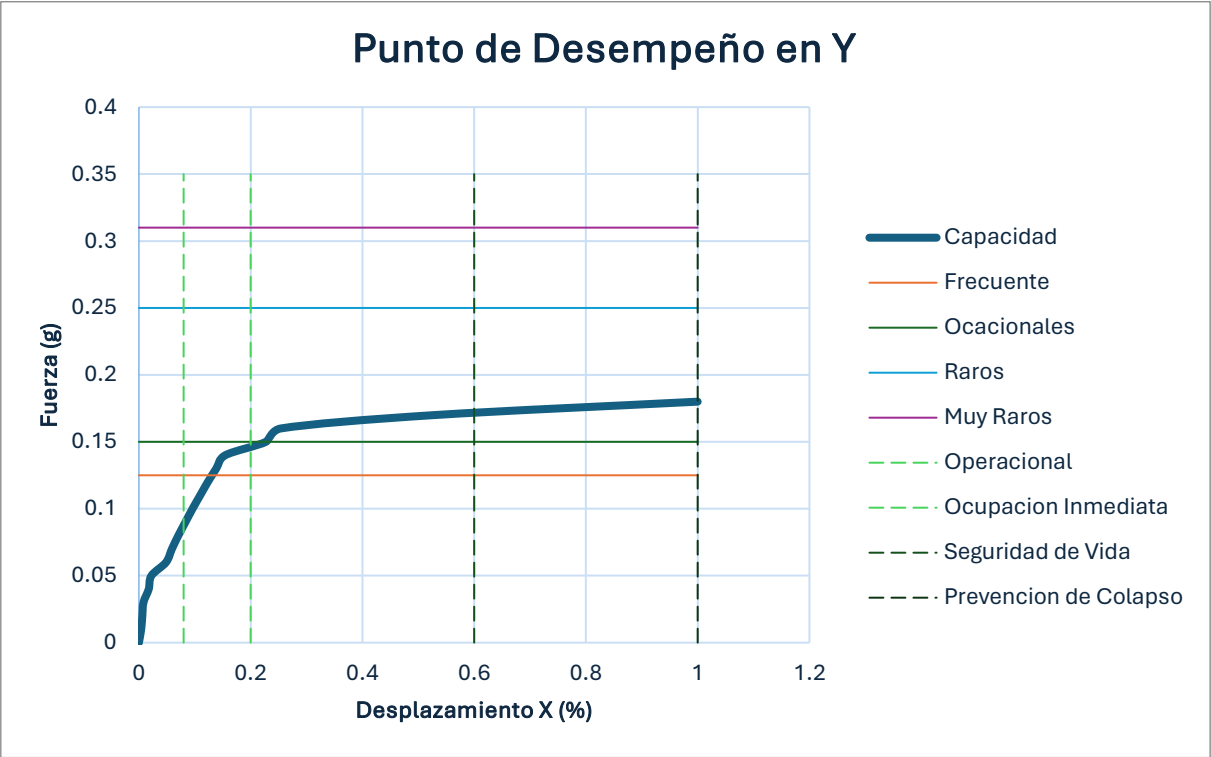
Niveles de desempeño sísmico para Pushover en X-X.

Nivel de Movimiento Sismico	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Proximo al Colapso
Sismos Frecuentes			X	
Sismos Ocasionales			X	
Sismo Raro				
Sismo muy Raro				

El templo de San Blas para los sismos Frecuentes y Ocasionales se encuentra con un desempeño del tipo “Operacional”, sin embargo, para los sismos Raro y Muy raro, la edificación NO tiene capacidad sísmica, entendiéndose que llega al colapso antes de este escenario de demanda sísmica.

Igualmente, que, en el paso anterior, en la Figura 59, se puede observar la capacidad para los diferentes escenarios de demanda sísmica.

Figura 59
Curva de Capacidad y niveles de desempeño sísmico para Pushover en Y-Y



De la figura anterior se observan los puntos de desempeño para los diferentes escenarios de demanda sísmica para el Pushover en el sentido Y, teniendo los siguientes valores resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 11
Niveles de desempeño sísmico para Pushover en Y-Y.

Nivel de Movimiento Sismico	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Proximo al Colapso
Sismos Frecuentes		X		
Sismos Ocasionales			X	
Sismo Raro				
Sismo muy Raro				

El templo de San Blas para los sismos Frecuentes se encuentra con un desempeño del tipo “Operacional” y para un sismo del tipo Ocasional, se encuentra en un

desempeño del tipo “Seguridad de Vida”; sin embargo, para los sismos Raro y Muy raro, la edificación NO tiene capacidad sísmica, entendiéndose que llega al colapso antes de este escenario.

5.3. Interpretación de la demanda sísmica.

De lo visto en el punto anterior, y conforme lo revisado en la Tabla 1, se puede notar que el comportamiento sísmico del Templo de San Blas, es precario encontrándose por debajo de la expectativa, especialmente para una edificación con la importancia histórica y patrimonial del templo en estudio.

