

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

“Evaluación de mecanismos de colapso generados por acciones sísmicas en la catedral de Puno”

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil, que presenta:

Ing. Dennis Heriberto Apaza Cruz

Asesor:

Dr. Sabino Nicola Tarque Ruíz

Lima, 2018

Resumen

La catedral de Puno, considerada como patrimonio histórico cultural de la nación del Perú, debido a su arquitectura barroca andina, representa un baluarte de la región Puno. Similar a esta estructura de mampostería de piedra, existen en el Perú una gran cantidad de iglesias, por lo general las que fueron construidas alrededor del siglo XVII y XVIII, sin embargo, este extenso legado de construcciones históricas se encuentra expuesta a la elevada sismicidad que existe en nuestra región, y que en muchos de los casos colapsaron.

En la actualidad existe una gran cantidad de modelos para el cálculo de la respuesta sísmica de estos edificios, los mismos que varían de acuerdo al nivel de detalle y suposiciones teóricas, y que debido a la complejidad del análisis es muy poco abordado por los profesionales de ingeniería estructural, sin embargo, este tipo de estructuras pueden ser analizadas mediante modelos simplificados que se asemejan bastante a modelos más detallados.

El presente trabajo busca implementar la metodología de mecanismos de colapso para el análisis de seguridad sísmica de las iglesias de mampostería de piedra que tenemos en el Perú, para poder tomar acciones de reforzamiento en un corto plazo, y así evitar que estas estructuras colapsen debido a acciones sísmicas.

En el trabajo se presenta una recopilación exhaustiva del estado de arte sobre la metodología de evaluación sísmica mediante mecanismos de colapso, esta metodología es aplicada a la catedral de Puno, para ello se presenta una investigación histórica desde el punto de vista ingenieril, seguido a ello se presenta la evaluación del índice de vulnerabilidad para la identificación de mecanismos que tengan más probabilidad de activación, de estos últimos se realiza un análisis cinemático lineal y no lineal para evaluar la capacidad de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas.

Dedicatoria

A mis padres Daniel y Felicitas
por su ejemplo de vida a seguir.

A mis hermanos Rubén e Irene
por su apoyo emocional y guía profesional.

A Maricel
por su comprensión y apoyo.



“El nacimiento de un conjunto estructural, resultado de un proceso creador, fusión de técnica con arte, de ingenio con estudio, de imaginación con sensibilidad, escapa del puro dominio de la lógica para entrar en las secretas fronteras de la inspiración”

E. Torroja

Agradecimientos

Agradezco a mis padres y mis hermanos ya que sin su apoyo moral no estaría cumpliendo mis metas, porque me enseñaron que a pesar de las adversidades uno siempre puede realizar todo lo que se propone sin dejar de cultivar los valores básicos de la vida.

Agradezco a mi asesor de tesis, Dr. Nicola Tarque, por su interés y guía en todo el proceso, por sus comentarios y recomendaciones que contribuyeron al desarrollo de este proyecto.

Así mismo agradezco al Dr. Edoardo Rossi, de la *Sapienza University of Rome*, y al PhD. Giuseppe Brando de la *University G. d'Annunzio of Chieti e Pescara, Italy*, por las recomendaciones y discusiones constructivas, que me ayudaron a concluir con este trabajo.

Agradezco a la Dirección Desconcentrada de Cultura de Puno, por la información brindada acerca de la catedral de Puno.

Igualmente agradezco a mi primo, el Arq. Dante Escalante que con sus conocimientos me ayudo en entender los monumentos históricos desde el punto de vista de la arquitectura.

A mis profesores, quienes supieron encender en mí la chispa del amor y pasión por la ingeniería estructural.

Quiero agradecer a todos mis amigos de la PUCP, UNA y a todos los que de una u otra forma aportaron para que este trabajo se concluya.

Índice

1. CAPÍTULO I: Aspectos Generales	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Objetivos	2
1.3.1. Objetivo general.....	2
1.3.2. Objetivos específicos	2
2. CAPÍTULO II: Estado del Arte	3
2.1. Estructuras en Monumentos Históricos.....	3
2.2. Mecanismos de Colapso en Estructuras de Mampostería.....	4
2.3. Métodos de Análisis	6
2.3.1. Niveles de conocimiento y factores de confianza.....	6
2.3.2. Niveles de evaluación de la seguridad sísmica	8
2.4. Mecanismos de Colapso en Iglesias y Estructuras Similares.....	8
2.4.1. Estimación del índice vulnerabilidad sísmica.....	11
2.5. Análisis Cinemático de Bloques Rígidos	14
2.5.1. Cinemática del cuerpo rígido	16
2.6. Análisis Cinemático Lineal de Mecanismos de Colapso Fuera del Plano	23
2.6.1. Mecanismo de volteo simple	25
2.6.2. Mecanismo de rotación compuesta.....	27
2.6.3. Mecanismo de flexión vertical.....	32
2.6.4. Mecanismo de flexión horizontal.....	35
2.7. Verificación de la Seguridad Sísmica	39
2.7.1. Estado límite de daño (SLD).....	40
2.7.2. Estado límite de seguridad de vida (SLV).....	41
2.8. Evaluación de la capacidad de la estructura.....	42
3. CAPÍTULO III: La Catedral de Puno.....	47
3.1. Investigación Histórica.....	47
3.2. Descripción de la Geometría y Estructura.....	48
3.2.1. Descripción arquitectónica.....	48
3.2.2. Cimentación	50
3.2.3. Muros y contrafuertes	51
3.2.4. Bóvedas y cúpulas.....	51
3.2.5. La mampostería usada en la catedral de Puno	52
3.2.6. Materiales para la mampostería	53
4. CAPÍTULO IV: Evaluación del Índice de Vulnerabilidad.....	54
4.1. Identificación de los mecanismos de colapso.	54
4.2. Indicadores de Vulnerabilidad y Resguardo Sísmico	55

4.2.1.	Fachada	55
4.2.2.	Nave	56
4.2.3.	Transepto.....	57
4.2.4.	Cúpula y arcos triunfales.....	58
4.2.5.	Ábside	59
4.2.6.	Capilla.....	60
4.2.7.	Irregularidades en altura	61
4.2.8.	Torre y campanario.....	62
4.3.	Valoración del índice de vulnerabilidad.....	63
5.	CAPÍTULO V: Análisis Cinemático Lineal	66
5.1.	Verificación de Seguridad Sísmica	68
5.1.1.	Fachada	68
5.1.2.	Nave	72
5.1.3.	Transepto.....	75
5.1.4.	Ábside	78
5.1.5.	Irregularidades en altura	81
6.	CAPÍTULO VI: Análisis Cinemático no Lineal	83
6.1.	Desplazamiento máximo de un bloque rígido.....	83
6.2.	Verificación de Capacidad de la Estructura	84
6.2.1.	Fachada	85
6.2.2.	Nave	88
6.2.3.	Transepto.....	90
6.2.4.	Ábside	90
6.2.5.	Irregularidades en altura	91
7.	CAPÍTULO VII: Conclusiones y Recomendaciones	93
7.1.	Conclusiones.....	93
7.2.	Recomendaciones.....	102
7.3.	Líneas de investigación futuras	103
8.	Referencias Bibliográficas.....	104
9.	Anexos	109

Índice de figuras

Figura 2.1. Mecanismo de colapso fuera del plano.....	5
Figura 2.2. Pandeo de una capa de mampostería y expulsión de material.....	5
Figura 2.3. Mecanismo de colapso en el plano.....	5
Figura 2.4. Modos de falla en el plano del muro.....	5
Figura 2.5. Mecanismos de colapso en iglesias.....	11
Figura 2.6. Ficha de evaluación del mecanismo de colapso.....	14
Figura 2.7. Posición de un punto en el espacio.....	17
Figura 2.8. Movimiento de un punto en el plano.....	17
Figura 2.9. Configuración variable de un cuerpo rígido en el plano.....	18
Figura 2.10. Fase de desplazamiento de un cuerpo rígido.....	19
Figura 2.11. Fase de rotación de un cuerpo rígido.....	19
Figura 2.12. Rotación del cuerpo rígido alrededor del eje O'	19
Figura 2.13. Trayectoria de rotación del cuerpo rígido.....	19
Figura 2.14. Desplazamiento infinitesimal del bloque rígido.....	20
Figura 2.15. Rotación alrededor de un punto genérico Ω	21
Figura 2.16. Geometría y cargas aplicadas en un muro simple.....	22
Figura 2.17. Mecanismo de volteo de un muro simple.....	22
Figura 2.18. Multiplicador de fuerza lateral de un muro simple.....	23
Figura 2.19. Mecanismo de volteo simple de un muro de un nivel.....	26
Figura 2.20. Mecanismo de volteo simple de un muro de varios niveles.....	26
Figura 2.21. Mecanismo de volteo simple de un muro doble cortina.....	27
Figura 2.22. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal a un muro de un piso.....	28
Figura 2.23. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal a un muro de varios pisos.....	29
Figura 2.24. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal doble a un muro de un piso.....	30
Figura 2.25. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal doble a un muro de varios pisos.....	31
Figura 2.26. Mecanismo compuesto de volteo de esquina.....	31
Figura 2.27. Mecanismo de flexión vertical de un muro de un piso.....	32

Figura 2.28. Mecanismo de flexión vertical de un muro de dos pisos.....	33
Figura 2.29. Mecanismo de flexión vertical de un muro de doble cortina de un piso.	34
Figura 2.30. Mecanismo de flexión vertical en muro doble cortina de dos pisos.....	35
Figura 2.31. Mecanismo de flexión horizontal de un muro no confinado.	36
Figura 2.32. Mecanismo de flexión horizontal de un muro confinado.	37
Figura 2.33. Mecanismo de flexión horizontal de un muro de doble cortina sin confinamiento.	38
Figura 2.34. Rotación de tímpano del muro.	39
Figura 2.35. Método de espectro de capacidad.....	43
Figura 2.36. Curva de capacidad α -dk.....	43
Figura 2.37. Curva de capacidad de bloque rígido a α -d *.....	44
Figura 2.38. Curva de capacidad multilineal.....	45
Figura 3.1. Ubicación de la catedral de Puno.	47
Figura 3.2. Fases constructivas de la catedral de Puno.....	48
Figura 3.3. Fachada y planta de la catedral de Puno.....	49
Figura 3.4. Elevación frontal catedral de Puno.....	49
Figura 3.5. Elevación posterior catedral de Puno.....	50
Figura 3.6. Elevación lateral catedral de Puno.....	50
Figura 3.7. Planta de muros que probablemente sigue la cimentación.....	51
Figura 3.8. Muros y contrafuertes de la nave central.....	51
Figura 3.9. Bóveda de cañón corrido de la catedral de Puno.....	52
Figura 3.10. Cúpula de la catedral de Puno.....	52
Figura 3.11. Mampostería con aparejo regular en la Catedral de Puno.....	53
Figura 4.1. Estado actual de la fachada de la catedral de Puno.....	56
Figura 4.2. Ficha de evaluación del mecanismo 01.	56
Figura 4.3. Estado actual de los contrafuertes en la nave de la catedral de Puno.....	57
Figura 4.4. Ficha de evaluación del mecanismo 05.	57
Figura 4.5. Transepto de la catedral de Puno.....	58
Figura 4.6. Ficha de evaluación del mecanismo 10.	58
Figura 4.7. Arco triunfal y cúpula de la catedral de Puno.....	59
Figura 4.8. Ficha de evaluación del mecanismo 14.	59
Figura 4.9. Ábside de la catedral de Puno.....	60
Figura 4.10. Ficha de evaluación del mecanismo 16.	60
Figura 4.11. Capilla de la catedral de Puno.....	61

Figura 4.12. Ficha de evaluación del mecanismo 22.	61
Figura 4.13. Irregularidad en altura en la catedral de Puno	62
Figura 4.14. Ficha de evaluación del mecanismo 25.	62
Figura 4.15. Torres de la catedral de Puno	63
Figura 4.16. Ficha de evaluación del mecanismo 27.	63
Figura 4.17. Comparación entre los índices de vulnerabilidad de cada mecanismo....	65
Figura 5.1. Zonificación sísmica del Perú.....	67
Figura 5.2. Evaluación del mecanismo de volteo simple de toda la fachada.....	69
Figura 5.3. Relación aceleración espectral con multiplicador de fuerzas horizontales en la fachada	72
Figura 5.4. Evaluación del mecanismo de volteo compuesto de contrafuerte.....	73
Figura 5.5. Relación aceleración espectral con multiplicador de fuerzas horizontales en la nave	75
Figura 5.6. Evaluación del mecanismo de volteo simple de toda la fachada.....	76
Figura 5.7. Relación aceleración espectral con multiplicador de fuerzas horizontales en el transepto.	78
Figura 5.8. Evaluación del mecanismo de volteo compuesto del muro frontal en ábside.	79
Figura 5.9. Relación aceleración espectral con multiplicador de fuerzas horizontales en el ábside	81
Figura 5.10. Evaluación del mecanismo de volteo de cuña en esquina de presbiterio.	82
Figura 6.1. Rotación de un bloque rígido con cargas aplicadas en el baricentro.....	83
Figura 6.2. Rotación de la partícula A en el plano.....	83
Figura 6.3. Ubicación del desplazamiento de demanda en el espectro de capacidad del mecanismo de volteo simple de toda la fachada	86
Figura 6.4. Espectro de capacidad versus espectro de demanda del mecanismo de volteo simple de toda la fachada	87
Figura 6.5. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en la fachada	88
Figura 6.6. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en la nave.....	89
Figura 6.7. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en el transepto.....	90

Figura 6.8. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en el ábside.	91
Figura 6.9. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso debido a irregularidad en altura	92
Figura 7.1. Resultados del análisis cinemático lineal.	96
Figura 7.2. Comparación de muro compacto y muro a doble cortina.....	97
Figura 7.3. Relación del desplazamiento ultimo de colapso entre el desplazamiento de la demanda sísmica	98
Figura 7.4. Comparación entre el análisis cinemático lineal y no lineal, para los mecanismos de la Fachada.....	98
Figura 7.5. Ciclos de evaluación de patrimonio existente propuesto.....	103

Índice de tablas

Tabla 2.1. Definiciones de niveles de detalle de investigación relacionados a factores parciales de confianza	7
Tabla 2.2. Evaluación del puntaje de vulnerabilidad para cada mecanismo de daño ..	13
Tabla 4.1. Mecanismos de colapso en la Catedral de Puno	54
Tabla 4.2. Clasificación de mecanismos y cálculo de índice de vulnerabilidad	64
Tabla 5.1. Determinación del factor de confianza	67
Tabla 5.2. Parámetros de sitio para la demanda sísmica.....	68
Tabla 5.3. Resultados del análisis cinemático lineal de la fachada.....	70
Tabla 5.4. Resultados del análisis cinemático lineal de la nave	74
Tabla 5.5. Resultados del análisis cinemático lineal del transepto	77
Tabla 5.6. Resultados del análisis cinemático lineal del ábside.....	80
Tabla 5.7. Resultados del análisis cinemático lineal de irregularidades en altura	82
Tabla 6.1. Análisis cinemático no lineal del mecanismo de volteo simple de toda la fachada	85
Tabla 7.1 Resumen de resultados del análisis cinemático lineal y no lineal.	100

CAPÍTULO I: Aspectos Generales

1.1. Introducción

En los últimos años se han propuesto muchos modelos para el cálculo de la respuesta sísmica de los edificios de mampostería; ya que, estos tienen diferentes niveles de detalle y supuestos teóricos. La diversidad entre los supuestos teóricos es a menudo una consecuencia de la gran diversidad en características de la mampostería, como: el material, textura y detalles constructivos, que varían considerablemente (De Conti, 2013).

Por lo tanto, no se puede definir un modelo único de aplicabilidad absoluta y validez general. Sin embargo, es necesario identificar algunos elementos comunes entre todos los modelos, con el fin de evitar errores significativos en la predicción de la respuesta. De esta manera, pueden identificarse mecanismos de colapso ya definidos y aplicarlos para la evaluación de respuesta sísmica de estructuras de mampostería. Obteniendo así, la evaluación de seguridad de la estructura usando modelos numéricos simplificados.

1.2. Justificación

La catedral de Puno es un monumento histórico de la Ciudad de Puno construida entre los siglos XVII y XVIII, que realza la arquitectura colonial del centro histórico, ubicada en una zona de sismicidad media a alta según el mapa de peligro sísmico del Perú (NTE-0.30, 2016), por lo que la antigua Catedral es susceptible a sufrir un deterioro estructural importante. Sin embargo, en la región la evaluación sísmica de estas estructuras históricas es muy poco abordada.

Por otro lado, el impacto de la acción sísmica en estas estructuras históricas hizo que los investigadores prestaran más atención a los resultados de estas acciones sísmicas y cómo prevenir estos tipos de daños. Analizar el comportamiento de cómo ocurren estos fenómenos puede responder a las preguntas sobre cómo el daño podría ser prevenido. Estas ideas hicieron aportes al planteamiento de los mecanismos de colapso y junto con la sistematización de los posibles tipos de fallas con respecto a las acciones sísmicas, se hizo posible comprender el comportamiento casi real de las estructuras.

Con este conocimiento se podría ayudar en la prevención y mitigación de daños que pudiera producir las acciones sísmicas. Es por este motivo que se realiza una evaluación de mecanismos de colapso generados por acciones sísmicas en la catedral de Puno.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto es: realizar la evaluación de mecanismos de colapso generados por acciones sísmicas en estructuras de mampostería de piedra, como caso de estudio la Catedral de Puno.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar una investigación histórica para identificar y caracterizar las distintas fases de construcción y la geometría de la catedral de Puno.
- Identificar los mecanismos de colapso generados por acciones sísmicas más probables en la catedral de Puno.
- Evaluar el índice de vulnerabilidad global y local de la catedral de Puno.
- Evaluar la seguridad sísmica mediante análisis cinemático lineal.
- Evaluar la seguridad sísmica mediante análisis cinemático no lineal.

CAPÍTULO II: Estado del Arte

2.1. Estructuras en Monumentos Históricos

En el *International Council on Monuments and Sites* (ICOMOS, 1964), como resultado de diversos estudios en la restauración arquitectónica, se consensuó que los edificios históricos suelen distinguirse en monumentos que son construcciones que tienen un alto valor cultural por si solas donde el criterio de conservación es la preservación del inmueble.

Durante muchos siglos, la mampostería era el principal material de construcción en el mundo; debido a ello, muchos edificios existentes en Perú como en el resto del mundo son de mampostería sin reforzar, como los de culto y más generalmente aquellos históricamente monumentales.

Sin embargo, solo una pequeña fracción de estos edificios del pasado ha sobrevivido hasta nuestros días, y es necesario preservarlos cuidadosamente para permitir que las futuras generaciones sigan enriqueciéndose con la cultura que los han precedido.

Desde la antigüedad hasta el renacimiento, el diseño de estructuras de mampostería se basó esencialmente en el conocimiento empírico, el concepto de estabilidad se concibió como el equilibrio de las partes y en la teoría de las proporciones. Posteriormente G. Galilei demostró la inexactitud de esta teoría; dando paso a varios tratados concernientes a la construcción de edificios civiles y militares. En 1820, se sentó las bases de la teoría de la elasticidad, con estas contribuciones, el análisis estructural nació en poco tiempo. Sin embargo, el mundo de la construcción se fue limitando al uso de

materiales modernos y en la mampostería solo se han propuesto métodos, siempre de naturaleza empírica. (Francescon, 2013).

Solo a partir de mediados del siglo XX, debido a los eventos sísmicos que generaron una gran cantidad de daños en estructuras de mampostería, se dio énfasis en el estudio del análisis de estas estructuras y al desarrollo de teorías de cálculo. Se demostró que la mampostería ofrece una excelente resistencia a cargas verticales, sin embargo, ante cargas sísmicas carecen de resistencia, más aún cuando no existe conexiones apropiadas entre muros ortogonales y la respuesta sísmica ocurre por partes, este comportamiento individual hace que se desarrolle mecanismos fuera del plano, lo que hace que la respuesta global de la estructura sea la suma de la respuesta de las partes.

En las iglesias, a diferencia de los edificios ordinarios de mampostería, el termino no estructural no tiene sentido porque la estructura está constituida por muros estructurales que comprenden la fachada, muros laterales, o elementos como las columnas, bóvedas, cúpulas entre otros. (Lagomarsino S. , 2004).

2.2. Mecanismos de Colapso en Estructuras de Mampostería

La acción sísmica hace que el edificio se cargue por fuerzas horizontales, esto puede producir daños que se desarrollan hasta el colapso (Spina, 2005).

Según (Giuffré, 1993) los daños en las construcciones de mampostería debido a fuerzas sísmicas pueden clasificarse en dos categorías principales:

- Mecanismo fuera del plano, la mampostería se daña por los fenómenos de vuelco a causa de las acciones que actúan ortogonalmente a su plano, el colapso de la mampostería se debe a problemas de equilibrio, esto a su vez depende de la conexión que existe con los muros transversales. Este mecanismo puede provocar colapsos inesperados (Figura 2.1). De la misma forma también puede

darse el pandeo local de miembros comprimidos con expulsión de material en especial en muros construidos a doble cortina(Figura 2.2).