Se entiende que la edificación tiene un comportamiento **extremadamente vulnerable**, al encontrarnos por sobre la diagonal del comportamiento aceptado para edificaciones esenciales planteadas por el (SEAOC, 1995) mediante el comité de Visión 2000.

CAPITULO VI. CONCLUSIONES.

- Se ha elaborado un modelo estructural en tres dimensiones, la metodología de Elementos Finitos, mediante elementos del tipo cuadriláteros del tipo Shell, considerando como condiciones de contorno, puntos simplemente apoyados.
- Se ha utilizado como propiedades constitutivas del material un modelo de material isotrópico, del tipo "Total Strain Crack Model", considerando un comportamiento parabólico para la zona de compresión y un modelo exponencial para la zona de tracción.
- Se ha empleado como valores de resistencia a la compresión de la mampostería de adobe: como $f'm=10\text{kg/cm}^2=100\text{tn/m}^2$, y la resistencia al corte de la mampostería de adobe: $v'm=0.25\text{ kg/cm}^2=2.5\text{tn/m}^2$.
- Como se aprecia de los resultados debido al sismo de diseño, (sismo raro según SEAO), los muros de adobe más esforzados tendrían esfuerzos máximos de corte en su plano alrededor de las 15tn/m^2 (fachada) y 7tn/m^2 (demás zonas), y su resistencia mínima al corte es de 2.5tn/m^2 . Estos esfuerzos máximos ocurren puntualmente.
- Fuera del plano tiene esfuerzos de corte del orden 9tn/m^2 (esquina) y 4tn/m^2 (demás zonas) que también supera su resistencia de 2.5tn/m^2 . Estos esfuerzos máximos ocurren puntualmente.
- En cuanto a esfuerzos normales verticales por efectos combinados de cargas de gravedad y sismo (+/-), la mampostería de adobe en la base tiene esfuerzos máximos de compresión del orden 60tn/m^2 y de tracción 25tn/m^2 . Por lo cual con una redistribución de esfuerzos de compresión en la base en la premisa que la resistencia a la tracción del adobe es cero se tendría una compresión máxima del orden de 85tn/m^2 que sería menor que el máximo permitido de 100tn/m^2 .
- Según el modelo elástico se espera desplazamientos del orden 4.38cm en la fachada corta (en la dirección fuera del plano de la fachada), y de 2.49cm en la fachada larga (en la dirección fuera del plano de la fachada). Pero estos valores no reflejarían el comportamiento real debido a que los esfuerzos existentes (locales en esquinas) superan la resistencia con lo cual se produciría una

degradación de la rigidez y con ello mayores desplazamientos que los estimados.

- El análisis no lineal, ha mostrado que existe una ruptura en la zona de “unión” entre muros lo que se interpreta como una separación de los muros, siendo esto más evidentes en los muros del atrio principal y del arco intermedio.
- De los resultados obtenidos se estima que los esfuerzos de corte en el plano superan la resistencia al corte de la estructura en el orden de 2.8 veces en promedio y por corte fuera del plano excede en 1.6 veces la capacidad elástica del material.
- De una estimación proporcional, la estructura estaría en condiciones de resistir elásticamente una aceleración de 0.09g. Siendo su resistencia elástica inferior inclusive al sismo frecuente.
- Con respecto a la mampostería de piedra tiene esfuerzos de corte del orden de 20tn/m² menor a su resistencia de 44tn/m². Con respecto a los esfuerzos verticales presenta compresiones en el rango de 90tn/m² y tracciones del rango de 63tn/m², estas en la base del campanario y su resistencia a la compresión de la piedra es de 300tn/m², y su resistencia a la tracción es nula, con lo cual este campanario tendría un alto índice de vulnerabilidad debido a la presencia de tracciones que implicarían una reducción del área de contacto en más del 50%.
- El campanario presenta una excesiva inestabilidad debiendo plantearse un reforzamiento que permita tomar las tracciones existentes (debido al volteo).
- Para sismos de entre 0.09g y 0.25g se producen incursiones en el rango inelástico con ocurrencia de fisuras en los puntos de concentración de esfuerzos.
- La presencia de fisuras que se propagan en los muros desacopla progresivamente la estructura, dando como resultado una posibilidad de falla local, especialmente para sismos raros y muy raros.
- El desempeño sísmico del templo de San Blas es precario especialmente para una edificación de su importancia patrimonial y especialmente por su contenido.

-
- Se tiene un desempeño sísmico Operacional para los sismos frecuentes y ocasionales, sin embargo, no tiene capacidad, es decir estamos en un escenario de colapso para los sismos raro y muy raro.
 - De la normativa sísmica peruana E.030 se sabe que el sismo raro o sismo de diseño sísmico tiene una aceleración sísmica de 0.25g, por lo que su probabilidad de ocurrencia es posible, especialmente al revisar los antecedentes históricos, habiendo tenido un sismo destructivo el año 1950.
 - Se determina que el templo de San Blas presenta una **vulnerabilidad extrema**, lo cual es sumamente delicado para una estructura tan importante por su valor patrimonial.

CAPITULO VII. RECOMENDACIONES.

- El riesgo sísmico, está representado por la combinación del Peligro y la vulnerabilidad. El peligro no puede reducirse ya que depende de la zona de emplazamiento; pero la vulnerabilidad si ya que esta depende de la estructura en sí. Actualmente el templo de San Blas tiene una vulnerabilidad alta, al no tener un comportamiento sísmico adecuado. Observando finalmente que el Templo de San Blas tiene un riesgo sísmico alto.
- Por lo tanto, es necesario dotar a la estructura de continuidad para evitar que se produzca un colapso y que se garantice su estabilidad aun con la presencia de fisuras.
- Para el planteamiento del reforzamiento debe realizarse un estudio más a profundidad haciendo análisis puntuales del tipo micro modelos de los diferentes muros, los cuales se muestran en el Capítulo IV.
- Es importante hacer un estudio con fines de reforzamiento de forma urgente, ya que la naturaleza sísmica es impredecible, estando expuesta la ciudad del Cusco, permanentemente peligro sísmico.
- Se recomienda realizar un estudio considerando modelación matemática más detallada, empleando técnicas de micromodelado. A fin de determinar exactamente los puntos vulnerables de la estructura, para posteriormente plantear las alternativas de reforzamiento, a fin de mitigar la vulnerabilidad de la estructura.

CAPITULO VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Aguilar, R., Ramos, L., Alaboz, M., & Lourenco, P. (2011). Dynamic Identification and FE Updating of S. Torcato Church, Portugal. *Dynamics of Civil Structures, Volume 4*, 71-80.
- Albanesi, T., & Nuti, C. (2007). *Analisis Statica Non Lineare (Pushover)*. Roma: Dispensa.
- ASCE/SEI 41-23. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- Briceño, C., & Aguilar, R. (2016). *Diagnóstico Estructural y Análisis Sísmico de la Iglesia San Pedro Apostol de Andahuaylillas*. Lima: PUCP.
- Cabanillas, J. (2016). *Evaluación Dinámica Incremental usando Respuesta no Lineal en una estructura de Concreto Armado 8 pisos*. Barcelona: UPC.
- Cancino, C., Lardinois, S., D'ayala, D., Fonseca, C., Torrealva, D., Vicente, E., & Villacorta, L. (2012). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente: Estudio de edificaciones tipológicas*. Los Angeles: The GETTY Conservation Institute.
- E.010, MVCS. (2021). *Madera*.
- E.030, MVCS. (2019). *Diseño Sismorresistente*. Lima.
- E.080, MVCS. (2006). *Adobe*. Lima.
- Elisophon, E. (1950). Templo de Santo Domingo depues del Sismo de 1950. Cusco.
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. West Sussex: Wiley & Sons, Ltd.
- FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. California.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. California.
- González, E. (2008). *Arquitectura religiosa del Cusco*. Cusco.
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodologia de la Investigacion*. Mexico DF: Mc Graw Hill.
- López Cano, J. L. (1984). *Métodos e hipótesis científicas*. Mexico DF: TRILLAS.
- Lourenco, P. (2009). *Recent advances in masonry structures: Micromodelling and homogenization*. London.

-
- Marte, C. (2014). *Calibración De Umbrales De Daño Sísmico Para El Análisis De Fragilidad Sísmica De Estructuras De Hormigón Armado Mediante Análisis Estático No Lineal ("Push-Over")*. Barcelona.
- Mesa, J. (2007). *Método para la Evaluación del Desempeño sísmico de edificios Históricos de Mampostería*. CDMX.
- Montesinos, M. (2016). *Caracterización mecánica de componentes estructurales en construcciones arqueológicas de tierra: El caso de Huaca de La Luna*. Lima: PUCP.
- Neyra, M. (02 de 10 de 2016). *Iglesias de Cusco en riesgo por instalaciones eléctricas*. Obtenido de El Comercio: <https://elcomercio.pe/peru/cusco/iglesias-cusco-riesgo-instalaciones-electricas-265733-noticia/>
- Pires da Cunha, P. (2014). *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Universidade do Minho.
- SEAOC. (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, USA: Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services.
- Tarque, N., Camata, G., Varum, H., Sparcone, E., & Blondet, M. (2014). *Numerical simulation of an adobe wall under in-plane loading*. Earthquakes and Structures.
- Tolles, I., Kimbro, E., & Ginell, W. (2005). *Guías de planeamiento e ingeniería para la estabilización sismorresistente de estructuras históricas de adobe*. The Getty Conservation Institute.
- Torrealva, D. (2017). *Seismic Retrofitting Project*. Lima: PUCP.
- Vargas, J., Aguilar, R., Gonzales, M., & Briceño, C. (2013). *Intervención Estructural en la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas en Cusco, Perú*. Lima : PUCP.

APÉNDICE