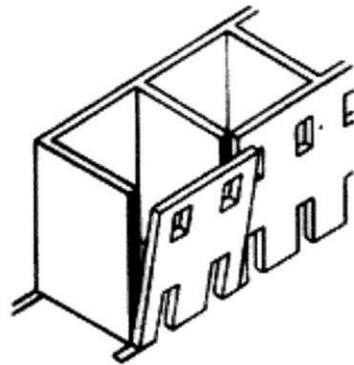


Figura 2.1. Mecanismo de colapso fuera del plano (Giuffré, 1993)

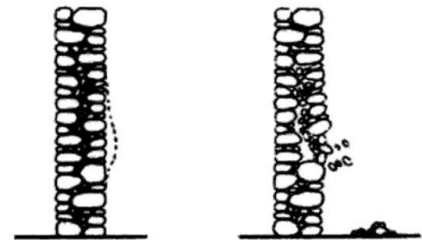


Figura 2.2. Pandeo de una capa de mampostería y expulsión de material (Giuffré, 1993)

- Mecanismo en el plano, con agrietamiento local, rotación general del muro o grietas que aparecen por todo el muro (Figura 2.3). En los mecanismos de colapso que se generan en el plano de la mampostería se puede observar tres tipos de falla como se observa en la (Figura 2.4), (a) falla por corte, (b) falla por deslizamiento y (c) fallas por flexión.

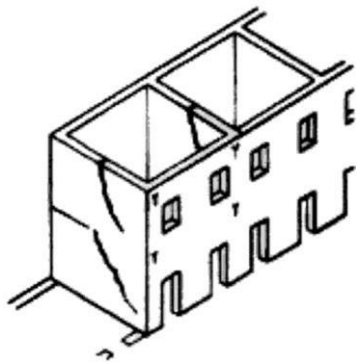


Figura 2.3. Mecanismo de colapso en el plano (Giuffré, 1993)

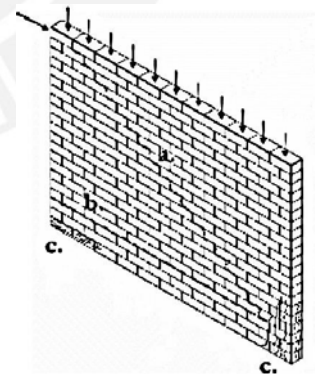


Figura 2.4. Modos de falla en el plano del muro (Restrepo, 2004)

El inicio de un mecanismo dado depende de muchos factores, como: la efectividad de la conexión entre los muros, unión de muros con los pisos, arreglo de la piedra y la calidad de los materiales.

En términos de resistencia a fuerzas sísmicas, los mecanismos fuera del plano se activan con aceleración del suelo generalmente muy bajos en relación a las necesarias para activar los mecanismos en el plano. Los valores de aceleración que conducen a la activación de mecanismo fuera del plano se pueden calcular de manera bastante simple mediante un análisis cinemático.

Por lo tanto, es necesario antes que nada evitar los mecanismos de fuera del plano y luego comprobar que los mecanismos en el plano no conduzcan al colapso de la estructura.

2.3. Métodos de Análisis

Los muros de los edificios antiguos de mampostería a menudo no tienen elementos de conexión adecuados, esto puede ocasionar no sólo el colapso fuera del plano de un muro individual, sino porciones más grandes del edificio. Por lo que es fundamental evaluar la seguridad del edificio mediante el análisis límite de equilibrio, considerando cuerpos rígidos no deformables, este análisis no depende de la capacidad de deformación de la estructura, sino por su geometría y por las restricciones (Circolare 2 febbraio, 2009).

2.3.1. Niveles de conocimiento y factores de confianza

Según la (Circolare N° 26, 2010), para el análisis de la estructura debe suponerse un factor de confianza de F_c , entre 1 y 1.35, planteada en la ecuación (2.1), este factor permite garantizar la fiabilidad del modelo de análisis estructural y es necesario tenerlo en cuenta en la evaluación de la seguridad sísmica.

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} \quad (2.1)$$

El factor de confianza se aplica en forma indistinta según los modelos de evaluación de seguridad sísmica, los que se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Modelos que consideran la deformabilidad, resistencia de materiales y elementos estructurales.
- Modelos que consideran el equilibrio límite de los diferentes elementos de la construcción, pensando que el material de mampostería es rígido y no tiene resistencia a la tracción.

En ambos casos, las definiciones del factor de confianza están asociados de acuerdo al nivel de conocimiento que se alcanza a la estructura en estudio, los mismos que están sujetos a factores de parciales de confianza F_{Ck} que están definidas en la Tabla 2.1

Tabla 2.1. Definiciones de niveles de detalle de investigación relacionados a factores parciales de confianza

Geometría	Identificación del proceso historio de la estructura	Propiedades mecánicas de los materiales	Terreno de fundación
Geometría completa $F_{C1}= 0.05$	Reconstrucción hipotética de las fases constructivas $F_{C2}= 0.12$	Parámetros mecánicos derivados de los datos ya disponibles $F_{C3}= 0.12$	Investigaciones limitadas sobre terreno - ausencia de datos geotécnicos $F_{C4}= 0.06$
Geometría con patrones de agrietamiento y deformaciones $F_{C1}= 0.00$	Reconstrucción parcial de las fases constructivas $F_{C2}= 0.06$	Investigaciones limitadas sobre los parámetros mecánicos de materiales $F_{C3}= 0.06$	Investigaciones limitadas sobre terreno - disponibilidad de datos geotécnicos $F_{C4}= 0.03$
	Reconstrucción completa de las fases constructivas $F_{C2}= 0.00$	Investigación extensa sobre los parámetros mecánicos de los materiales $F_{C3}= 0.00$	Investigaciones exhaustivas de terreno y fundaciones $F_{C4}= 0.00$

Fuente:(Circolare N° 26, 2010)

2.3.2. Niveles de evaluación de la seguridad sísmica

El (Circolare N° 26, 2010), define tres niveles para la evaluación de la seguridad sísmica:

- LV1: análisis cualitativo y evaluación con modelos mecánicos simplificados; la evaluación de la seguridad sísmica puede llevarse a cabo con referencia a métodos simplificados que, pueden estimar el índice de seguridad sísmica, un valor del índice de seguridad sísmica mayor a 1 indica que la estructura es adecuada para contrarrestar la acción sísmica.
- LV2: evaluación en macroelementos individuales; se define los macroelementos y los mecanismos de colapso locales que puedan activarse, es necesario considerar la presencia de estados de daños previos y el conocimiento sobre el comportamiento de estructuras similares. El análisis cinemático, lineal o no lineal, representa la herramienta en general más efectiva y fácil para esta evaluación.
- LV3: evaluación general de la respuesta sísmica del edificio; la verificación general de la respuesta sísmica del edificio no requiere necesariamente el uso de un modelo global de la construcción, es posible analizarlos mediante macroelementos, siempre que se evalúa la distribución de las acciones sísmicas entre los diferentes sistemas estructurales, debido a las diferentes rigideces y a las conexiones entre ellos; esta distribución también puede llevarse a cabo de manera aproximada, siempre que se garantice el equilibrio con respecto a la totalidad de las acciones horizontales.

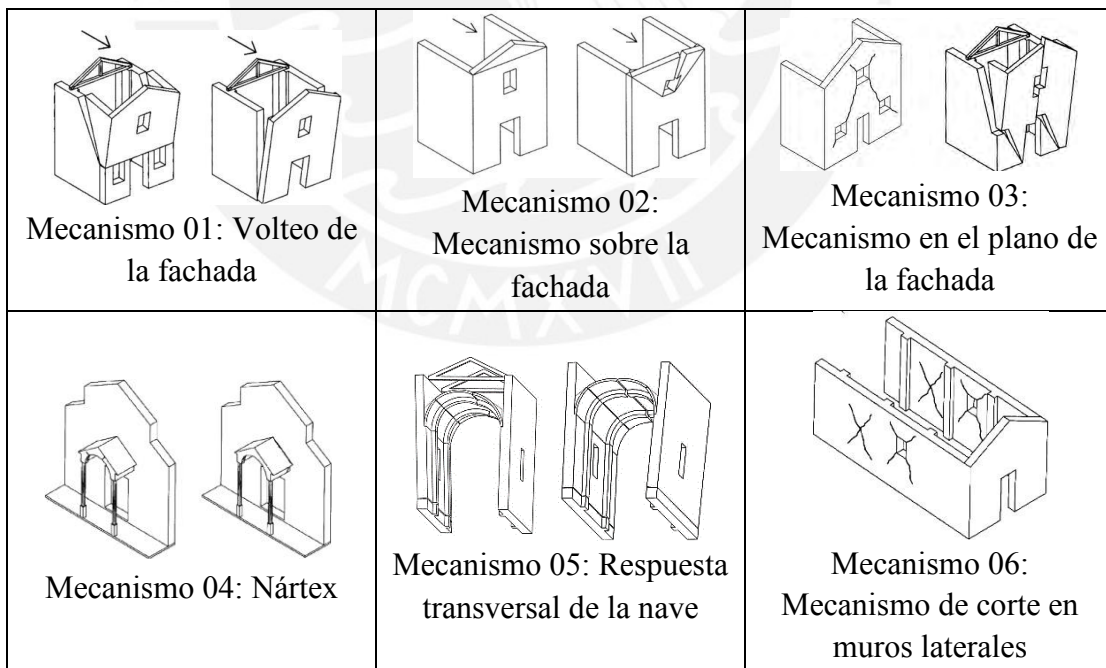
2.4. Mecanismos de Colapso en Iglesias y Estructuras Similares

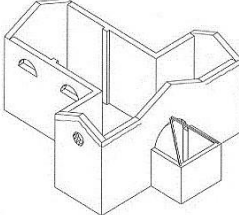
En base a una investigación en el comportamiento estructural de iglesias construidas a base de mampostería, se encontraron similitudes en el comportamiento sísmico en

varias regiones italianas, diversos investigadores establecieron una metodología para la evaluación de daños y la vulnerabilidad de las iglesias, basada en 18 posibles mecanismos de colapso asociados a macroelementos (Lagomarsino S. , 2004).

La (Circolare N° 26, 2010) propone 28 mecanismos de colapso, los mismos que fueron resultado de estudio en las principales iglesias tras eventos sísmicos en Italia, en base a que el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras se puede interpretar a través de macromodelos, caracterizado por una respuesta estructural independiente de la iglesia. En el macroelemento individual, es posible realizar un análisis estático, lineal o no lineal; sin embargo, también pueden desarrollarse métodos de análisis cinemático lineal o no lineal.

La Figura 2.5, muestra los 28 mecanismo de colapso en iglesias, propuesto por la (Circolare N° 26, 2010).



 <p>Mecanismo 07: Respuesta longitudinal de columnas en la nave de la iglesia</p>	 <p>Mecanismo 08: Boveda de la nave central</p>	 <p>Mecanismo 09: Bovedas de la naves laterales</p>
 <p>Mecanismo 10: Volteo de muros del extremo del transepto</p>	 <p>Mecanismo 11: Mecanismo de corte en los muros del transepto</p>	 <p>Mecanismo 12: Bóveda del transepto</p>
 <p>Mecanismo 13: Arco triunfal</p>	 <p>Mecanismo 14: Cúpula - tambor</p>	 <p>Mecanismo 15: Linterna</p>
 <p>Mecanismo 16: Volteo del ábside</p>	 <p>Mecanismo 17: Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside</p>	 <p>Mecanismo 18: Bóveda del presbiterio o del ábside</p>
 <p>Mecanismo 19: Mecanismos en los elementos de cubierta - muros laterales de la nave</p>	 <p>Mecanismo 20: Mecanismos en los elementos de cubierta - transepto</p>	 <p>Mecanismo 21: Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio</p>

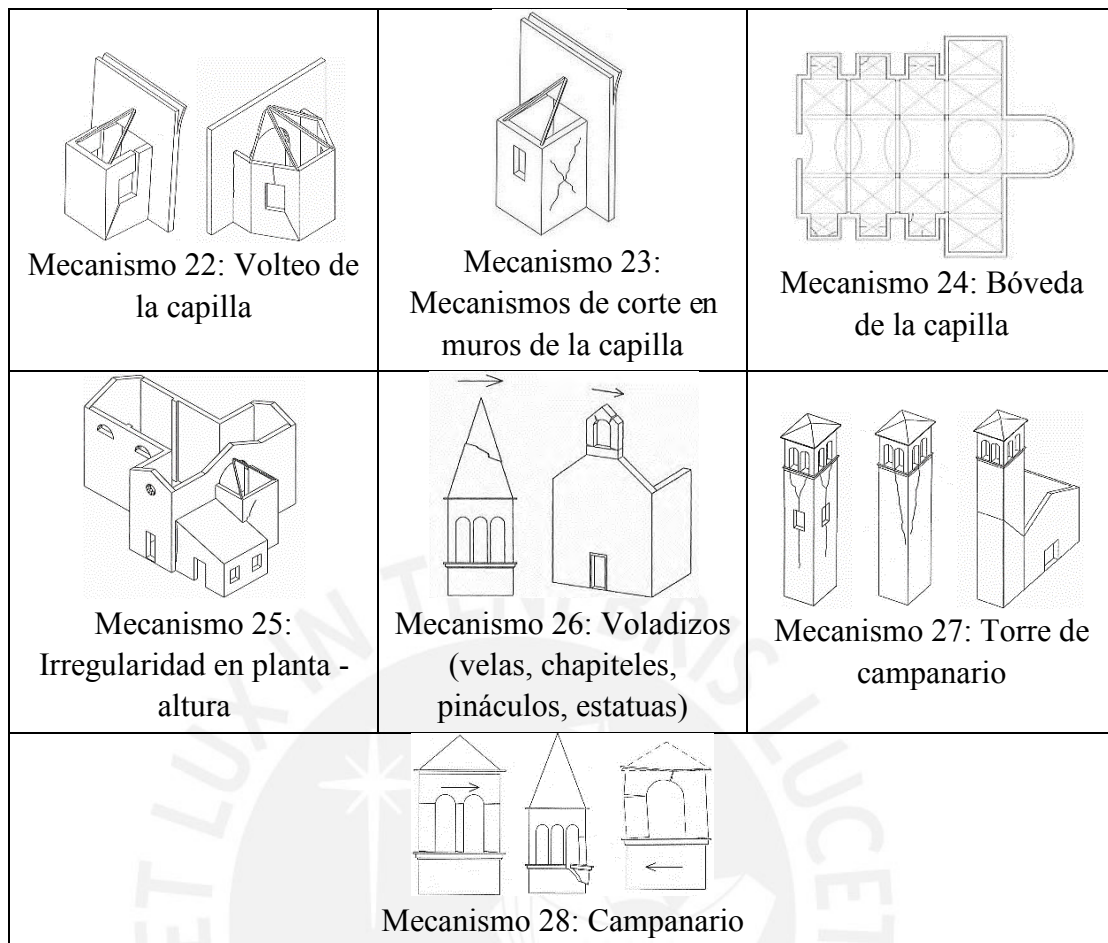


Figura 2.5. Mecanismos de colapso en iglesias (Circolare N° 26, 2010)

2.4.1. Estimación del índice vulnerabilidad sísmica

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificios históricos a nivel urbano, deben tomarse en cuenta un gran número de edificios y una gran cantidad de datos, lo que conlleva al análisis de una gran cantidad de datos, en consecuencia, los modelos de la evaluación de la vulnerabilidad deben ser bastante simples, en este caso se utilizan tres métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (Barbat, 2010):

- Matrices de probabilidad de daño, que expresan, en forma discreta, la probabilidad condicional $P[D = j | i]$ para obtener un nivel de daño j , debido a un terremoto de intensidad i .

- Funciones de vulnerabilidad, que son relaciones que expresan el daño en forma continua, como una función de parámetros que describen el tamaño del terremoto y el índice de vulnerabilidad.
- Curvas de fragilidad, que expresan la probabilidad de que un daño global esperado d de una estructura sea igual o superior a un determinado estado de daño d_s , en función de un parámetro que cuantifica la gravedad de la acción sísmica.

La metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos se deriva esencialmente de un examen crítico; originalmente introducido por (Benedetti, 1984), que propone la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios. Los resultados obtenidos con este rápido análisis permiten, en particular, hacer una clasificación del patrimonio según una escala de vulnerabilidad relativa en función a diez parámetros representativos de las características geométricas y mecánicas del edificio.

En función a estos tres modelos de análisis de la vulnerabilidad sísmica se puede resaltar los basados en matrices de probabilidad de daño y funciones de vulnerabilidad, sobre los cuales se propusieron diversos modelos de análisis de la vulnerabilidad sísmica, por ejemplo (Lagomarsino S. , 2004) y (Brando, 2017) .

En base a una gran cantidad de datos recopilados en iglesias, y a través del procesamiento estadístico, se estableció una metodología que hace una relación entre la acción sísmica y el daño, según un parámetro de vulnerabilidad de la iglesia. Este enfoque puede ser considerada correcta si se dirige a un análisis territorial, con el fin de establecer una lista de prioridades y planificar las mejores evaluaciones más extensas y dirigir hacia intervenciones preventivas, esta metodología es propuesta por la (Circolare N° 26, 2010).

La (Circolare N° 26, 2010) propone la metodología de 28 mecanismos de daño, que están asociada a diversos macroelementos que están presentes en las iglesias; el comportamiento sísmico de la estructura está representado por un índice de vulnerabilidad definido en la ecuación (2.2), el mismo que varía de 0 a 1, y se define como un promedio ponderado del comportamiento de los distintos macroelementos de la iglesia. Para el cálculo de este índice se identifican y consideran indicadores de vulnerabilidad y resguardo sísmico los mismos que se adjuntan en el anexo 1.

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} \quad (2.2)$$

Donde, v_{ki} y v_{kp} son, respectivamente, la puntuación obtenida de la encuesta de indicadores de vulnerabilidad y resguardo sísmico (véase la Tabla 2.2); y ρ_k es el peso atribuido al mecanismo (0 para los mecanismos que no son identificados en la iglesia, y debido a la importancia del macroelemento se le asigna valores que pueden variar de 0.5 a 1; en particular para los mecanismos 4 y 15 se asigna el valor de 0.5, y de 0.5 a 1 para los mecanismos 10, 11, 12, 18, 20, 22, 23, 24, 25 y 26).

Tabla 2.2. Evaluación del puntaje de vulnerabilidad para cada mecanismo de daño

Número de indicadores de vulnerabilidad o resguardo sísmico	Puntuación de eficacia	v_k
Al menos 1	3	3
Al menos 2	2	
1	2	2
Al menos 2	1	
1	1	1
Ninguno	0	0

Fuente: (Circolare N° 26, 2010)

A cada uno de indicadores descritos en el anexo 1, se les asigna una puntuación según la severidad o efectividad que está comprendida de 0 a 3, el mismo que es asignado de acuerdo a un juicio experto tomando en consideración, por ejemplo, en el caso de resguardo sísmico se consideraría valores de 0: ineficaz; 1: poco efectiva, 2: buena, 3: muy efectiva. Para ello existe una ficha de evaluación propuesta por (Lagomarsino S. , 2004), que combina los indicadores de daño y de vulnerabilidad (véase la Figura 2.6).

19 – MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA			
Presenza del macroelemento in relazione al meccanismo:		Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>	Punta di danno massimo (da 0 a 5): _____
Vulnerabilità	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	<i>Presidi antisismici</i>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, c.a. sottili)
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di collegamento puntuale delle travi alla muratura
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Si <input type="checkbox"/>	No <input type="checkbox"/>	<i>Indicatori di vulnerabilità</i>
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di copertura staticamente spingente
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Danno	attuale	Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse – Sconnessioni tra i cordoli e muratura – Movimenti significativi del manto – Sconnessioni e movimenti tra gli elementi di orditura principale	
	vecchio	Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse – Sconnessioni tra i cordoli e muratura – Movimenti significativi del manto – Sconnessioni e movimenti tra gli elementi di orditura principale	

Figura 2.6. Ficha de evaluación del mecanismo de colapso.
(Lagomarsino S. , 2004)

Si se deseara calcular los valores de aceleración del suelo que correspondan a estados límites de daño, sería a partir del análisis estadístico de daños ocurridos en eventos sísmicos. Esta evaluación sería a través de distribuciones probabilísticas asociadas a diferentes intensidades sísmicas lo que también se conoce como matrices de probabilidad de daño el mismo que no contamos para la zona de estudio. Sin embargo, para el presente estudio solo se tomarán en cuenta los mecanismos que tienen mayor índice de vulnerabilidad y con ellos se procederá a realizar un análisis numérico más detallado mediante análisis cinemático.

2.5. Análisis Cinemático de Bloques Rígidos

Según (Giuffré, 1993), la evidencia post-sísmica de los edificios de mampostería existentes experimentan colapsos parciales, por lo general para equilibrar la pérdida de

porciones de pared. Sin embargo, para que esto suceda se requiere que la mampostería tenga un comportamiento de naturaleza monolítica. Si se garantiza lo anterior es posible usar métodos simplificados para su análisis.

Para el análisis cinemático, se considera que las estructuras de mampostería están constituidas por cuerpos rígidos para garantizar la hipótesis de macroelementos no deformables. El análisis tiene como objetivo evaluar las condiciones límite de equilibrio de los macroelementos; la resistencia a la tracción de la mampostería se desprecia, y en muchos casos también la resistencia a la compresión y cortante (Beolchini, 2007).

Si consideramos un análisis cinemático a un cuerpo rígido con un peso determinado, sometido a una carga lateral, hasta el punto en que inicie su rotación respecto a un punto, la carga lateral aplicada la definimos como una porción del peso del cuerpo rígido, a esa porción que es un número adimensional se define como multiplicador de cargas horizontales o multiplicador de colapso (α_0), este multiplicador asocia el estado límite de daños mediante la activación del mecanismo de colapso (Beolchini, 2007).

El multiplicador de fuerza lateral (α_0), involucra algunas características físicas del cuerpo a analizar, como: los pesos de los bloques, que se aplican en su baricentro; las cargas verticales que se aplican al cuerpo; un sistema de fuerzas externas e internas asociadas al cuerpo rígido. Se obtiene mediante el principio de trabajo virtual como en la ecuación (2.3), de acuerdo con el teorema del análisis límite (Criber, 2015).

$$\alpha_0 \left[\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{f^*} \quad (2.3)$$

En la ecuación (2.3), n es el número de bloques rígidos; m es el número de fuerzas no aplicadas directamente en los bloques, que debido a la acción sísmica, generan fuerzas horizontales sobre los elementos de la cadena cinemática, ya que no se transmiten efectivamente a otras partes del edificio; o es el número de fuerzas externas, no

asociadas con masas, aplicadas a los diferentes bloques; P_i es la fuerza de peso aplicada al bloque; P_j es la fuerza de peso no aplicada directamente a los bloques; $\delta_{x,i}$ es el desplazamiento virtual horizontal; $\delta_{y,i}$ es el desplazamiento virtual vertical; $\delta_{x,j}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto de aplicación del j -ésimo peso P_j ; F_H es la fuerza externa; δ_h es el desplazamiento virtual del punto de aplicación de la fuerza externa h -ésima; L_{fi} es el trabajo de posibles fuerzas internas, que para fines prácticos se considera nula.

El multiplicador de fuerzas laterales fue estudiado por diversos investigadores, y modificándose debido a las condiciones de contorno existentes, por ejemplo, (De Felice, 1999) propuso tres posibles mecanismos fuera del plano y estimaba para cada mecanismo un multiplicador de colapso. Por otro lado (D'Ayala D. , 2003) propuso una colección completa de mecanismos fuera del plano y de la misma forma desarrollaron un conjunto de ecuaciones para estimar el multiplicador de colapso estático, incluyendo en la formulación el efecto de las fuerzas de fricción y la posibilidad de tener mecanismos de falla de varios pisos. (Restrepo, 2004) en base a los mecanismos propuestos ya existentes, desarrollo pruebas experimentales, y planteo algunas modificaciones a las ecuaciones de multiplicador de colapso planteadas por D'Ayala. A continuación, se expondrá algunos fundamentos básicos del análisis cinemático, para el análisis de cuerpos rígidos, se tomara como referencia a (Beolchini, 2007), el mismo que desarrollo algunos conceptos sobre el análisis cinemático aplicado al análisis estructural de edificios de mampostería.

2.5.1. Cinemática del cuerpo rígido

La posición de un punto P lo podemos representar a través de un vector en el espacio tridimensional cuyos ejes coordenados que inician en O (Figura 2.7). Si el punto P sufre un desplazamiento en el espacio hasta P' , este desplazamiento está

definido por la diferencia de los vectores final $P' - O$, e inicial $P - O$ (Figura 2.8).

Además, u, v, w , indican las componentes de desplazamiento en la dirección

x, y, z , respectivamente (ecuación (2.4)).

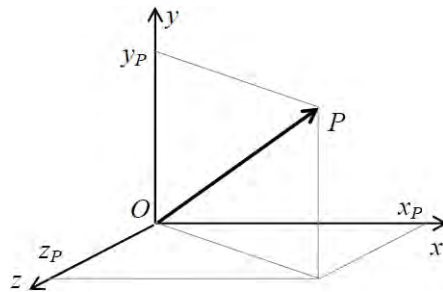


Figura 2.7. Posición de un punto en el espacio
(Beolchini, 2007)

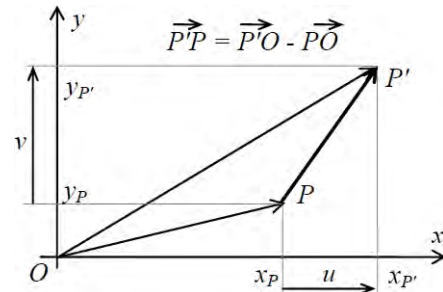


Figura 2.8. Movimiento de un punto en el plano
(Beolchini, 2007)

$$u = x_{P'} - x_P; v = y_{P'} - y_P; w = z_{P'} - z_P \quad (2.4)$$

Si P y Q , son dos puntos en el espacio la distancia entre estos dos puntos está definida por la ecuación (2.5)

$$d = \sqrt{(x_P - x_Q)^2 + (y_P - y_Q)^2 + (z_P - z_Q)^2} \quad (2.5)$$

Si d , no varía en ningún punto de un elemento, entonces puede definirse como cuerpo rígido.

Si consideramos un cuerpo rígido, que se encuentra en la posición C y se mueve a la posición C' tal como la Figura 2.9, y consideramos un punto de referencia inicial O_{xy} , podemos definir en un vector \mathbf{q} en coordenadas lagrangianas la posición final mediante los tres parámetros de movimiento como se define en la ecuación (2.6); donde, u_0, v_0 son los desplazamientos desde el punto O y ϑ la rotación alrededor de un eje ortogonal al plano x, y .

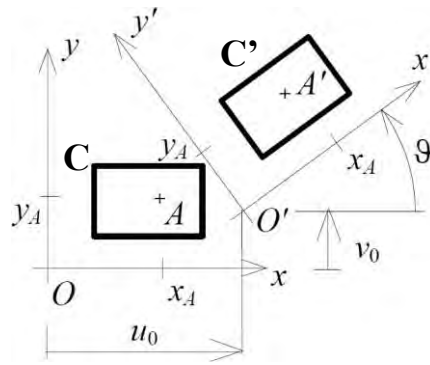


Figura 2.9. Configuración variable de un cuerpo rígido en el plano (Beolchini, 2007)

$$\mathbf{q} = \{u_0 \quad v_0 \quad \vartheta\}^T \quad (2.6)$$

Si se considera un cuerpo rígido en el espacio, las coordenadas de Lagrange definidas en la ecuación (2.6), pueden escribirse en forma más general con seis componentes, tres correspondientes a desplazamiento y los otros tres de rotación como en la ecuación.

$$\mathbf{q} = \{u_0 \quad v_0 \quad w_0 \quad \vartheta_x \quad \vartheta_y \quad \vartheta_z\}^T \quad (2.7)$$

El paso de C a C' del bloque de la Figura 2.9 puede realizarse en dos fases, la primera de solo desplazamientos, y la segunda de una rotación. En la primera fase se tiene un desplazamiento $S_0 = A'' - A$ (véase la Figura 2.10) y $S_r = \overline{A} - A''$ debido a la rotación alrededor del eje O' (véase la Figura 2.11 y Figura 2.12). Se observa que el desplazamiento final debido a la rotación no coincide con la trayectoria definida por el arco $\overline{A}A''$ (véase la Figura 2.13).

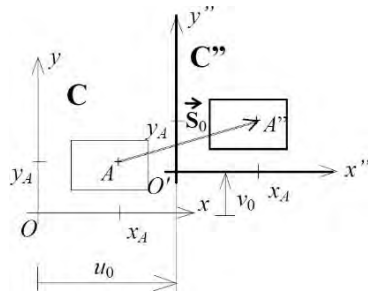


Figura 2.10. Fase de desplazamiento de un cuerpo rígido (Beolchini, 2007)

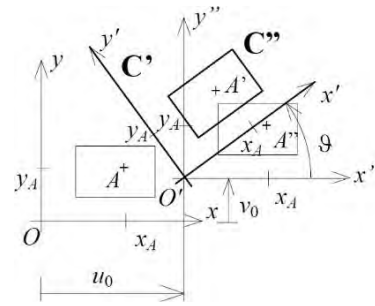


Figura 2.11. Fase de rotación de un cuerpo rígido (Beolchini, 2007)

Si suponemos que el desplazamiento debido a la rotación es lo suficientemente pequeño, en la mecánica es posible aproximar la trayectoria con su propia tangente (véase la ecuación (2.8)). Lo que generalmente se conoce como desplazamientos infinitesimales.

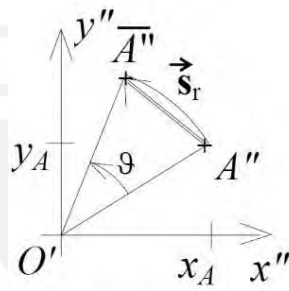


Figura 2.12. Rotación del cuerpo rígido alrededor del eje O'. (Beolchini, 2007)

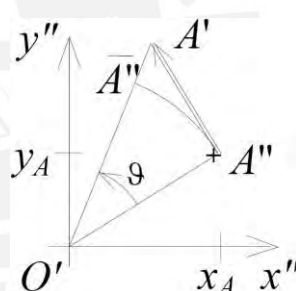


Figura 2.13. Trayectoria de rotación del cuerpo rígido. (Beolchini, 2007)

En consecuencia podemos deducir que el desplazamiento del bloque rígido se define por el vector $A' - A''$ ortogonal a la línea $A'' - O'$ (véase la Figura 2.14).

$$|A''A'| = O'A'' \operatorname{tg} \vartheta \cong O'A'' \vartheta \tag{2.8}$$

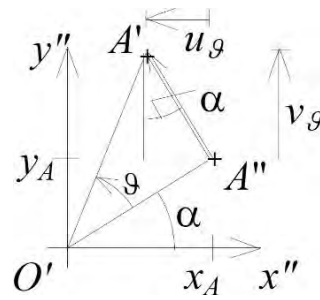


Figura 2.14. Desplazamiento infinitesimal del bloque rígido.
(Beolchini, 2007)

Por lo tanto, los componentes del desplazamiento $A' - A''$ se muestran en las ecuaciones (2.9). Entonces si la posición C' es infinitamente próxima a la posición de referencia, el desplazamiento del punto A se define por las ecuaciones (2.10).

$$\begin{aligned} u_{A,\theta} &= -O'A'' \theta \sin \alpha = -y_A \theta \\ v_{A,\theta} &= O'A'' \theta \cos \alpha = x_A \theta \end{aligned} \quad (2.9)$$

$$\begin{aligned} u_A &= u_0 - y_A \theta \\ v_A &= v_0 + x_A \theta \end{aligned} \quad (2.10)$$

Por conveniencia de cálculo, las ecuaciones anteriores serán definidas en forma matricial, tomando como datos base lo definido en (2.11), con ello las ecuaciones (2.10) serán escritas matricialmente como la ecuación (2.12).

$$\mathbf{S}_A = \begin{Bmatrix} u_A \\ v_A \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{S}_0 = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{T} = \begin{Bmatrix} -y_A \\ x_A \end{Bmatrix}; \quad \bar{\theta} = \{\theta\} \quad (2.11)$$

$$\mathbf{S}_A = \begin{Bmatrix} u_A \\ v_A \end{Bmatrix} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{T}\bar{\theta} = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -y_A \\ x_A \end{Bmatrix} \{\theta\} \quad (2.12)$$

Si el análisis fuera en forma tridimensional, y respecto a cualquier punto, omitiendo de esta forma el subíndice A , la ecuación matricial sería definida mediante la ecuación (2.13).

$$\mathbf{S} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{T}\bar{\vartheta} = \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \end{Bmatrix} + \begin{vmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & x \\ y & -x & 0 \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \vartheta_x \\ \vartheta_y \\ \vartheta_z \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

En el caso que el centro de rotación Ω no coincide con O tal como se muestra en la Figura 2.15, la matriz geométrica T , se convierte en la ecuación (2.14). De esta forma con la adopción de desplazamientos infinitesimales podemos simplificar la complejidad de los problemas.

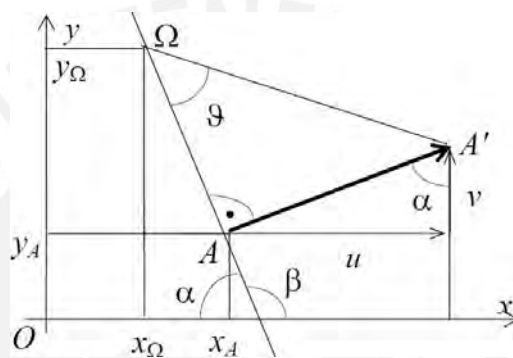


Figura 2.15. Rotación alrededor de un punto genérico Ω .
(Beolchini, 2007)

$$\mathbf{T} = \begin{vmatrix} 0 & z - z_{\Omega} & -(y - y_{\Omega}) \\ -(z - z_{\Omega}) & 0 & x - x_{\Omega} \\ y - y_{\Omega} & -(x - x_{\Omega}) & 0 \end{vmatrix} \quad (2.14)$$

A modo de aplicar sobre lo expuesto hasta ahora, consideraremos un muro con peso W aplicado en su baricentro G , además actúa una fuerza vertical P_s y otra horizontal F_H como se muestra en la Figura 2.16

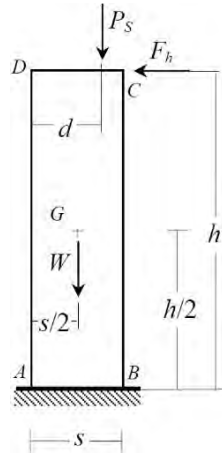


Figura 2.16. Geometría y cargas aplicadas en un muro simple (Beolchini, 2007)

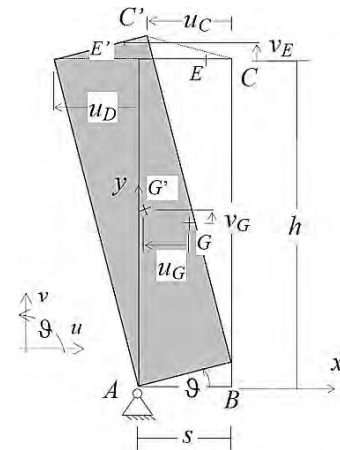


Figura 2.17. Mecanismo de volteo de un muro simple (Beolchini, 2007)

Al muro de la Figura 2.16, le asignamos una rotación ϑ en el punto A tal como se observa en la Figura 2.17, posterior a ello obtenemos los desplazamientos virtuales de los puntos donde son aplicadas las fuerzas, representados por la ecuación (2.15). Si consideramos la aplicación de la ecuación (2.3), los desplazamientos y sus fuerzas correspondientes son representadas en la ecuación (2.16).

$$\mathbf{S}_G = \begin{Bmatrix} u_G \\ v_G \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h/2 \\ s/2 \end{Bmatrix} \vartheta; \quad \mathbf{S}_C = \begin{Bmatrix} u_C \\ v_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ s \end{Bmatrix} \vartheta; \quad \mathbf{S}_E = \begin{Bmatrix} u_E \\ v_E \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -h \\ d \end{Bmatrix} \vartheta \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} W; & \quad \delta_{x,1} = -u_G = (h/2)\vartheta; & \quad \delta_{y,1} = v_G = (s/2)\vartheta \\ P_s; & \quad \delta_{x,2} = -u_E = h\vartheta; & \quad \delta_{y,2} = v_E = d\vartheta \\ F_h; & \quad \delta_h = u_C = -h\vartheta \end{aligned} \quad (2.16)$$

La ecuación (2.17) representa la obtenida del análisis por trabajo virtual del sistema; reemplazando (2.16) en (2.17) obtenemos (2.18).

$$\alpha_0 (W \delta_{x,1} + P_s \delta_{x,2}) - (W \delta_{y,1} + P_s \delta_{y,2}) - F_h \delta_h = 0 \quad (2.17)$$

$$\alpha_0 [W(h/2)\vartheta + P_s h\vartheta] - [W(s/2)\vartheta + P_s d\vartheta] + F_h h\vartheta = 0 \quad (2.18)$$

Finalmente (2.19) representa el multiplicador de fuerza lateral (α_0).

$$\alpha_0 = \frac{[W(s/2) + P_s d] - F_h h}{W(h/2) + P_s h} \quad (2.19)$$

Se puede observar que el multiplicador de fuerza lateral (α_0) es independiente de la rotación ϑ ; y al simplificar la rotación ϑ de (2.18), tenemos una ecuación de equilibrio de rotación alrededor de A como se observa en la ecuación (2.20), y también puede ser representado mediante la Figura 2.18

$$\alpha_0[W(h/2) + P_s h] - [W(s/2) + P_s d] + F_h h = 0 \quad (2.20)$$

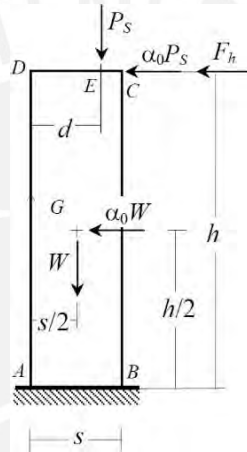


Figura 2.18. Multiplicador de fuerza lateral de un muro simple.
(Beolchini, 2007)

De (2.20) podemos definir el momento de vuelco M_R y el momento estabilizante M_S , para condiciones de equilibrio límite tal como se describe en (2.21); de esta forma podemos deducir el multiplicador de fuerzas laterales, sin necesidad de hacer cálculos por desplazamientos virtuales.

$$M_R = \alpha_0[W(h/2) + P_s h] + F_h h; \quad M_S = [W(s/2) + P_s d] \quad (2.21)$$

2.6. Análisis Cinemático Lineal de Mecanismos de Colapso Fuera del Plano

Los casos más frecuentes de mecanismos de colapso fuera del plano en edificios descritas por (Beolchini, 2007) y (Milano, 2009); son volteo simple, rotación compuesta, flexión vertical y flexión horizontal.

(Milano, 2009) describe la formulación analítica del multiplicador de fuerzas horizontales como resultado del problema cinemático relacionado de los principales mecanismos de colapso fuera del plano. y para una lectura más fácil de las formulas, a continuación, se resumen los símbolos utilizados con las solicitaciones que les corresponde:

- α es el multiplicador de cargas horizontales;
- n es el número de pisos afectados por la cinemática;
- W_i es el peso del muro en el piso i -ésimo;
- W_{oi} es el peso de la porción de la cuña que separa el piso i -ésimo;
- F_{Vi} es la componente vertical del empuje de arcos o bóvedas en el muro;
- F_{Hi} es la componente horizontal del empuje de arcos o bóvedas en el muro;
- P_{Si} es el peso de la losa que actúa sobre el muro;
- P_{SOi} es el peso de la losa que actúa sobre la porción de cuña del muro;
- P_{Vij} representa la carga vertical i -ésima transmitida a parte superior del j -ésimo macroelemento;
- P es la carga transmitida por la acción vertical del apoyo del techo en esquina;
- N es la carga vertical en la parte superior del macroelemento;
- H representa el valor máximo de la reacción por el muro lateral;
- P_H representa el empuje estático transmitido por la cubierta;
- P_{Hij} es el i -ésimo componente de empuje estático transmitido desde la cubierta superior al cuerpo j -ésimo;
- T_i representa la acción de los tirantes presentes;
- s_i es el espesor del muro en el piso i -ésimo;
- h_i es la altura del i -ésimo macroelemento

- h_{pi} es el brazo vertical desde desde el piso al muro en el piso i -ésimo;
- L_i es la longitud del macroelemento
- x_{Gi} es el brazo horizontal al baricentro del macromodelo
- y_{Gi} es el brazo vertical al baricentro del macromodelo
- x_{GOi} es el brazo horizontal al baricentro de la cuña del muro.
- y_{GOi} es el brazo vertical al baricentro de la cuña del muro.
- d es el brazo horizontal de la carga vertical transmitida a la cabeza del macroelemento;
- d_i es el brazo horizontal de la carga transmitida por las losas;
- d_{ij} es el brazo horizontal de la carga vertical i -ésima aplicada a la parte superior del cuerpo j -ésimo;
- d_{oi} es el brazo horizontal de la carga transmitida en la cuña del muro;
- a_i es el brazo horizontal de la carga transmitida desde el piso de la pared al piso i -ésimo;
- h_{Vi} es el brazo vertical del empuje de arcos o bóvedas;
- d_{Vi} es el brazo horizontal de las acciones transmitidas por arcos o bóvedas.

2.6.1. Mecanismo de volteo simple

Este mecanismo se manifiesta a través de la rotación rígida de muros por acciones fuera del plano; en el caso más sencillo tenemos un muro monolítico de un solo nivel o un muro que se ubica en el último nivel, como se observa en la Figura 2.20, el multiplicador de colapso para este caso está definido por (2.22).

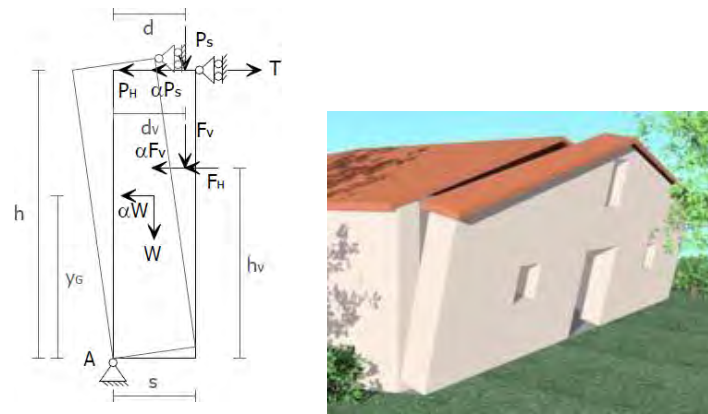


Figura 2.19. Mecanismo de volteo simple de un muro de un nivel.
(Milano, 2009)

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h} \quad (2.22)$$

En el caso de que el mecanismo se active en un muro que comprende varias plantas como en la Figura 2.20 y generalmente cuando las losas de piso están simplemente apoyadas y el edificio no tiene dispositivos capaces de contrarrestar la rotación fuera del plano del muro, el multiplicador de colapso también es definido en (2.23).

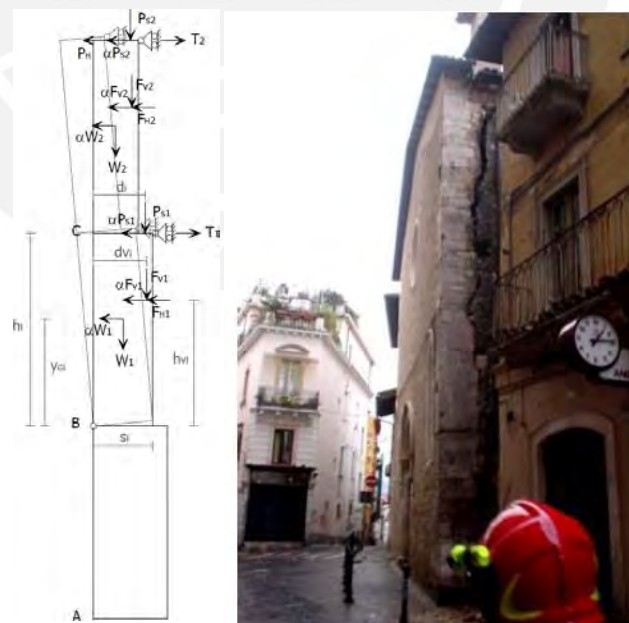


Figura 2.20. Mecanismo de volteo simple de un muro de varios niveles.
(Milano, 2009)

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i} \quad (2.23)$$

En la construcción antigua es muy común que los muros hayan sido construidos a doble cortina, debido a los grandes espesores de los muros, esto hace que los muros cortina tengan comportamientos independientes como se observa en la Figura 2.21 y el multiplicador de colapso es definido por (2.24).

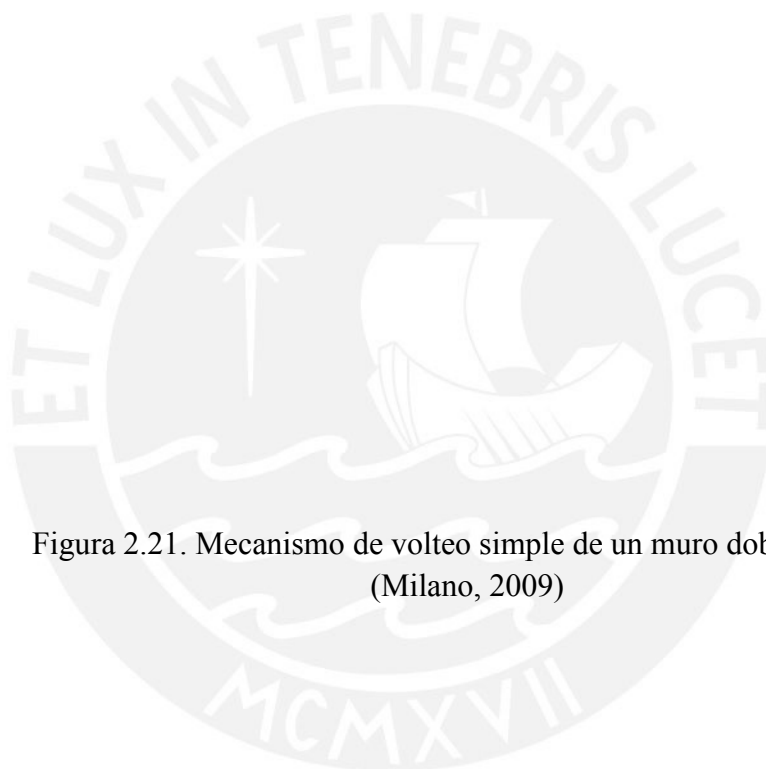


Figura 2.21. Mecanismo de volteo simple de un muro doble cortina.
(Milano, 2009)

(2.24)

En general, para el análisis de un muro debe considerarse todos los mecanismos que puedan existir, y de la comparación entre los valores del multiplicador de fuerzas laterales α_0 debe escogerse el menor, debido a que este mecanismo se activara con una fuerza lateral mucho menor que en los otros casos.

2.6.2. Mecanismo de rotación compuesta

El mecanismo de rotación compuesta ocurre cuando debido a una fuerza lateral al rotar los muros arrastran porciones de mampostería que corresponde a los muros

laterales, estos ocurren cuando se tiene la presencia de una buena sujeción de las paredes ortogonales involucrados.

En un primer caso de tiene una rotación compuesta formado por una cuña diagonal de un muro de un piso o solo al último nivel del edificio como se observa en la Figura 2.22, y su multiplicador de colapso está definida en (2.25).

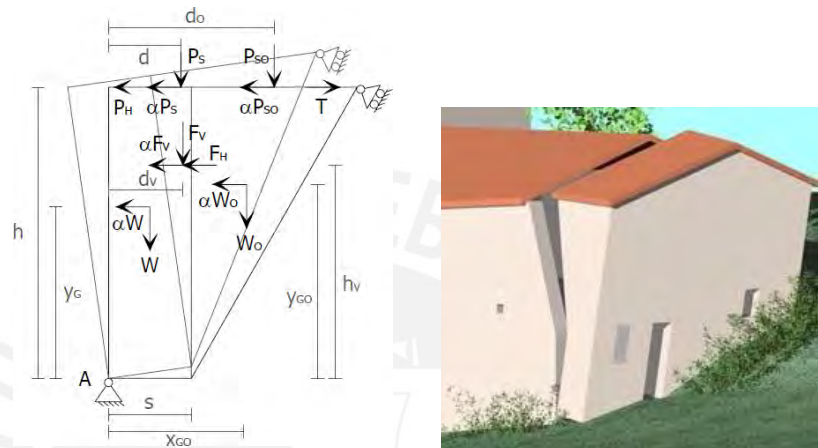


Figura 2.22. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal a un muro de un piso.
(Milano, 2009)

$$\alpha = \frac{W \frac{s}{2} + F_v d_v + W_o x_{GO} + P_s d + P_{SO} d_o + T h - F_H h_v - P_H h}{W y_G + W_o y_{GO} + F_v h_v + P_s h + P_{SO} h} \quad (2.25)$$

Este mecanismo también puede evidenciarse tras la rotación rígida de toda la fachada o porciones de esta, si cuenta con varios niveles arrastrando consigo una cuña lateral de los muros laterales como se muestra en la Figura 2.23, y (2.26) representa su multiplicador de colapso correspondiente.

Figura 2.23. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal a un muro de varios pisos.
(Milano, 2009)

(2.26)

Semejante a los mecanismos de colapso compuestos a una cuña diagonal, debido a las restricciones puede generarse la activación del mecanismo de doble cuña diagonal, como se muestra en la Figura 2.24 se trata de un mecanismo correspondiente a un tramo de un muro, y (2.27) representa el multiplicador de fuerzas horizontales.

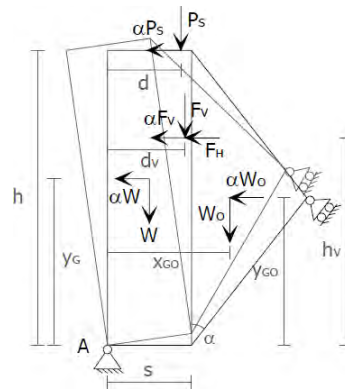


Figura 2.24. Mecanismo de rotación compuesto formado por una cuña diagonal doble a un muro de un piso.
(Beolchini, 2007)

$$\alpha = \frac{W \frac{s}{2} + F_v d_v + W_o x_{Go} + P_s d - F_H h_v}{W y_G + W_o y_{Go} + F_v h_v + P_s h} \quad (2.27)$$

El mecanismo de rotación compuesto formado por una cuña diagonal doble puede también presentarse en fachadas enteras o porciones de la misma, puede ser representado por la Figura 2.25. Este mecanismo generalmente se relaciona con la presencia de losas rígidas, que no están efectivamente ancladas a la mampostería subyacente. El multiplicador de fuerzas laterales puede ser calculado mediante (2.28).

Otro mecanismo característico es debido a la rotación rígida de una cuña en una esquina como se muestra en la Figura 2.26. Los mecanismos de este tipo son frecuentes en edificios que tienen empujes concentrados en las esquinas debido a las cargas transmitidas por los techos. El multiplicador de fuerzas laterales puede obtenerse con (2.29).

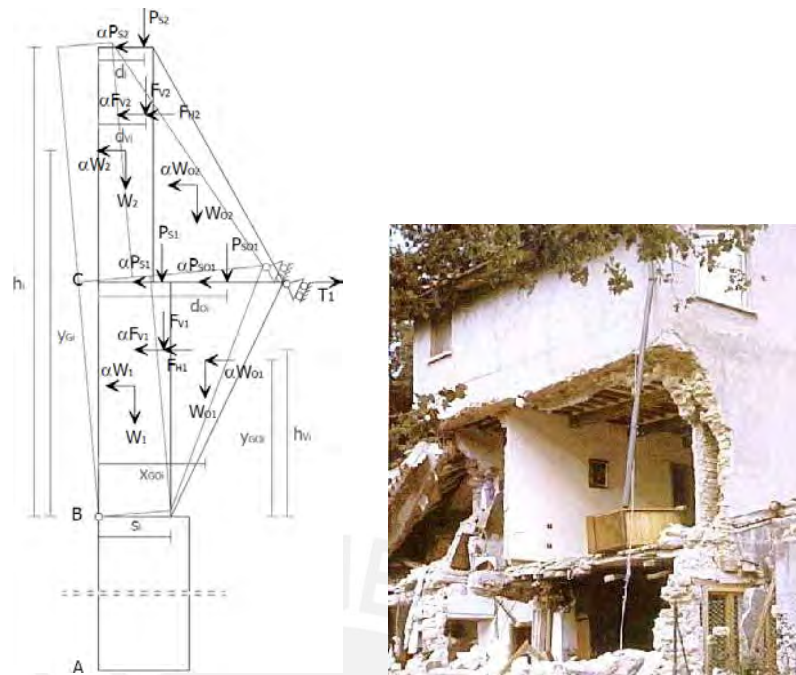


Figura 2.25. Mecanismo de rotación compuesta formado por una cuña diagonal doble a un muro de varios pisos.
(Milano, 2009)

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i} \quad (2.28)$$

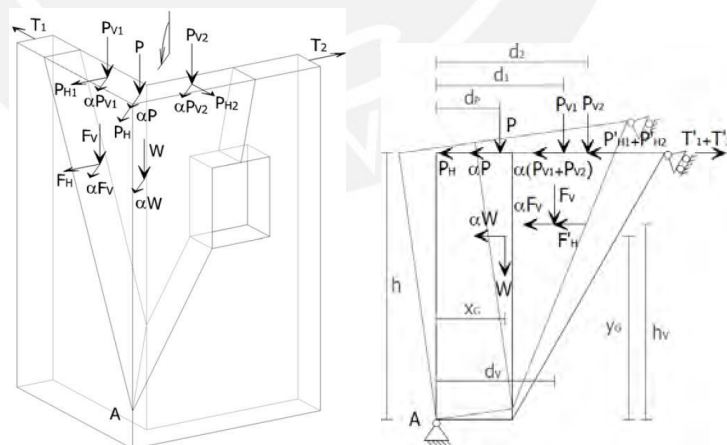


Figura 2.26. Mecanismo compuesto de volteo de esquina.
(Milano, 2009)

$$\alpha = \frac{W x_G + F_v d_v + P d_p + P_{v1} d_1 + P_{v2} d_2 + (T_1 + T_2) h - F'_H h_v - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h}{W y_G + F_v h_v + (P + P_{v1} + P_{v2}) h} \quad (2.29)$$

2.6.3. Mecanismo de flexión vertical

En los muros de un solo piso o cuando solo es afectado un solo piso, es debido a las restricciones horizontales que existen en cada nivel, lo que genera que en cada nivel el muro se retiene en los extremos. Este análisis debe realizarse en forma independiente para todos los pisos del edificio al que se puede aplicar el esquema de cálculo mostrado en la Figura 2.27.

Si el punto de rotación coincide con el punto de aplicación de fuerzas de bóvedas y arcos, el multiplicador de colapso puede ser obtenido mediante (2.30).

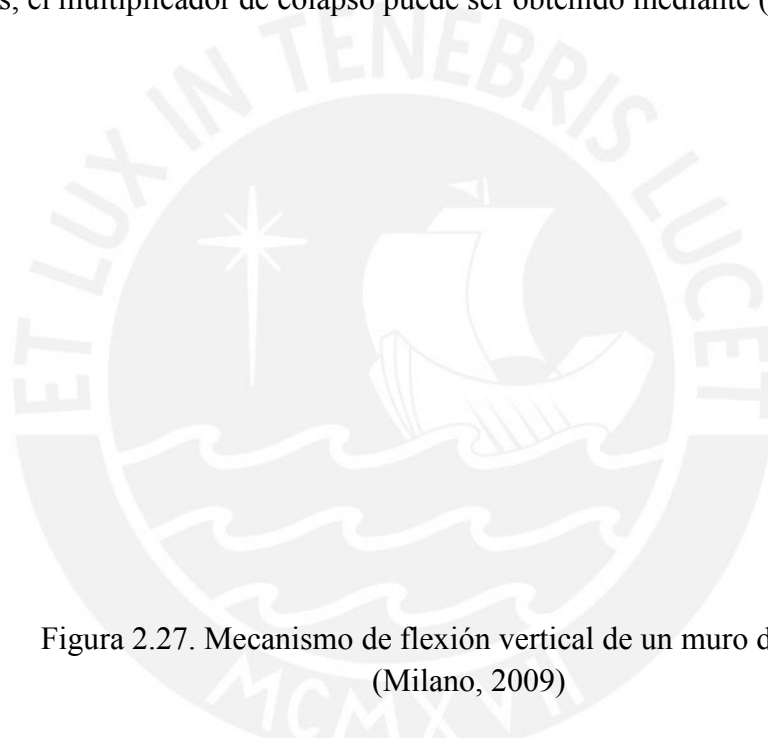


Figura 2.27. Mecanismo de flexión vertical de un muro de un piso.
(Milano, 2009)

$$\alpha = 2 \frac{N d \frac{h_V}{h - h_V} + P_S a \frac{h_V}{h - h_V} + F_V d_V - F_H h_V + s(W + N + P_S)}{h_V (W + 2F_V)} \quad (2.30)$$

Similar al mecanismo anterior, puede aplicarse a un sistema de dos pisos, con un piso intermedio con retención nula, mientras que los extremos presentan restricciones horizontales efectivas, el análisis de este caso puede realizarse mediante la Figura 2.28; mientras el multiplicador de colapso es obtenido mediante (2.31).

Este mecanismo puede ampliarse a un mayor número de pisos, en los muros que presentan más de un piso, deben realizarse un análisis independiente para todos los casos que pueda existir.

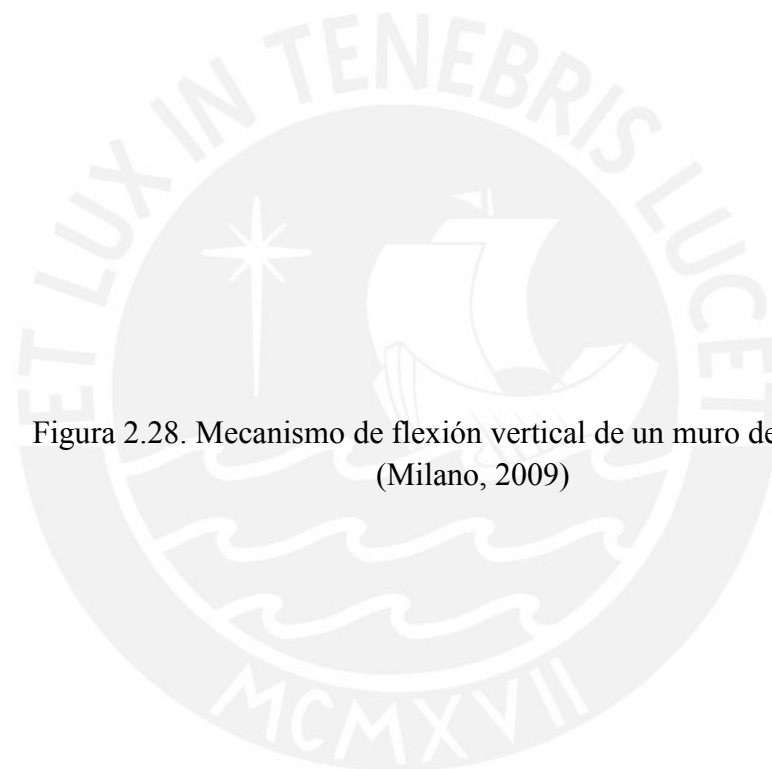


Figura 2.28. Mecanismo de flexión vertical de un muro de dos pisos.
(Milano, 2009)

(2.31)

Similar al mecanismo de volteo simple de un muro a doble cortina, es posible realizar el análisis de un mecanismo de flexión vertical, la Figura 2.29 representa el esquema de cálculo de un muro a doble cortina de un solo piso, como se observa el análisis puede realizarse independiente de cada lado del muro, ya que por lo general no existe una buena interacción entre el muro interior y el exterior.

El multiplicador de fuerzas laterales puede ser obtenido mediante (2.32).

Figura 2.29. Mecanismo de flexión vertical de un muro de doble cortina de un piso.
(Milano, 2009)

(2.32)

El mecanismo anterior puede ser ampliado dos pisos, este mecanismo se refiere a un muro de doble cortina entre dos pisos del edificio con un piso intermedio interpuesto no retenido y conectado en los extremos por restricciones horizontales de desplazamiento, la Figura 2.30 muestra el esquema de cálculo, y mediante (2.33) puede obtenerse el multiplicador de fuerzas laterales.

Este mecanismo puede extenderse a más pisos de análisis, debe considerarse todas las restricciones existentes en la construcción.

Figura 2.30. Mecanismo de flexión vertical en muro doble cortina de dos pisos.
(Milano, 2009)

(2.33)

2.6.4. Mecanismo de flexión horizontal

Los mecanismos de flexión horizontal, son otro grupo de mecanismo muy comunes en activarse tras eventos sísmicos, un primer caso se presenta como el mecanismo de flexión horizontal en muros no confinados, este se caracteriza por la rotación de los muros laterales debido al empuje del arco horizontal como se observa en la Figura 2.31. El multiplicador de colapso se puede obtener mediante (2.34).

Figura 2.31. Mecanismo de flexión horizontal de un muro no confinado.
(Beolchini, 2007)

(2.34)

Contrario al caso anterior también puede generarse un mecanismo de flexión horizontal en muros confinados, el mecanismo se manifiesta con la expulsión del material de la parte superior del muro y con la separación de los cuerpos adyacentes formando rotulas horizontales y verticales, debido a acciones fuera del plano como se observa en la Figura 2.32. El multiplicador de fuerzas laterales puede definirse mediante (2.35).

Figura 2.32. Mecanismo de flexión horizontal de un muro confinado.
(Milano, 2009)

$$\alpha = \frac{16\sigma_r ub(s-2u)}{pL^2} - \frac{p_H L + 2F_H}{pL} \quad (2.35)$$

Los casos anteriores también son de aplicación a los muros a doble cortina, este mecanismo se manifiesta por la expulsión del material que constituye la cortina exterior del área de la cumbrera del muro y con el desprendimiento de cuerpos adyacentes, si el muro no está confinado la solución al problema puede darse mediante la Figura 2.33, y el multiplicador de fuerzas laterales está definido por (2.36).

Este mecanismo también puede existir en muros confinados, por lo que el análisis es muy similar a los ya descritos.

Figura 2.33. Mecanismo de flexión horizontal de un muro de doble cortina sin confinamiento.
(Milano, 2009)

(2.36)

Un último mecanismo, es la rotación del tímpano del muro, este mecanismo se manifiesta por la expulsión de material de la parte superior del muro denominado tímpano como se observa en la Figura 2.34, este mecanismo es debido a la acción de martilleo cíclico de la viga de la cumbrera del techo. También se asocia con la ausencia de conexiones adecuadas entre el tímpano y la cubierta que descansa sobre ella; el multiplicador de fuerzas laterales es obtenido mediante (2.37).

Figura 2.34. Rotación de tímpano del muro.
(Milano, 2009)

(2.37)

2.7. Verificación de la Seguridad Sísmica

Para poder verificar la seguridad, el multiplicador de fuerzas horizontales que activa el mecanismo de estudio debe transformarse en una aceleración espectral α_0^* (2.39). Para eso es necesario calcular la masa participante (2.38), considerando las formas modales en cada uno de los desplazamientos virtuales de los puntos de aplicación de fuerzas.

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (2.38)$$

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*}, \quad e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (2.39)$$

Donde, $n + m$ es el número de fuerzas aplicadas P_i ; $\delta_{x,i}$ es el desplazamiento virtual horizontal del punto de aplicación de P_i ; g es la aceleración de la gravedad; e^* es la fracción de la masa participante de la estructura.

Según (Criber, 2015), para obtener la aceleración espectral a_0^* , es necesario aplicar el factor de confianza definido en (2.1), por lo tanto la aceleración espectral a^* buscado sería el definido en (2.40).

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^*FC} \quad (2.40)$$

Según la (NTC, 2008), la seguridad sísmica de los edificios necesita ser verificada por el estado límite de daño (SLD) y el estado límite de seguridad de vida (SLV).

2.7.1. Estado límite de daño (SLD)

La verificación de seguridad contra el estado límite de daños se satisface si la aceleración espectral de la activación del mecanismo es mayor que la aceleración máxima de la demanda sísmica (2.41).

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \quad (2.41)$$

Donde $S_e(T_1)$ es el espectro elástico definido por la (NTC, 2008) para una probabilidad 63% de ser excedida en un periodo determinado de exposición calculados para el periodo fundamental de vibración T_1 de la estructura; $\psi(z)$ es el primer modo de vibración, normalizado a uno en la parte superior del edificio; se puede suponer $\psi(z) = z/H$; H es la altura de la estructura con respecto a la base; z es la altura con respecto a la base del edificio al baricentro de las cargas aplicadas de la estructura; γ es el coeficiente de participación modal correspondiente, se puede suponer $\gamma = 3N/(2N + 1)$; N es el número de plantas del edificio).

En el caso de mecanismos locales, este estado se refiere al inicio de grietas que no afectan a toda la estructura, por lo que no es necesario verificar este estado.

2.7.2. Estado límite de seguridad de vida (SLV)

Si consideramos para el análisis un oscilador equivalente de un grado de libertad, la verificación al Estado límite de seguridad de vida puede llevarse a cabo con uno de los siguientes criterios descritos en la (NTC, 2008).

Análisis cinemático lineal

La verificación de seguridad del estado límite de seguridad de vida se satisface si la aceleración espectral de la activación del mecanismo es mayor que la aceleración máxima de la demanda sísmica (2.42).

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (2.42)$$

Donde $S_e(T_1)$ es el espectro elástico definido por la (NTC, 2008) para una probabilidad 10% de ser excedida en un periodo determinado de exposición calculados para el periodo fundamental de vibración T_1 de la estructura, y q es el factor de comportamiento estructural, que se puede suponer igual en 2.0.

(Aguilar, 2015) correlaciono la ecuación (2.42), con la norma de diseño sismorresistente peruano del año 2003 obteniendo la ecuación (2.43).

$$a_0^* \geq \frac{L}{q} \cdot \min\left(2.5 \frac{T_p}{T_1}, 2.5\right) \cdot S \cdot g \cdot \psi(z) \cdot \gamma \quad (2.43)$$

Donde, Z es el coeficiente de zonificación; S es el factor de amplificación del suelo; T_p es el período correspondiente al final de la meseta en el espectro de respuesta de aceleración elástica peruano.

Si se considera la (NTE-0.30, 2016) la ecuación (2.43), puede ser escrita como (2.44).

$$a_0^* \geq \frac{L}{q} \cdot \min\left(2.5, 2.5 \frac{T_p}{T_1}, 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T_1^2}\right)\right) \cdot S \cdot g \cdot \frac{Z}{H} \cdot \frac{SIN}{2N+1} \quad (2.44)$$

Donde, T_p y T_L son periodos que definen la plataforma y el inicio de la zona con desplazamiento uniforme del espectro según la (NTE-0.30, 2016).

Si el macromodelo a analizar se encuentra apoyado en el suelo, el mecanismo global se puede suponer que posee un periodo $T_1 = 0$, es suficiente satisfacer la ecuación (2.45).

$$a_0^* \geq \frac{L}{q} \cdot S \cdot g \quad (2.45)$$

Análisis cinemático no lineal

La verificación de la seguridad de los mecanismos locales contra el estado límite de seguridad de vida consiste en la comparación entre la última capacidad de desplazamiento d_u^* del mecanismo local y la demanda de desplazamiento obtenida del espectro de desplazamiento en correspondencia con el período secante T_s . Habiendo definido el desplazamiento $d_s^* = 0.4d_u^*$ e identificado en la curva de capacidad la aceleración a_s^* , correspondiente al desplazamiento d_s^* , el período secante se calcula mediante la expresión (2.46).

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (2.46)$$

Además, la verificación de la seguridad con respecto al estado límite de seguridad de vida se considera satisfecha si cumple la ecuación (2.47).

$$d_s^* = \max(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1)) \cdot \frac{Z}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{\sqrt{(1 - T_s/T_1)^2 + 0.02 T_s/T_1}} \quad (2.47)$$

Donde, S_{De} es el espectro de respuesta elástica de desplazamiento.

2.8. Evaluación de la capacidad de la estructura

Los parámetros de capacidad se consideran en relación con un sistema de un solo grado de libertad, es decir, la curva de capacidad debe transformarse en un espectro de capacidad a través de la consideración de las propiedades dinámicas de la estructura, y

mediante un procedimiento gráfico (véase la Figura 2.35), se compara la capacidad de una estructura con las demandas sísmicas del sitio en la estructura (Fajfar, 1999).

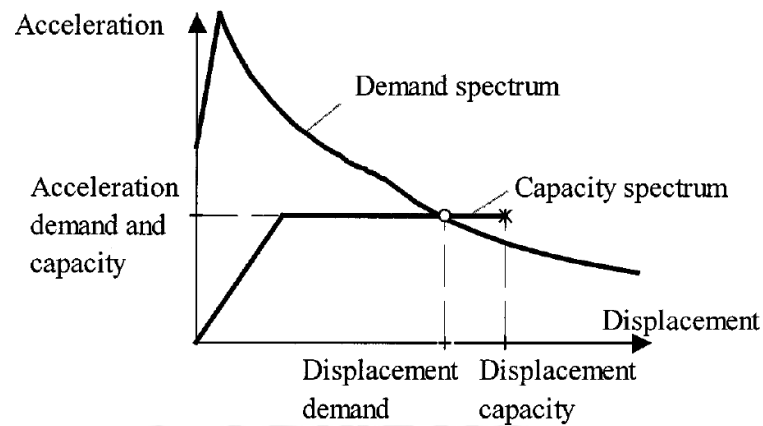


Figura 2.35. Método de espectro de capacidad (Fajfar, 1999)

Después de la activación del mecanismo, se produce un movimiento progresivo del cuerpo hasta alcanzar un estado de desplazamiento máximo, correspondiente a un valor cero para el multiplicador de carga. La respuesta cinemática considera la acción horizontal que la estructura puede soportar de manera progresiva con la evolución del mecanismo, hasta la completa disipación de la fuerza horizontal en sí, es decir, mientras la estructura ya no pueda soportar acciones horizontales (Aguilar, 2015). La relación entre el multiplicador de carga horizontal α y el desplazamiento d_k de un punto de control k se puede suponer como lineal según la Figura 2.36.

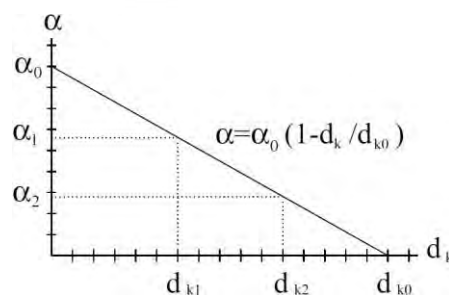


Figura 2.36. Curva de capacidad α - d_k .

Si consideramos un oscilador equivalente de un grado de libertad para el análisis, el desplazamiento espectral d^* se puede obtener como un desplazamiento promedio de

los diferentes puntos en los que se aplican los pesos P_i ; por lo que conocido el desplazamiento del punto de control d_k , es posible definir el desplazamiento espectral equivalente con referencia a los desplazamientos virtuales evaluados en la configuración inicial tal como a ecuación (2.48).

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} \quad (2.48)$$

Donde $\delta_{x,k}$, es el desplazamiento horizontal virtual del punto k , tomado como referencia para determinar el desplazamiento d_k .

En el caso donde la curva de capacidad presenta una tendencia lineal, que ocurre cuando las diferentes acciones se mantienen constantes, la curva de capacidad se puede escribir como la Figura 2.37:

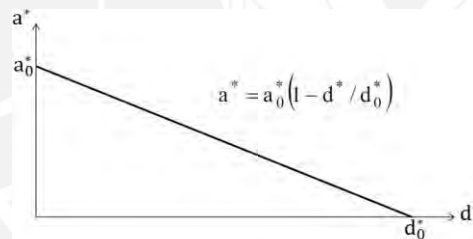


Figura 2.37. Curva de capacidad de bloque rígido a^*-d^* .

También es posible evaluar la capacidad del bloque rígido en el campo no lineal puede realizarse mediante modelos bilineales y multilíneales, (D'Ayala D. , 2011) y (Criber, 2015) definieron las curvas de capacidad multilíneal, que representan la aceleración espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente como una función del desplazamiento. Estos han sido delineados al detectar cuatro puntos correspondientes a cuatro niveles de desempeño, elástico, daño, cerca del colapso y estados de límite de colapso como se observa en la Figura 2.38.

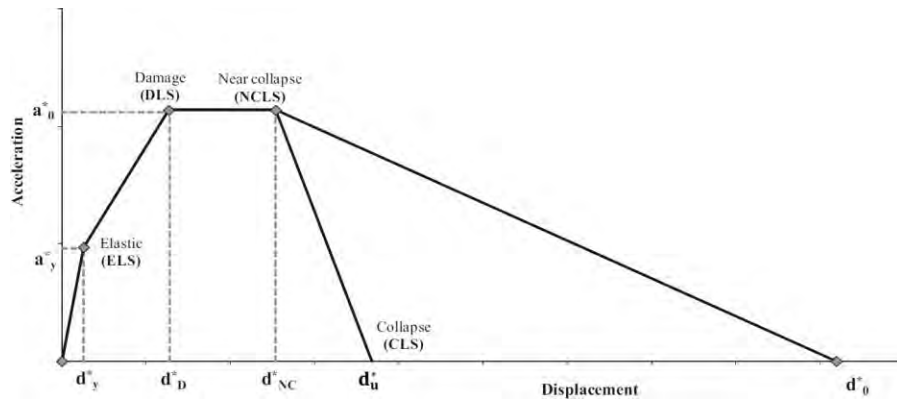


Figura 2.38. Curva de capacidad multilínea (Criber, 2015).

Sin embargo el desplazamiento final d_0^* no es confiable para describir el comportamiento real del elemento, (Doherty, 2002) y (Griffith, 2003) desarrollaron estudios experimentales sobre muros de mampostería no reforzados sujetos a acciones fuera del plano, y concluyeron que la divergencia del desplazamiento último se debe al desarrollo de grietas en el punto de pivote, con las consecuentes fracturas en las juntas de mortero, así como a otros fenómenos. Por otro lado la (NTC, 2008) define que desplazamiento ultimo o Colapso del Sistema (CLS) se evalúa como $d_u^* = 0.40d_0^*$ o como el desplazamiento que ocasione una inestabilidad local.

(D'Ayala D. , 2005) evaluó que la deriva lateral d_{NC}^* correspondiente a Estado Límite de Colapso Cercano (NCLS), relacionada con la aceleración que causa el inicio del mecanismo, y concluyo que esta condición se logra a un tercio del espesor del macro elemento respecto según la ecuación (2.49).

$$d_{NC}^* = \frac{s_i \cdot h_{bar}}{3 \cdot h_i} \quad (2.49)$$

Donde s_i es el espesor del macroelemento, h_{bar} y h_i son las alturas baricentro y la altura del macroelemento involucrado.

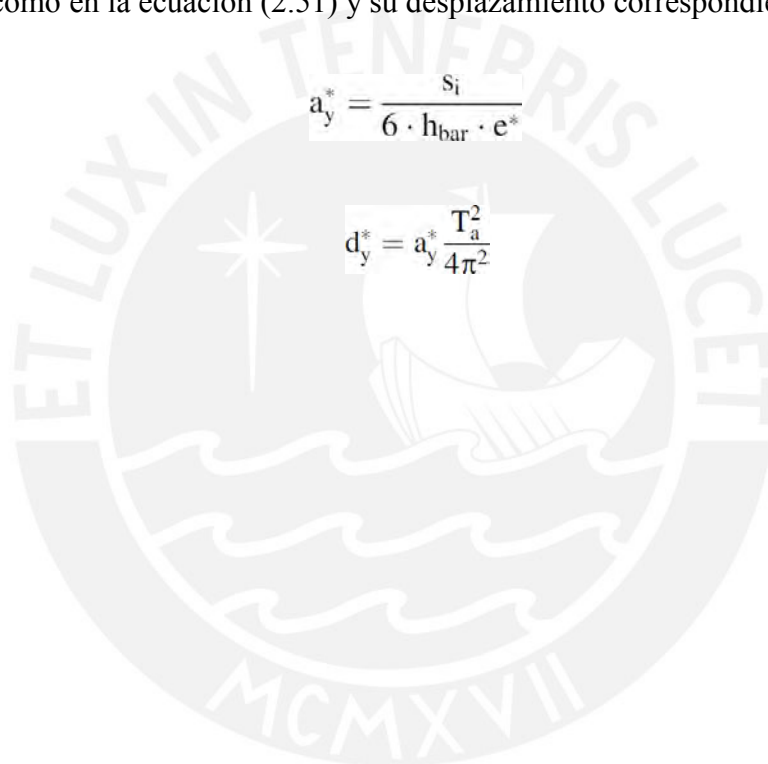
El desplazamiento en el Estado Límite de Daño (DLS) puede ser definido por el factor de ductilidad supuesto en el análisis lineal con $q = 2$. El desplazamiento resultante se da por lo tanto puede ser definido como (2.50):

$$d_{DL}^* = \frac{d_{NC}^*}{q} \quad (2.50)$$

Para el Estado Límite Elástico (ELS), (D'Ayala D. , 2011) define la aceleración a_y cuando la resultante de las fuerzas externas falla en el límite del núcleo central de inercia, como en la ecuación (2.51) y su desplazamiento correspondiente (2.52).

$$a_y^* = \frac{S_i}{6 \cdot h_{bar} \cdot e^*} \quad (2.51)$$

$$d_y^* = a_y^* \frac{T_a^2}{4\pi^2} \quad (2.52)$$



CAPÍTULO III: La Catedral de Puno

3.1. Investigación Histórica

La catedral de Puno también conocida como basílica catedral de Puno o basílica menor de Puno, perteneciente a la arquitectura del barroco andino. Ubicada en el centro histórico de esta ciudad, fue declarada como Patrimonio Histórico Cultural de la Nación del Perú en 1972. Está ubicada en el centro histórico de la ciudad de Puno (véase la Figura 3.1).



Figura 3.1. Ubicación de la catedral de Puno.

Según (Frisancho, 1999), la historia de la catedral de Puno comienza en el año de 1668, al momento del traslado de la aldea de San Luis de Alba y Laykacota a la aldea de Puno, separándose en ese momento un lugar para construir la iglesia de los españoles, que vendría a ser con el tiempo la actual Catedral. El inicio de la construcción data al año de 1669; también indica que, para el año de 1709, se realizó la construcción de las partes más sólidas y fundamentales de la iglesia de españoles y futura Catedral de Puno; estas partes consistieron en la arista de la iglesia, seis arcos de piedra en el cuerpo de la iglesia

y en el crucero, la cornisa de la iglesia, y se procedió a techar, quizás con quincha y paja, como era de costumbre en la zona para poder ofrecer los servicios religiosos.

En 1732 se inició el cambio de techo a la catedral, debido seguramente a que el primer techo de quincha y paja debió haber cedido; el techo concluyó en el año de 1737. En 1788 el templo fue clausurado momentáneamente a fin de evitar desgracias, ya que en la bóveda existía una rajadura desde el arco toral hasta la puerta. Y en enero de 1789 el edificio fue abierto al público hasta la fecha (Frisancho, 1999).

Con lo expuesto, se puede concluir con la identificación de 6 fases de construcción principal, esto facilita con la identificación de los macromodelos existentes en la Catedral (véase la Figura 3.2).

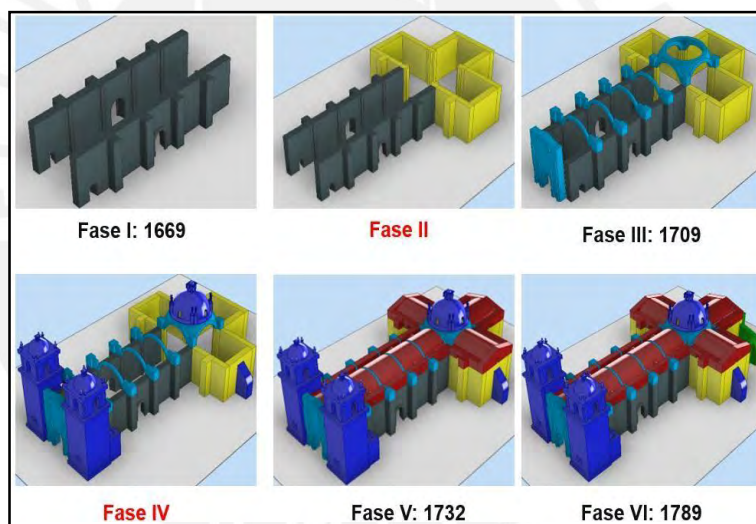


Figura 3.2. Fases constructivas de la catedral de Puno

3.2. Descripción de la Geometría y Estructura

3.2.1. Descripción arquitectónica

La catedral de Puno está basada en la arquitectura barroca andina; básicamente formados por templo, atrios y capillas. Estos son los mismos elementos que conforman algunos edificios similares en la región. El atrio se adecuó a la

costumbre indígena para recibir las ceremonias al aire libre, en ellos se catequizaba y se enseñaban los oficios artesanales (Gutiérrez, 1986).

Los componentes más importantes que pueden definir al templo son: presbiterio, nave, transepto, sacristía, capilla del santísimo, cámara de la virgen, sotocoro, baptisterio. Sin embargo, hay que considerar que actualmente la fachada con torres de campanario también se consideran parte de los templos (véase la Figura 3.3).

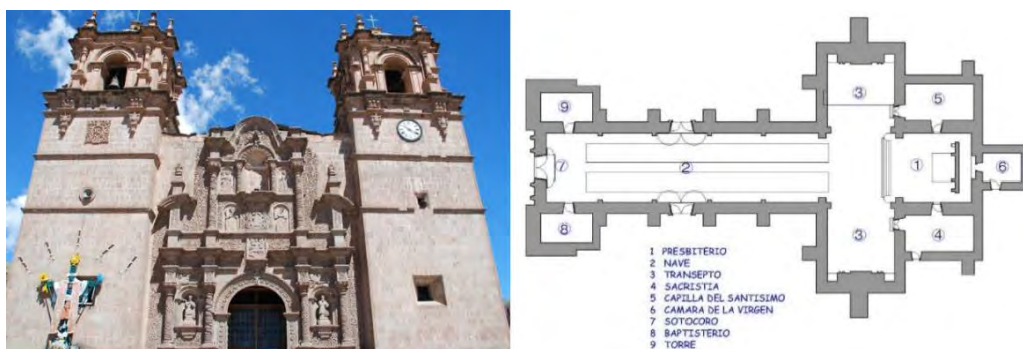


Figura 3.3. Fachada y planta de la catedral de Puno

Las torres de los campanarios tienen una altura aproximada 25,85 metros; la fachada tiene aproximadamente 16,25 metros de alto como se aprecia en la Figura 3.4; mientras que los muros laterales tienen una altura aproximada de 13,00 metros como se observa en la Figura 3.5; en la Figura 3.6 se observa que la catedral cuenta con una puerta lateral a cada lado, las que conectan con la nave del templo.

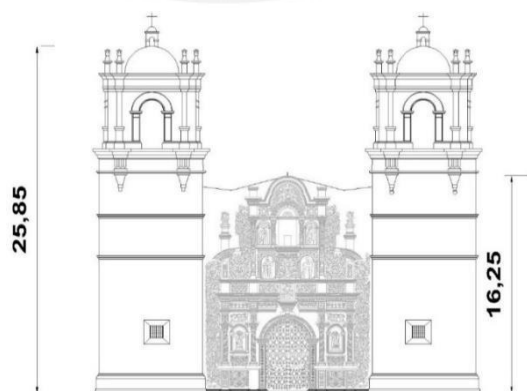


Figura 3.4. Elevación frontal catedral de Puno
(Dirección Desconcentrada de Cultura de Puno, 2013)

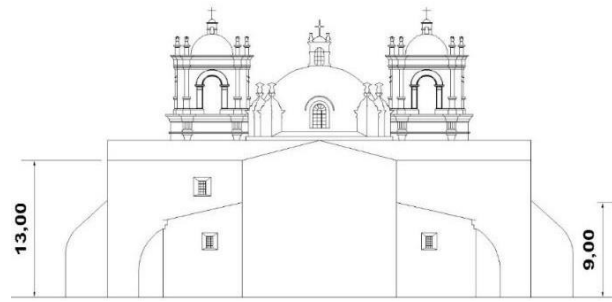


Figura 3.5. Elevación posterior catedral de Puno
(Dirección Desconcentrada de Cultura de Puno, 2013)

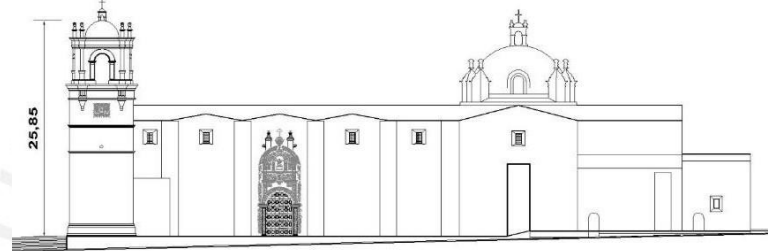


Figura 3.6. Elevación lateral catedral de Puno
(Dirección Desconcentrada de Cultura de Puno, 2013)

3.2.2. Cimentación

La cimentación en los edificios tiene gran importancia, no sólo porque en ella se logra que la construcción se sustente firmemente sobre el terreno, sino porque define el trazo y la planta del edificio. Los muros de gran espesor pueden estar apoyadas sobre su misma estructura, lo que comúnmente se conoce como cimiento corrido, la Figura 3.7 representa la planta de muros que probablemente sigue la cimentación.

De acuerdo con (Meli, 1998) no es posible conocer a detalle el tipo de cimentación que existe en una iglesia, hasta cuando sea necesario trabajos de rehabilitación y se puedan hacer exploraciones en el terreno para observar las condiciones de los

cimientos. Sin embargo, el desempeño de la cimentación es menos importante porque los problemas de cimentación han sido menos frecuentes que los de la estructura.

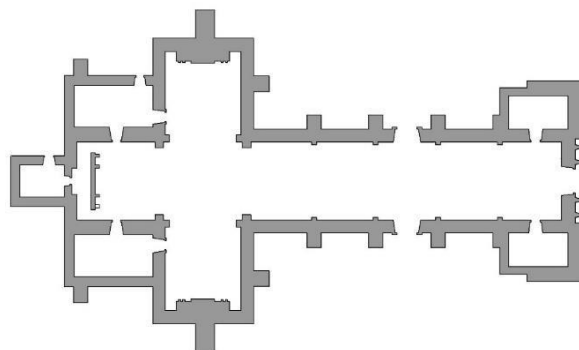


Figura 3.7. Planta de muros que probablemente sigue la cimentación

3.2.3. Muros y contrafuertes

La estructura de la catedral está formada por muros de mampostería de espesores que varían desde los 1,15 hasta los 2,40 metros, con pocas aberturas como se muestra en la Figura 3.8. El gran espesor de los muros no es sólo una muestra de un diseño conservador de la época.



Figura 3.8. Muros y contrafuertes de la nave central

3.2.4. Bóvedas y cúpulas

La catedral de Puno tiene una cubierta que inicialmente fue una bóveda de mampostería descubierta. En la actualidad tiene una cobertura liviana por encima

de la cobertura inicial, siendo la estructura principal la bóveda de cañón corrido como se parecía en la Figura 3.9.



Figura 3.9. Bóveda de cañón corrido de la catedral de Puno

La cúpula de la catedral está apoyada sobre cuatro arcos triunfales de perfil semicircular, cubre un espacio de planta cuadrada. La iluminación se complementa mediante una linternilla superior, visible desde el exterior (véase la Figura 3.10)



Figura 3.10. Cúpula de la catedral de Puno

3.2.5. La mampostería usada en la catedral de Puno

Los muros, entre otros elementos estructurales que componen la catedral, presentan un aparejo regular tal como se observa en la Figura 3.11. Sin embargo, debido al proceso constructivo para este tipo de estructuras, es necesario suponer que pueda existir muros de doble cortina con rellenos interiores de mampostería irregular (Heyman J. , 1997).



Figura 3.11. Mampostería con aparejo regular en la Catedral de Puno

3.2.6. Materiales para la mampostería

Los materiales empleados para las piezas de la mampostería de la catedral de Puno fueron la piedra con argamasa de cal y arena:

Las piedras que se utilizaron para la construcción de la catedral son tufos volcánicos, este tipo de piedra es suave y se talla con facilidad, por eso la popularidad para construir con ella.

La cal utilizada tradicionalmente en la construcción, conocida como cal aérea, estaba hecha de piedras calcáreas; se combinaba con arena para formar el mortero. Había diferentes tipos de mezclas para morteros del cual dependía su calidad (Meli, 1998).

CAPÍTULO IV: Evaluación del Índice de Vulnerabilidad

El índice de vulnerabilidad ha sido evaluado de acuerdo con la (Circolare N° 26, 2010). Por lo tanto, se ha calculado un índice de vulnerabilidad considerando veintiocho mecanismos locales mostrados en la Figura 2.5.

4.1. Identificación de los mecanismos de colapso

Se identificaron los posibles mecanismos existentes en la catedral de Puno; el proceso se desarrolló en función de la geometría y los elementos arquitectónicos que existen en la catedral, la Tabla 4.1, indica los mecanismos identificados en la catedral de Puno.

Tabla 4.1. Mecanismos de colapso en la Catedral de Puno

N° Mecanismo	Tipología del mecanismo
1	Volteo de la fachada
3	Mecanismo en el plano de la fachada
5	Respuesta transversal de la nave
6	Mecanismo de corte en muros laterales
8	Bóveda de la nave central
10	Volteo de muros del extremo del transepto
11	Mecanismo de corte en los muros del transepto
12	Bóveda del transepto
13	Arco triunfal
14	Cúpula - tambor
15	Linterna
16	Volteo del ábside
17	Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside
18	Bóveda del presbiterio o del ábside
19	Mecanismos en los elementos de cubierta - muros laterales de la nave
20	Mecanismos en los elementos de cubierta – transepto
21	Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio
22	Volteo de la capilla
23	Mecanismos de corte en muros de la capilla
24	Bóveda de la capilla
25	Irregularidad en planta - altura
27	Torre de campanario
28	Campanario

Se puede notar que se tiene la presencia de 23 mecanismos, donde: los mecanismos 1 y 3 corresponden a la fachada; 5, 6, 8 y 19 a la nave; 10, 11, 12 y 20 al transepto; 13, 14 y 15 a la cúpula y arcos triunfales; 16, 17, 18 y 21 al ábside; 22, 23 y 24 a la capilla; 25 a las irregularidades en altura; 27 y 28 corresponden a la torre y campanario.

4.2. Indicadores de Vulnerabilidad y Resguardo Sísmico

Para cada mecanismo, se han definido tres niveles de vulnerabilidad y resguardo sísmico, y ha sido calificado por medio de criterios de observación, de acuerdo con (Lagomarsino S. , 2004).

A cada indicador se le asigna una puntuación según la severidad o efectividad del indicador, que está comprendida entre 0 a 3. Para el caso de vulnerabilidad se puede indicar que los valores representan los siguientes conceptos: 0=no existencia; 1=poca presencia; 2=severa; 3=muy severa, y en el caso de resguardo sísmico se considera valores de 0=ineficaz; 1=poco efectiva; 2=buena; 3=muy efectiva.

Esta puntuación de indicadores se realiza por medio del anexo 1, para los mecanismos identificados en la Tabla 4.1. A continuación, se muestra algunos criterios para la asignación de puntuación de los mecanismos identificados.

4.2.1. Fachada

La fachada presenta una mampostería de aparejo regular, con espesor de 1.70 metros y una altura de 16.25 metros aproximadamente; en regular estado de conservación. No se tiene presencia de refuerzos que hayan sido colocados en años anteriores. Por la característica constructiva de la época, y de los bloques de piedra existentes luego de restauraciones arquitectónicas realizadas; se puede presumir que, la construcción de los muros fue realizada a doble cortina con un espesor promedio de 0,50 metros tanto interno como externo.

Por otro lado, en la Figura 4.1, se observa que, la fachada presenta fisuras verticales en el lado superior izquierdo; posiblemente debido a fuerzas horizontales al plano. También puede suponerse que el comportamiento de la fachada será de forma independiente a las torres adyacentes. Con esta información se procede a llenar la ficha de evaluación como se observa en la Figura 4.2.



Figura 4.1. Estado actual de la fachada de la catedral de Puno

MECANISMO 1: VOLTEO DE LA FACHADA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres longitudinales	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de edificios, contrafuertes que impiden la rotación de la fachada.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros laterales de la nave	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos empujadores (apoyos, bóvedas, arcos)	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de aberturas en los muros laterales cerca de la esquina	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 4.2. Ficha de evaluación del mecanismo 01.

4.2.2. Nave

La nave está compuesta con muros del mismo material de la fachada; tiene un espesor de 1.70 metros y una altura de 13.85 metros; cubierta con una bóveda de cañón corrido de 0.30 metros de espesor, a base de lunetas de piedra.

A lo largo de la nave existen contrafuertes de mampostería como se observa en la Figura 4.3. Estas presentan desgastes en la mitad inferior del cuerpo del contrafuerte; además de ello, existe la presencia de apoyos debido a la cobertura liviana existente.

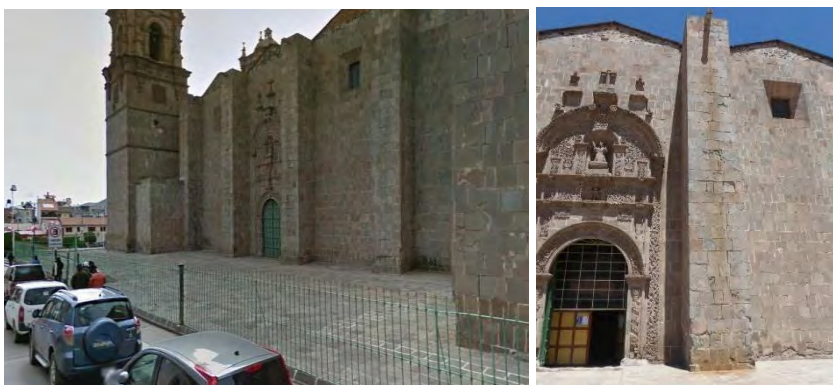


Figura 4.3. Estado actual de los contrafuertes en la nave de la catedral de Puno

Los arcos y bóvedas de piedra, generan un empuje considerable a los muros laterales, y los contrafuertes existentes se encuentran deteriorados. Con esta información se procede a llenar la ficha de evaluación de la Figura 4.4.

MECANISMO 5: RESPUESTA TRANSVERSAL DE LA NAVE			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes externos que eviten la rotación de los muros	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un cuerpo adyacente	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes paralelos a la fachada	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de muros de elevada esbeltez	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de arcos y bóvedas	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 4.4. Ficha de evaluación del mecanismo 05.

4.2.3. Transepto

Del mismo material de la fachada y los muros de la nave; el transepto tiene muros de 1.50 metros de espesor y 13.85 metros de alto; cubierto por una bóveda de cañón corrido con lunetos de piedra de 0.30 metros de espesor, Tiene la presencia de contrafuertes laterales que reciben la carga de la bóveda; mientras que al extremo presenta un contrafuerte hasta media altura. La mampostería es regular y se presume una buena conexión entre los muros en esquinas, tal como se observa en la figura Figura 4.5.



Figura 4.5. Transepto de la catedral de Puno

También existen aberturas en el muro frontal justo al termino del contrafuerte; los muros reciben carga vertical debido a la cobertura liviana. La Figura 4.6 muestra la ficha de evaluación del mecanismo N°10 correspondiente al transepto.

MECANISMO 10: VOLTEO DE MUROS DEL EXTREMO DEL TRANSEPTO			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de refuerzo longitudinal	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, otros edificios)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Buena conexión con la cobertura (refuerzo perimetral)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Buena calidad en la unión entre el muro frontal y los laterales	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de bordes rígidos, vigas en c.a., cubierta pesada	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Presencia de grandes aberturas en el muro frontal (roseta) y/o en los muros laterales	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de una vela de gran tamaño y peso	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Figura 4.6. Ficha de evaluación del mecanismo 10.

4.2.4. Cúpula y arcos triunfales

Los arcos triunfales tienen como soporte la intersección de los muros de los transeptos y la nave; generando así la presencia de buenos apoyos. Estos arcos como se observa en la Figura 4.7, sirve de apoyo de la cúpula, sin la necesidad de generar un tambor entre la cúpula y los arcos triunfales, lo que genera que cuente con buen resguardo sísmico en esta zona.

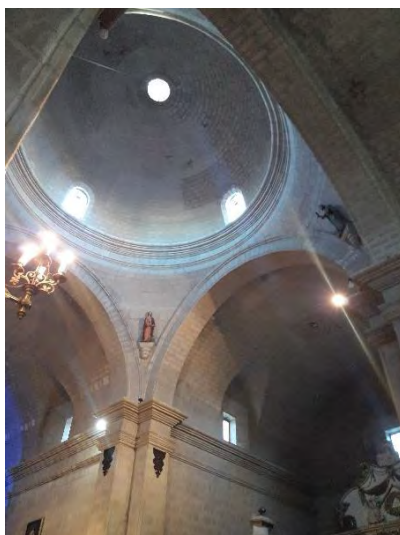


Figura 4.7. Arco triunfal y cúpula de la catedral de Puno

Sin embargo, la presencia de aberturas en la cúpula, también aumentan la vulnerabilidad; pero en menor medida debido a que las aberturas son pequeñas. Con estas características descritas se procede a llenar la ficha de evaluación para el mecanismo correspondiente tal como la Figura 4.8,

MECANISMO 14: CÚPULA - TAMBOR			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de un borde circular externo, incluso en múltiples niveles	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia en el tambor de contrafuerte exterior	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Cúpula apoyada directamente en los arcos de triunfo (sin tambor)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de cobertura pesada de c.a.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Presencia de grandes aberturas en el tambor	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Figura 4.8. Ficha de evaluación del mecanismo 14.

4.2.5. Ábside

Construido con el mismo material que el resto de la catedral; tiene muros de 1.10 metros de espesor y de 7.00 metros de alto, tal como se observa en la Figura 4.9; está cubierta con una bóveda de lunetos de piedra de 0.20 metros de espesor, del tipo cañón corrido, y protegida con una cobertura liviana cuyos apoyos están directamente en los muros laterales.

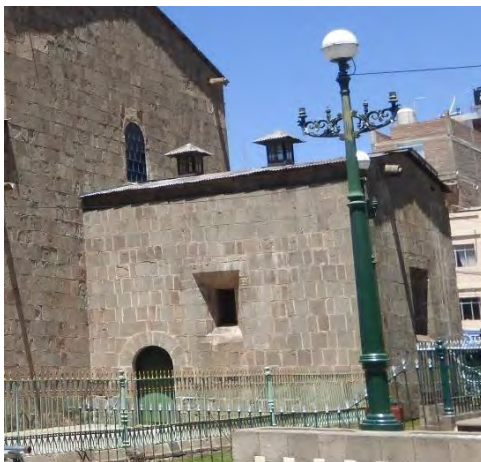


Figura 4.9. Ábside de la catedral de Puno

Presenta aberturas en los muros laterales, y la unión ente muros laterales y frontal son de buena calidad. La Figura 4.10, representa la ficha de evaluación del volteo de muro frontal del ábside.

MECANISMO 16: VOLTEO DEL ÁBSIDE			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en el contorno (semicircular, poligonal y rectangular)		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, cuerpos adyacentes, otros)		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta de contrapeso, sin empuje		<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros		<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas empujando		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Borde rígido, cubierta pesada, vigas de techo de c.a.		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 4.10. Ficha de evaluación del mecanismo 16.

4.2.6. Capilla

La capilla está compuesta del mismo material del resto de la catedral; con muros de 1.20 metros de espesor, y una altura promedio de 8.00 metros, tal como se observa en la Figura 4.11. Está cubierta con una bóveda de lunetos de piedra de 0.20 metros de espesor del tipo cañón corrido, y protegida con una cobertura liviana cuyos apoyos están directamente en los muros laterales.



Figura 4.11. Capilla de la catedral de Puno

El muro lateral cuenta con un contrafuerte en toda su altura, y en el otro está apoyado en el presbiterio. Los contrafuertes presentan algunas plantas vegetales, sin embargo, es de una considerable dimensión, lo que puede garantizar un buen comportamiento. La Figura 4.12, representa la ficha de evaluación del volteo de muros de la capilla.

MECANISMO 22: VOLTEO DE LA CAPILLA			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes y refuerzos en el perímetro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre el muro frontal y laterales	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 4.12. Ficha de evaluación del mecanismo 22.

4.2.7. Irregularidades en altura

La catedral de Puno presenta una irregularidad en altura, en la unión entre la capilla y el presbiterio, tal como se muestra en la Figura 4.13. Esta irregularidad genera golpeteo entre ambos componentes, pudiendo producir un daño en el muro superior del presbiterio.

La Figura 4.14, representa la ficha de evaluación del mecanismo que involucra las irregularidades en altura presentes en la catedral de Puno.



Figura 4.13. Irregularidad en altura en la catedral de Puno

MECANISMO 25: IRREGULARIDAD EN PLANTA - ALTURA			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una conexión adecuada entre mampostería de diferentes fases	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales de conexión	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de una elevada diferencia de rigidez entre los dos cuerpos	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento de enlace	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 4.14. Ficha de evaluación del mecanismo 25.

4.2.8. Torre y campanario

Las torres de la catedral son estructuras independientes de 8.00 metros de lado en planta, con muros de 2.00 metros de ancho, además, la altura de la torre es de 27.30 metros. La mampostería utilizada es la misma que el resto de la construcción; tiene un aparejo regular. En la base de la torre puede observarse desgaste en la mampostería producto del intemperismo; sin embargo, se encuentra en un regular estado de conservación. En la parte superior de la torre se encuentra el campanario soportada por cuatro pilares y cubierta con una cúpula de piedra, tal como se observa en la Figura 4.15.



Figura 4.15. Torres de la catedral de Puno

Las torres de los campanarios presentan una abertura en la parte frontal de la torre a unos 4.00 metros de altura del suelo, y otra más pequeña a media altura. La Figura 4.16, representa la ficha de evaluación correspondiente a la torre.

MECANISMO 27: TORRE DE CAMPANARIO			
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo:		Si	No <input type="checkbox"/>
Si No	Protección sísmica		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una distancia adecuada de los muros de la iglesia (si es adyacente)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buena conexión con los muros de la iglesia (si están incrustadas)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad		
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas significativas en múltiples niveles	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Restricción asimétrica en las paredes de la base (torre incorporada)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Figura 4.16. Ficha de evaluación del mecanismo 27.

En el Anexo II se adjunta toda la ficha de evaluación de 23 de mecanismos de colapso identificados.

4.3. Valoración del índice de vulnerabilidad

Para el índice de vulnerabilidad se utilizó la ecuación (2.1), siguiendo la propuesta del código Italiano. Para su aplicación, luego de realizar el reconocimiento y la evaluación de los mecanismos, se procede a asignar un factor de importancia ρ_k de cada mecanismo, que varía de 0 a 1. Según las recomendaciones del (Circolare N° 26, 2010);

los mecanismos con $\rho_k = 0$ son para aquellos mecanismos que no hayan sido identificados; $\rho_k = 1$ para los mecanismos 1, 3, 5, 6, 8, 13, 14, 16, 17, 19, 21, 27 y 28; $\rho_k = 0.5$ para el mecanismo 15; $\rho_k = 0.9$ para los mecanismos que involucran el transepto que son 10, 11 y 12; para el resto de mecanismos se adoptó un $\rho_k = 0.75$.

La Tabla 4.2, muestra el cálculo del índice de vulnerabilidad global y de cada macroelemento.

Tabla 4.2. Clasificación de mecanismos y cálculo de índice de vulnerabilidad

Nº	Tipología de mecanismo	ρ_k	v_{kp}	v_{ki}	I_v
1	Volteo de la fachada	1.00	0.00	2.00	0.85
3	Mecanismo en el plano de la fachada	1.00	2.00	2.00	0.50
5	Respuesta transversal de la nave	1.00	1.00	3.00	0.85
6	Corte en muros laterales	1.00	1.00	1.00	0.50
8	Bóveda de la nave central	1.00	0.00	1.00	0.68
10	Volteo de muros del extremo del transepto	0.90	1.00	2.00	0.66
11	Mecanismo de corte en los muros del transepto	0.90	1.00	1.00	0.50
12	Bóveda del transepto	0.90	0.00	1.00	0.66
13	Arco triunfal	1.00	2.00	2.00	0.50
14	Cúpula - tambor	1.00	1.00	1.00	0.50
15	Linterna	0.50	1.00	2.00	0.59
16	Volteo del ábside	1.00	1.00	2.00	0.68
17	Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside	1.00	1.00	0.00	0.32
18	Bóveda del presbiterio o del ábside	0.75	0.00	1.00	0.63
19	Elementos de cubierta - muros laterales de la nave	1.00	0.00	1.00	0.68
20	Elementos de cubierta – transepto	0.75	0.00	1.00	0.63
21	Elementos de cubierta - ábside y presbiterio	1.00	0.00	1.00	0.68
22	Volteo de la capilla	0.75	3.00	0.00	0.10
23	Mecanismos de corte en muros de la capilla	0.75	1.00	0.00	0.37
24	Bóveda de la capilla	0.75	0.00	0.00	0.50
25	Irregularidad en planta - altura	0.75	0.00	2.00	0.77
27	Torre de campanario	1.00	1.00	1.00	0.50
28	Campanario	1.00	1.00	0.00	0.32
	Índice global de vulnerabilidad (I_v)				0.57

Las puntuaciones de vulnerabilidad v_{ki} y resguardo sísmico v_{kp} , son según la Tabla 2.2, la encuesta de indicadores de vulnerabilidad y resguardo sísmico (Anexo II).

La valoración del índice de mecanismo representa la probabilidad de que se active un mecanismo, durante la ocurrencia de un sismo de intensidad moderada. Por lo que, si un mecanismo tiene un $I_v=0.50$; existe el 50% de probabilidad de que ese mecanismo de active. Para realizar una investigación más detallada, se tomara como referencia el

$I_v=0.50$, deduciendo que para $I_v>0.50$ existe mayor probabilidad de que se active el mecanismo; por lo que ese mecanismo merece un análisis más detallado, y si un mecanismo tiene $I_v<0.50$ el análisis detallado podrá ser obviado.

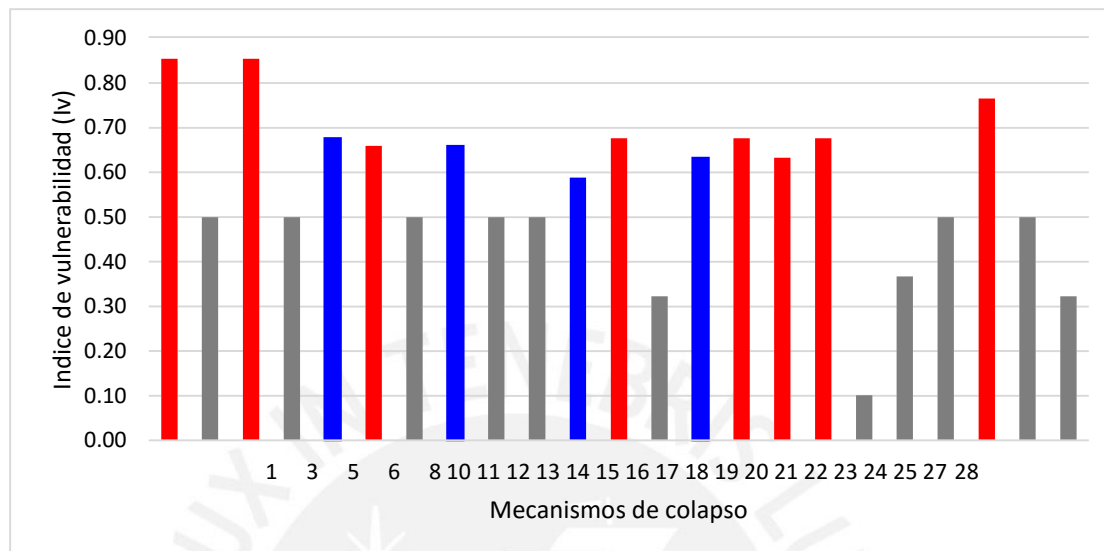


Figura 4.17. Comparación entre los índices de vulnerabilidad de cada mecanismo.

En la Figura 4.17, se puede apreciar que 12 de los mecanismos de colapso tienen mayor probabilidad de activación, de los cuales el mecanismo 1 corresponde a la fachada; 5, 8 y 19 a la nave; 10, 12 y 20 al transepto; 15 a la cúpula; 16, 18 y 21 al ábside; 25 a las irregularidades en altura.

También se puede observar que 03 de estos mecanismos: 8, 12 y 18 representan a las bóvedas de la catedral. Estas estructuras merecen un análisis distinto al objetivo de la presente investigación, por lo que no será estudiada. El mecanismo 15 tampoco corresponde con el objetivo de la presente investigación.

En el siguiente capítulo se realizará un análisis numérico más detallado de los 8 mecanismos de colapso restantes: 1 correspondiente a la fachada; 5 y 19 a la nave; 10 y 20 al transepto; 16 y 21 al ábside; 25 a las irregularidades en altura; con la finalidad evaluar la seguridad sísmica de los mecanismos de colapso identificados con mayor probabilidad de ocurrencia.

CAPÍTULO V: Análisis Cinemático Lineal

Con los mecanismos con mayor probabilidad de activarse ante un evento sísmico, se procedió a evaluar el estado límite de seguridad de vida de cada macroelemento. Se llevó a cabo un análisis del límite cinemático; con el objetivo de determinar el multiplicador de fuerzas laterales α_o . Considerando que el comportamiento del macroelemento se idealiza mediante bloques rígidos; se procedió a aplicar el principio de trabajo virtual descrita en la ecuación (2.3).

Como se describió en el CAPÍTULO II: Estado del Arte, los casos más frecuentes de mecanismos de colapso fuera del plano en edificios descritas por (Beolchini, 2007) y (Milano, 2009); son cuatro: volteo simple, rotación compuesta, flexión vertical y flexión horizontal. El multiplicador de fuerzas laterales α_o , para estos mecanismos están expuestos en las ecuaciones (2.22) a (2.37).

Para el análisis cinemático lineal, la verificación del estado límite de seguridad de vida se satisface si: la aceleración espectral de la activación del mecanismo es mayor que la aceleración máxima de la demanda sísmica. La demanda sísmica se obtiene mediante la ecuación (2.44) si se trata de un mecanismo local ubicada a una altura distinta al nivel del suelo, y la ecuación (2.45) si está apoyada en el suelo.

Para la obtención de la aceleración espectral para la activación del mecanismo se idealiza un sistema de un grado de libertad definido por la ecuación (2.40). El factor de confianza F_c para garantizar la fiabilidad del modelo de análisis estructural es determinado con la ecuación (2.1), y las consideraciones de la Tabla 2.1. La Tabla 5.1,

describe los parámetros para determinar el factor de confianza F_C para el estudio de la catedral de Puno.

Tabla 5.1. Determinación del factor de confianza.

Parámetro	Descripción	F_{CK}
Geometría	Geometría completa	0.05
Identificación del proceso histórico y constructivo de la estructura	Reconstrucción hipotética de las fases constructivas (investigaciones documentales)	0.12
Propiedades mecánicas de los materiales	Parámetros mecánicos derivados de los datos ya disponibles	0.12
Terreno de fundación	Investigaciones limitadas sobre terreno y fundaciones	0.06
Factor de confianza F_C		1.35

La demanda sísmica, se determina de acuerdo a la (NTE-0.30, 2016); los parámetros T_p y T_L dependen del parámetro de suelo S , este a su vez del perfil del suelo sobre el cual se encuentra apoyada la estructura y el factor de zona Z . Según el mapa de peligro sísmico del Perú (Figura 5.1), la ciudad de Puno, donde está ubicada la catedral, se encuentra en la zona 3, y tiene una sismicidad media a alta.



Figura 5.1. Zonificación sísmica del Perú.
(NTE-0.30, 2016)

La Tabla 5.2, indica los parámetros de sitio donde está ubicada la catedral de Puno, para determinar la demanda sísmica.

Tabla 5.2. Parámetros de sitio para la demanda sísmica.

Parámetro	(NTE-0.30, 2016)
Factor de zona (Z)	0.35g
Tipo de perfil de suelo	Suelos intermedios (S ₂)
Factor de suelos (S)	1.15
Periodo (T_p)	0.6 seg.
Periodo (T_L)	2.0 seg.

A continuación, en base a la revisión bibliográfica, se procede a evaluar los mecanismos de colapso identificados en el capítulo anterior para la fachada, nave, transepto, ábside e irregularidades en altura.

5.1. Verificación de Seguridad Sísmica

5.1.1. Fachada

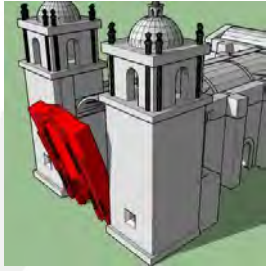
En el macromodelo correspondiente a la fachada se identificó 2 tipos de mecanismos: volteo simple y flexión horizontal.

Para el volteo simple, se consideró que la fachada tiene dos niveles: un primer nivel hasta los 7.70 metros donde se ubica el sotocoro, y el segundo hasta la parte más alta de la fachada. De acuerdo a la geometría se identificó los siguientes mecanismos de colapso:

- Volteo simple de toda la fachada (a)
- Volteo simple al segundo nivel de la fachada (b)
- Volteo simple de toda la fachada de muro doble cortina (c)
- Volteo simple al segundo nivel de la fachada de muro doble cortina (d)
- Flexión horizontal la fachada (e)
- Flexión horizontal muro doble cortina de la fachada (f)
- Flexión horizontal en el tímpano (g)

Donde (a), (b), (c) y (d) son mecanismos de volteo simple; (e), (f) y (g) son mecanismos de flexión horizontal.

La geometría es determinada a partir de los planos arquitectónicos existentes y el baricentro es calculado mediante la ayuda de un CAD. La Figura 5.2, muestra el procedimiento de cálculo del multiplicador de fuerzas horizontales para el mecanismo de volteo simple de toda la fachada; con la ecuación (2.40) se obtiene la aceleración espectral necesaria para la activación del mecanismo considerando el factor de confianza calculado en la Tabla 5.1. posterior a ello se evalúa la demanda sísmica con la ecuación (2.45) y la Tabla 5.2. Finalmente se verifica la relación de capacidad y demanda. Obteniendo como resultado que la aceleración de demanda sísmica es mayor a la aceleración necesaria para activar el mecanismo.

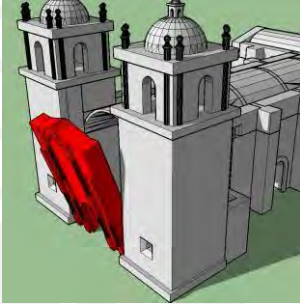
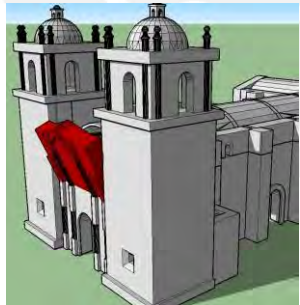
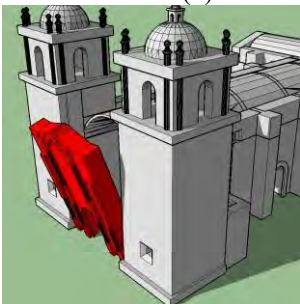
Geometría del muro		
Espesor (s)	1.70 m	
Altura (h)	16.25 m	
Área neta (A)	179.55 m ²	
Brazo de cargas de piso (d)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Altura al baricentro (yG)	8.24 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio (W)	6104.70 KN	
Cargas de piso (Ps)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1032	

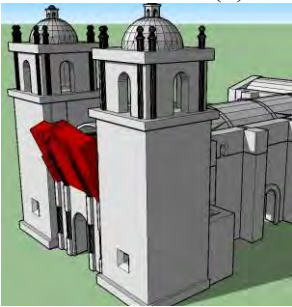

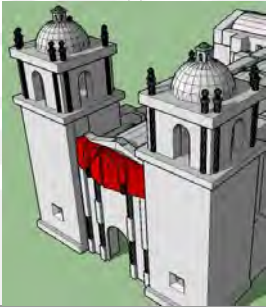
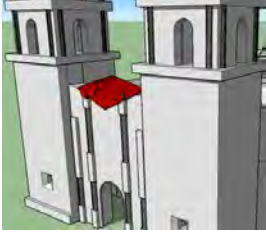
Masa participante (M*)	622.29 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda 0.380
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.08 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	

Figura 5.2. Evaluación del mecanismo de volteo simple de toda la fachada.

Las evaluaciones de todos los mecanismos se encuentran adjuntos en el Anexo 03. La Tabla 5.3, muestra un resumen de los resultados del análisis cinemático lineal de los mecanismos identificados en la fachada. De los cuales el mecanismo de flexión horizontal de la fachada, como un bloque monolítico, es el que posee mayor capacidad; lo que hace poco probable que ese mecanismo se active. Mientras que, los mecanismos con menor capacidad de aceleración son los correspondientes a muros doble cortina. Si bien no se conoce la estructura interna de los muros, se supuso que estos muros pueden ser a doble cortina.

Tabla 5.3. Resultados del análisis cinemático lineal de la fachada

Mecanismo de colapso	α_0	a_0^*	a_{0g}	μ
Volteo simple de toda la fachada (a) 	0.103	0.08	0.20	0.38
Volteo simple al segundo nivel de la fachada (b) 	0.217	0.16	0.43	0.37
Volteo simple de toda la fachada de muro doble cortina (c) 	0.030	0.02	0.20	0.11

<p>Volteo simple al segundo nivel de la fachada de muro doble cortina (d)</p> 	0.064	0.05	0.43	0.11
<p>Flexión horizontal la fachada (e)</p> 	0.904	0.75	0.59	1.28
<p>Flexión horizontal muro doble cortina de la fachada (f)</p> 	0.137	0.11	0.59	0.19
<p>Flexión horizontal en el tímpano (g)</p> 	0.353	0.26	0.58	0.45

Donde: α_0 es el multiplicador de fuerzas horizontales, a_0^* la aceleración espectral para la activación del mecanismo, a_{0g} la aceleración sísmica de sitio, y μ la relación de capacidad y demanda sísmica.

En la Figura 5.3, se puede observar que la relación entre: la relación de capacidad y demanda (μ), y el multiplicador de fuerzas horizontales (α_0), no es directamente proporcional, por lo que si tenemos α_0 altos no siempre significa que tendremos μ

altos; se puede notar que el mecanismo de volteo simple para un muro doble cortina al segundo nivel es el que tiene una menor relación μ . Mientras el mecanismo con un comportamiento muy bueno es el de flexión horizontal considerando un muro rígido en todo su espesor.

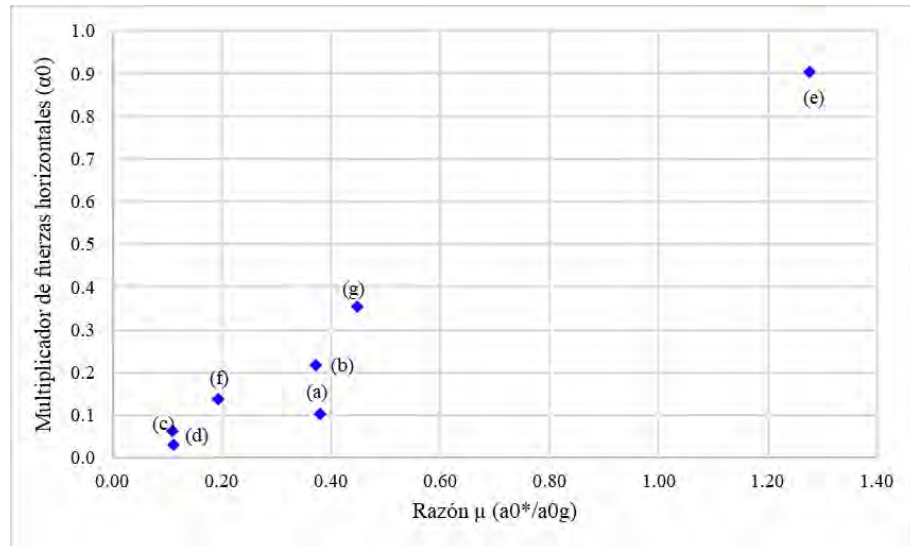


Figura 5.3. Relación de factor de seguridad con multiplicador de fuerzas horizontales en la fachada.

5.1.2. Nave

En el macromodelo correspondiente a la nave, se identificó 2 tipos de mecanismos principales: volteo compuesto y flexión horizontal.

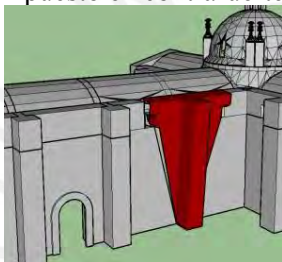
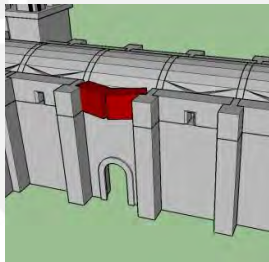
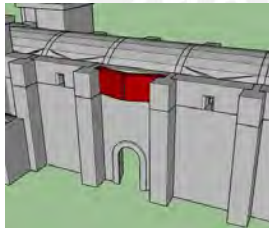
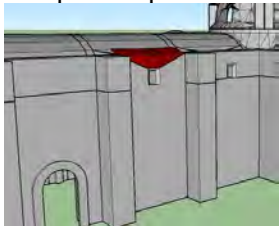
Como el muro lateral posee contrafuertes, que resisten a fuerzas laterales, lo que se realiza es: verificar la capacidad de resistencia de una porción de muro y el contrafuerte, para ello se analiza el siguiente mecanismo:

- Volteo compuesto de contrafuerte (a)
- Flexión horizontal en muro lateral (b)
- Flexión horizontal en muro lateral a doble cortina (c)
- Flexión horizontal en la parte superior del muro (d)

Donde (a) corresponde a un mecanismo de volteo compuesto; (b), (c) y (d) corresponden al mecanismo de flexión horizontal.

Observamos que, el mecanismo de flexión horizontal del muro lateral considerando un bloque compacto, es el único que cumple con la relación de capacidad y demanda, el caso más crítico es considerando flexión horizontal de un muro a doble cortina. Se puede notar que, en la verificación de volteo compuesto del contrafuerte, la aceleración de capacidad y demanda son muy similares, por lo que el contrafuerte cumpliría la función de absorber las fuerzas laterales producidas por las bóvedas y arcos.

Tabla 5.4. Resultados del análisis cinemático lineal de la nave

Mecanismo de colapso	α_0	a_0^*	a_{0g}	μ
Volteo compuesto en contrafuerte lateral (a) 	0.241	0.18	0.20	0.92
Flexión horizontal en muro lateral (b) 	0.822	0.64	0.60	1.06
Flexión horizontal en muro lateral a doble cortina (c) 	0.101	0.08	0.60	0.13
Flexión horizontal parte superior del muro lateral (d) 	0.541	0.40	0.61	0.66

Donde: α_0 es el multiplicador de fuerzas horizontales, a_0^* la aceleración espectral para la activación del mecanismo, a_{0g} la aceleración sísmica de sitio, y μ la relación de capacidad y demanda sísmica.

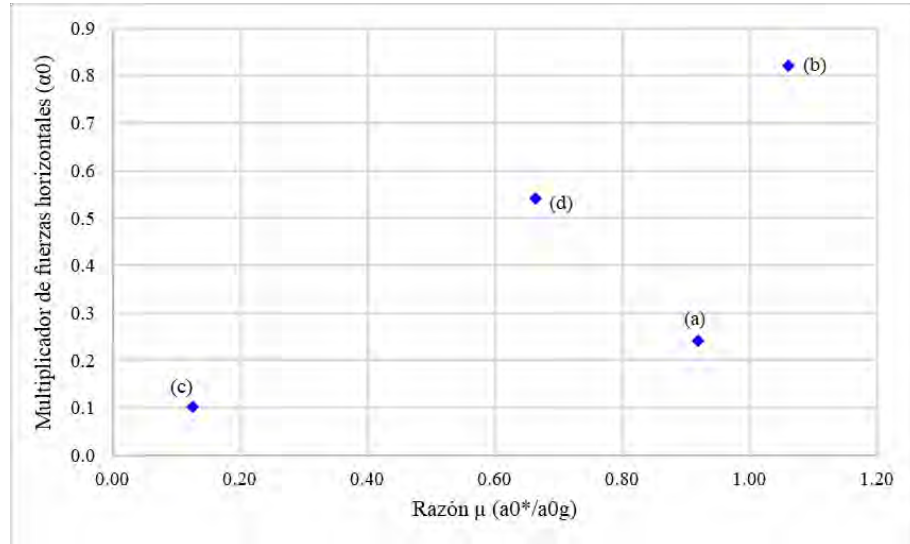


Figura 5.5. Relación de factor de seguridad con multiplicador de fuerzas horizontales en la nave.

En la Figura 5.5, se observa que similar a la fachada, la relación μ no es directamente proporcional al multiplicador de fuerzas horizontales α_0 . El peor escenario es para el mecanismo de flexión horizontal para un muro a doble cortina; mientras que la flexión horizontal para un muro que garantice su comportamiento compacto es el que mejor comportamiento tiene. La efectividad del contrafuerte medida a través de un volteo compuesto tendría un comportamiento muy bueno ya que la capacidad es casi similar a la demanda existente.

5.1.3. Transepto

Se identificó 2 tipos de mecanismos: volteo compuesto y flexión horizontal.

De la geometría de la catedral, al tratarse de una cruz latina simétrica, solo se analiza un lado del transepto, se identificó tres posibilidades de colapso:

- Volteo compuesto muro frontal del transepto (a)

- Volteo de cuña en esquina de transepto (b)
- Flexión horizontal parte superior del muro frontal (c)

De los cuales (a) corresponde a volteo compuesto; (b) y (c) corresponden a flexión horizontal.

En todos los casos, la geometría es determinada a partir de los planos arquitectónicos, y el baricentro es calculado mediante la ayuda de un CAD. La Figura 5.6, muestra el procedimiento de cálculo del multiplicador de fuerzas horizontales para el mecanismo de volteo compuesto del muro frontal, y la aceleración espectral necesaria para la activación del mecanismo.

Geometría del muro		
Espesor muro frontal (s)	1.50 m	
Espesor muro lateral (sc)	0.50 m	
Altura (h)	5.20 m	
Área neta de muro frontal (A)	85.78 m ²	
Área neta muro (Ac)	13.78 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (d)	2.65 m	
Brazo horiz. cargas techo muro lat. (dO)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Ditancia al baricentro del muro lat. (xGo)	1.77 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	3.07 m	
Altura al baricentro del muro lat. (yGo)	3.47 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	2573.48 KN	
Peso propio muro lateral (Wo)	275.60 KN	
Cargas de techo en muro frontal (Ps)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro lateral (Pso)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	5.40 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2695	Capacidad/Demanda 0.391
Masa participante (M*)	291.17 KN-m/s ²	
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.20 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.51 g	

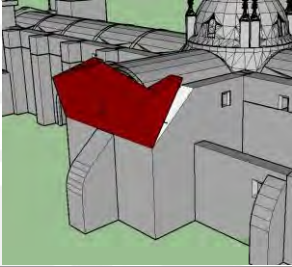
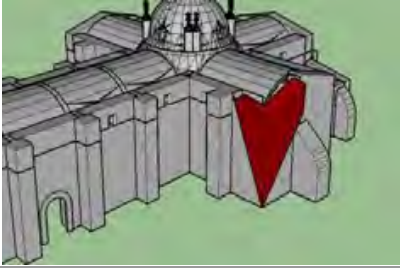
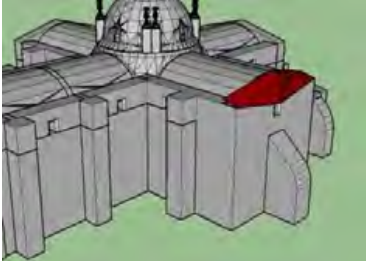
Figura 5.6. Evaluación del mecanismo de volteo simple de toda la fachada.

Finalmente, se verifica la relación de capacidad y demanda. Obteniendo que la aceleración de demanda sísmica es similar a la aceleración necesaria para activar el mecanismo.

Las evaluaciones de todos los mecanismos se encuentran adjuntos en el Anexo 03.

La Tabla 5.5, muestra un resumen de los resultados obtenidos del análisis cinemático lineal de los mecanismos identificados en el transepto; de ese resultado se concluye que, el mecanismo correspondiente al volteo compuesto posee una mayor capacidad de resistencia, mientras que el mecanismo de flexión horizontal de la parte superior del muro posee la menor capacidad.

Tabla 5.5. Resultados del análisis cinemático lineal del transepto

Mecanismo de colapso	α_0	a_0^*	a_{0g}	μ
Volteo compuesto muro frontal del transepto (a) 	0.270	0.20	0.51	0.39
Volteo de cuña en esquina de transepto (b) 	0.229	0.17	0.20	0.85
Flexión horizontal parte superior del muro frontal (c) 	0.128	0.09	0.53	0.18

Donde: α_0 es el multiplicador de fuerzas horizontales, a_0^* la aceleración espectral para la activación del mecanismo, a_{0g} la aceleración sísmica de sitio, y μ la relación de capacidad y demanda sísmica.

En la Figura 5.7, se puede observar que, similar a los casos anteriores, la relación μ no es directamente proporcional al multiplicador de fuerzas horizontales α_0 , y los tres mecanismos tienen una relación μ menor a la unidad; siendo el más crítico: el de flexión horizontal de la parte superior del muro frontal del transepto

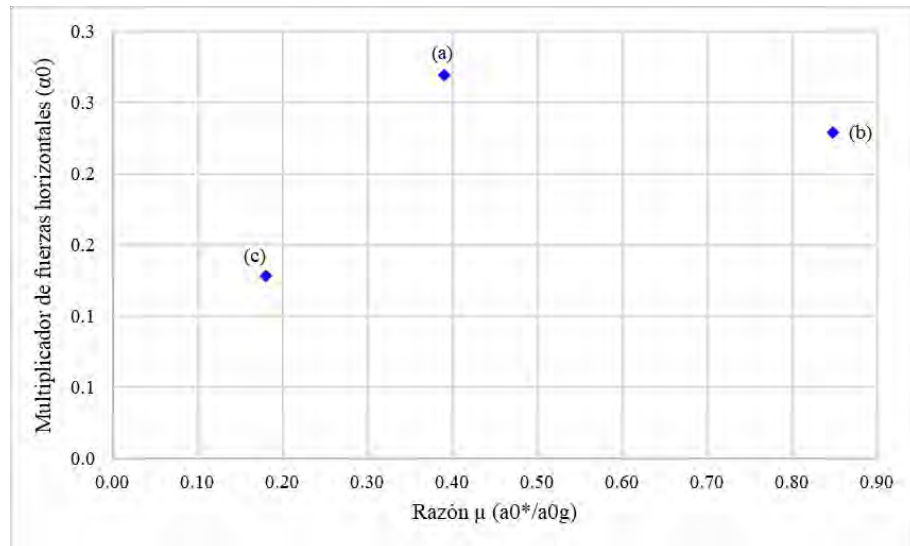


Figura 5.7. Relación de factor de seguridad con multiplicador de fuerzas horizontales en el transepto.

5.1.4. Ábside

En el macromodelo correspondiente a la nave se identificó 2 tipos de mecanismo: volteo compuesto y flexión horizontal.

Para el análisis se identificó cuatro posibilidades de colapso:

- Volteo compuesto del muro frontal en ábside (a)
- Volteo de cuña en esquina del ábside (b)
- Flexión horizontal en muro frontal del ábside (c)
- Flexión horizontal en muro frontal del presbiterio (d)

De donde (a) y (b) corresponden a volteo compuesto; (c) y (d) corresponden a flexión horizontal.

En todos los casos, la geometría fué determinada a partir de los planos arquitectónicos existentes, y el baricentro calculado mediante la ayuda de un CAD.

La

Masa participante (M^*)	147.98 KN-m/s ²	
Fracción de masa participante (e^*)	0.99	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral ($a0^*$)	0.13 g	Capacidad/Demanda
Aceleración de sitio ($a0g$)	0.20 g	

Figura 5.8, muestra el procedimiento de cálculo para el mecanismo de volteo compuesto del muro frontal en ábside similar a procedimientos anteriores.

En este mecanismo se puede observar que, la aceleración espectral necesaria para activar el mecanismo es menor a la aceleración de demanda del sitio.

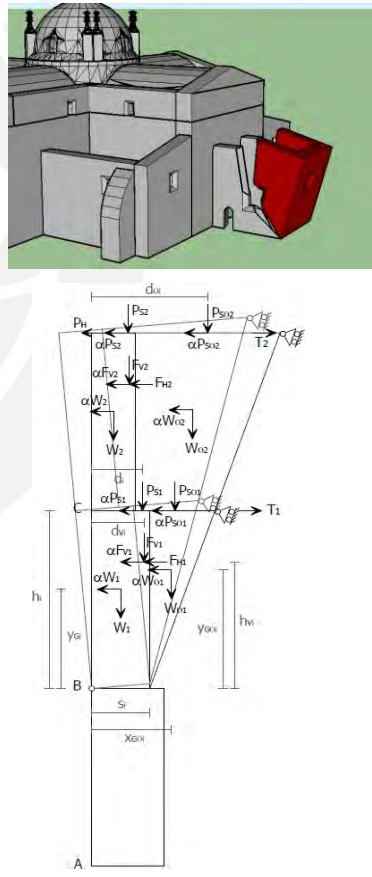
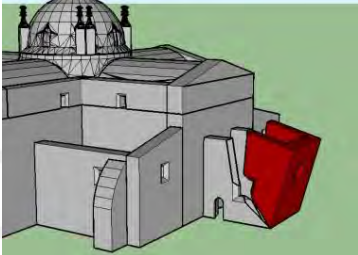
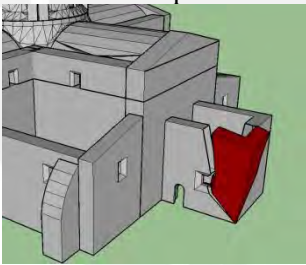
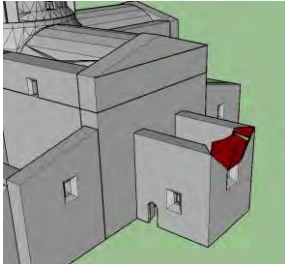
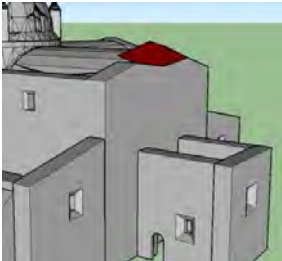
Geometría del muro		
Espesor muro frontal (s)	1.10 m	
Espesor muro lateral (sc)	0.50 m	
Altura (h)	7.00 m	
Área neta de muro frontal (A)	53.27 m ²	
Área neta muro (Ac)	14.35 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (d)	0.75 m	
Brazo horiz. cargas techo muro lat. (dO)	2.05 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Ditancia al baricentro del muro lat. (xGo)	1.37 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	3.78 m	
Altura al baricentro del muro lat. (yGo)	4.67 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	1171.94 KN	
Peso propio muro lateral (Wo)	287.00 KN	
Cargas de techo en muro frontal (Ps)	9.70 KN	
Cargas de techo en muro lateral (Pso)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	5.40 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1724	
Masa participante (M^*)	147.98 KN-m/s ²	
Fracción de masa participante (e^*)	0.99	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral ($a0^*$)	0.13 g	Capacidad/Demanda
Aceleración de sitio ($a0g$)	0.20 g	

Figura 5.8. Evaluación del mecanismo de volteo compuesto del muro frontal en ábside.

Las evaluaciones de todos los mecanismos se encuentran adjuntos en el Anexo 03. La Tabla 5.6, muestra un resumen de los resultados obtenidos del análisis cinemático lineal de los mecanismos identificados en el ábside, de los cuales, el mecanismo con mayor seguridad sísmica es el de volteo de cuña en esquina del ábside, y contrario a ello el mecanismo de flexión horizontal en muro frontal del presbiterio tiene una seguridad sísmica baja.

Tabla 5.6. Resultados del análisis cinemático lineal del ábside.

Mecanismo de colapso	α_0	a_0^*	a_{0g}	μ
Volteo compuesto del muro frontal en ábside (a) 	0.172	0.13	0.20	0.64
Volteo de cuña en esquina del ábside (b) 	0.233	0.18	0.20	0.88
Flexión horizontal en muro frontal del ábside (c) 	0.417	0.31	0.49	0.63
Flexión horizontal en muro frontal del presbiterio (d) 	0.213	0.16	0.52	0.30

Donde: α_0 es el multiplicador de fuerzas horizontales, a_0^* la aceleración espectral para la activación del mecanismo, a_{0g} la aceleración sísmica de sitio, y μ la relación de capacidad y demanda sísmica.

En la Figura 5.9, se puede observar que similar a casos anteriores la tendencia de la relación μ y el multiplicador de fuerzas horizontales α_0 , no es lineal; y que los cuatro mecanismos identificados tienen capacidades muy por debajo a la demanda sísmica del sitio.

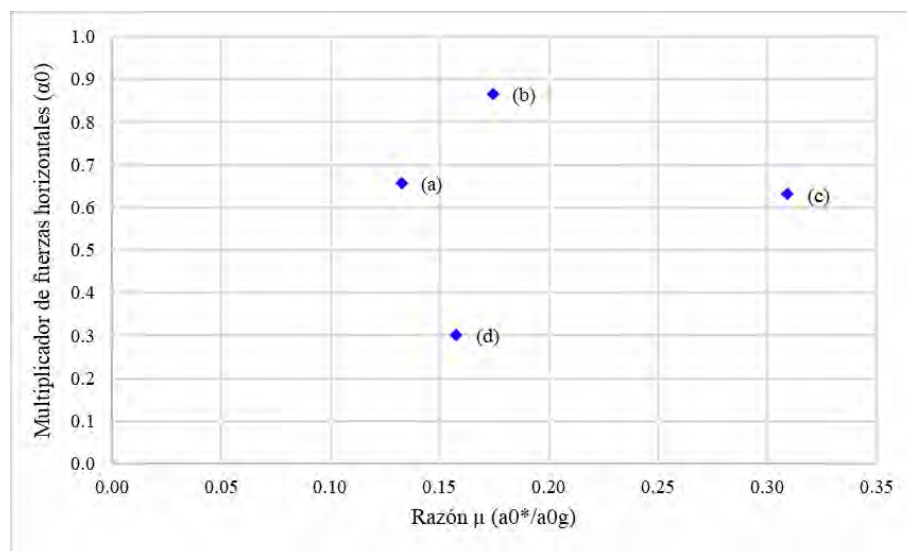


Figura 5.9. Relación de factor de seguridad con multiplicador de fuerzas horizontales en el ábside.

5.1.5. Irregularidades en altura

En el macromodelo correspondiente a las irregularidades en altura se identificó un mecanismo de volteo compuesto:

- Volteo de cuña en esquina de presbiterio (a)

La geometría es determinada a partir de los planos arquitectónicos existentes, y el baricentro es calculado mediante la ayuda de un CAD. La Figura 5.10, muestra el procedimiento de cálculo del multiplicador de fuerzas horizontales para el mecanismo indicado, la aceleración espectral necesaria para la activación del mecanismo considerando el factor de confianza, y la demanda sísmica del sitio.

Finalmente se verifica la relación de capacidad y demanda, obteniendo que la aceleración de demanda sísmica es menor a la aceleración necesaria para activar el mecanismo.

La

Tabla 5.7, muestra el resumen de los resultados obtenidos, donde: α_0 es el multiplicador de fuerzas horizontales, a_0^* la aceleración espectral para la activación del mecanismo, a_{0g} la aceleración sísmica de sitio, y μ la relación de capacidad y demanda sísmica.

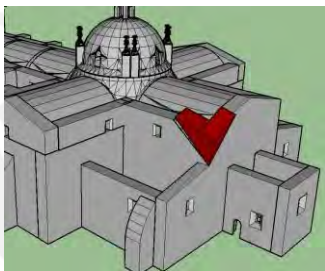
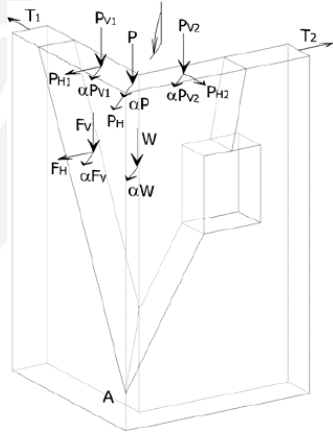
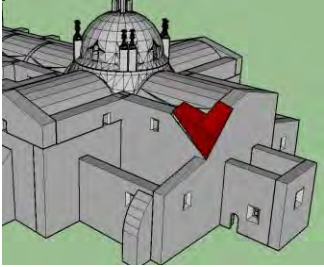
Geometría del muro						
Espesor de muros (s)	1.70 m					
Altura (h)	4.00 m					
Área neta del muro 1 (A1)	4.00 m ²					
Área neta del muro 2 (A2)	4.00 m ²					
Brazo horiz. cargas techo (dp)	1.40 m					
Brazo horiz. cargas techo muro 1 (d1)	1.91 m					
Brazo horiz. cargas techo muro 2 (d2)	1.91 m					
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	1.91 m					
Altura a bóveda y/o arco (hv)	1.50 m					
Distancia al baricentro (xG)	1.07 m					
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	2.67 m					
Cargas aplicadas						
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³					
Peso propio muro frontal (W)	40.80 KN					
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	28.01 KN					
Cargas de techo en esquina (P)	3.20 KN					
Cargas de techo en muro 1 (Pv1)	2.00 KN					
Cargas de techo en muro 2 (Pv2)	0.00 KN					
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (F'h)	10.58 KN					
Empuje estático cobertura esquina (Ph)	3.20 KN					
Empuje estático de la cobertura 1 (P'h1)	1.41 KN					
Empuje estático de la cobertura 2 (P'h2)	0.00 KN					
Fuerza máxima de tirante 1 (T1)	0.00 KN					
Fuerza máxima de tirante 2 (T2)	0.00 KN					
Resultados		<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Capacidad/Demanda</td> </tr> <tr> <td colspan="2">0.620</td> </tr> </table>	Capacidad/Demanda		0.620	
Capacidad/Demanda						
0.620						
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.4149					
Masa participante (M*)	9.96 KN-m/s ²					
Fracción de masa participante (e*)	0.95					
Factor de confianza (FC)	1.35					
Aceleración espectral (a_0^*)	0.32 g					
Aceleración de sitio (a_{0g})	0.52 g					

Figura 5.10. Evaluación del mecanismo de volteo de cuña en esquina de presbiterio.

Tabla 5.7. Resultados del análisis cinemático lineal de irregularidades en altura

Mecanismo de colapso	α_0	a_0^*	a_{0g}	μ
Volteo de cuña en esquina de presbiterio (a) 	0.415	0.32	0.52	1.61

CAPÍTULO VI: Análisis Cinemático no Lineal

6.1. Desplazamiento máximo de un bloque rígido

Si para el análisis consideramos un bloque rígido cuya resultante de cargas verticales y horizontales están ubicadas en el baricentro A, y este rota alrededor del punto de rotación O tal como se observa en la Figura 6.1.

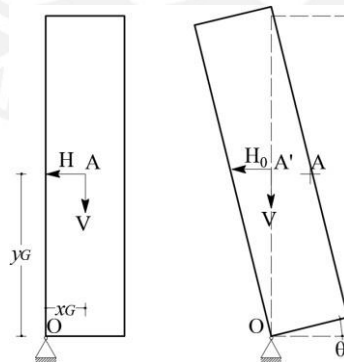


Figura 6.1. Rotación de un bloque rígido con cargas aplicadas en el baricentro.

La partícula A realizara un movimiento, como se muestra en la Figura 6.2. Procedemos a realizar un análisis del equilibrio de fuerzas en el plano, cuando las fuerzas están

aplicadas en la posición A' , se obtiene la ecuación (6.1), esta relación también la conocemos como el multiplicador de colapso α .

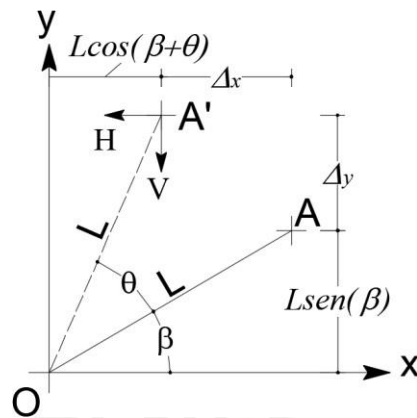


Figura 6.2. Rotación de la partícula A en el plano.

$$\frac{H}{I} = \frac{\text{sen}(\theta + \beta)}{\text{cos}(\theta + \beta)} = \alpha \quad (6.1)$$

El valor de β está en función de la geometría y la ubicación del baricentro del bloque; si consideramos que la partícula A está ubicada en el baricentro, el valor de las coordenadas geométricas $A(x_G, y_G)$, estarían definidas por la ecuación (6.2).

$$x_G = L \text{cos}(\beta) \quad (6.2)$$

$$y_G = L \text{sen}(\beta)$$

Si aplicamos (6.2) en (6.1) obtenemos (6.3).

$$\alpha = \frac{x_G \text{cos}(\theta) - y_G \text{sen}(\theta)}{x_G \text{sen}(\theta) + y_G \text{cos}(\theta)} \quad (6.3)$$

Como se observa el multiplicador de fuerzas horizontales está en función del ángulo de rotación. El multiplicador de colapso estático α_0 , ocurre cuando $\theta=0$; mientras que cuando $\alpha=0$ se obtendrá el desplazamiento máximo hasta el colapso d_k de acuerdo a la Figura 2.36, el desplazamiento horizontal máximo durante la rotación está definido en la ecuación (6.4).

$$\Delta_x = L \text{cos}(\beta) - L \text{cos}(\theta + \beta) \quad (6.4)$$

Reemplazando (6.2) en (6.4) obtenemos (6.5).

$$\Delta_x = y_G \sin(\theta) + x_G(1 - \cos(\theta)) \quad (6.5)$$

Si el resultante de las cargas aplicadas en el bloque está concentrado en un baricentro geométrico, el desplazamiento máximo $d_k = d^*_0$.

6.2. Verificación de Capacidad de la Estructura

Para la verificación de la capacidad al desplazamiento de la estructura sometida a acciones sísmicas se realizó mediante el procedimiento descrito en el ítem 2.8 del presente trabajo. Se utilizó el modelo multilineal de la Figura 2.38. El procedimiento se desarrolló para todos los mecanismos evaluados en el análisis cinemático lineal.

6.2.1. Fachada

Continuando el procedimiento para el mecanismo de volteo simple de toda la fachada (Figura 5.2) se procede a realizar el análisis cinemático no lineal.

La Tabla 6.1, muestra los resultados de cálculo para el mecanismos de volteo simple de toda la fachada siguiendo las ecuaciones (2.48) a la (2.52), y con ello procedemos a graficar el espectro de capacidad de la Figura 6.3.

Tabla 6.1. Análisis cinemático no lineal del mecanismo de volteo simple de toda la fachada

Desplazamiento espectral (d^*_0)	0.850 m
Desplazamiento ultimo de colapso (du^*)	0.34 m
Periodo secante (T_s)	2.92 s
Aceleración rango elástico (ay^*)	0.034 g
Desplazamiento elástico dy^*	0.001 m
Desplazamiento cerca del colapso dNC^*	0.287 m
Desplazamiento de daño dDL^*	0.144 m

El desplazamiento de demanda sísmica es determinado mediante la aceleración máxima del sitio descrito por la (NTE-0.30, 2016) y la ecuación (2.47), esto también es representado en la Figura 6.3.

La Figura 6.3, describe el procedimiento grafico para determinar el desplazamiento de demanda y capacidad de la estructura. Primeramente, se determina el espectro de desplazamientos del sitio $S_a(T)$. Luego se interseca con el periodo secante T_s obtenida mediante la ecuación (2.46), de esta forma se obtiene el desplazamiento de demanda de la estructura. Este desplazamiento es ubicado en el espectro de capacidad de la estructura y se procede a ubicar el nivel de daño esperado.

En resumen la Figura 6.3, puede ser representado mediante la Figura 6.4, donde solo se represente la curva de capacidad de la estructura y el desplazamiento máximo de demanda del sitio.

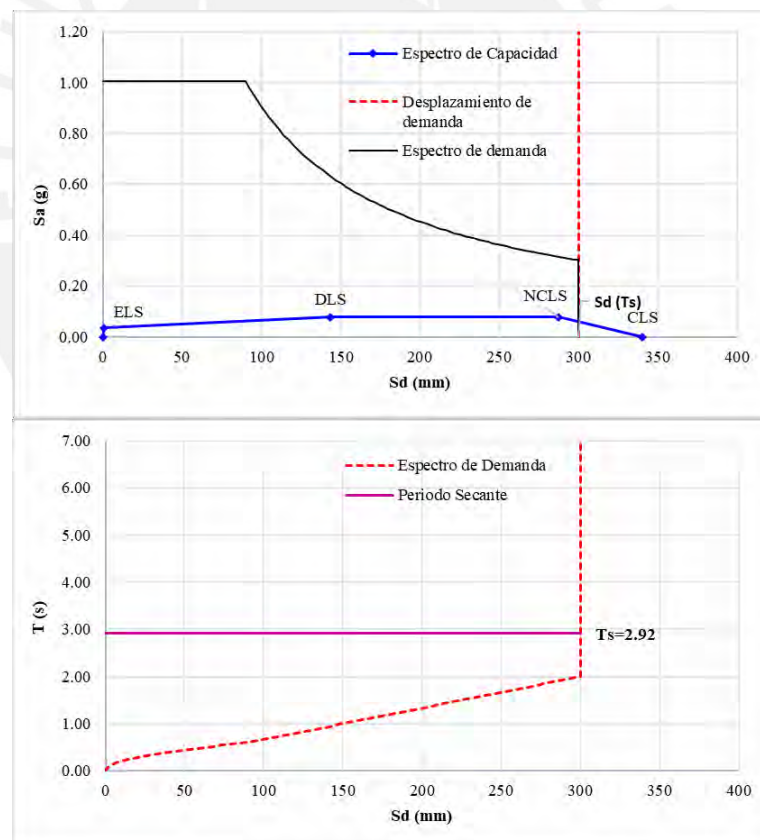


Figura 6.3. Ubicación del desplazamiento de demanda en el espectro de capacidad del mecanismo de volteo simple de toda la fachada.

En la Figura 6.4, se desarrolló un modelo multilíneo para el espectro de capacidad de la estructura, en donde, se puede apreciar cuatro puntos de análisis: Estado

Límite Elástico (ELS), se da con un desplazamiento casi despreciable al incrementar la aceleración en el macromodelo; Estado Límite de Daño (DLS), se desarrolla con un desplazamiento de 144mm; considerando la ductilidad de la estructura obtenemos el Estado Límite de Colapso Cercano (NCLS), el mismo que se desarrolla con un desplazamiento de 287mm, este desplazamiento es el necesario para que se active el mecanismo de colapso; y Estado Límite de Colapso (CLS) que ocurre para un desplazamiento de 340mm, este último representa el desplazamiento necesario para el colapso inminente del macromodelo.

Si consideramos que el desplazamiento de demanda $S_d(T_s)$ es de 300mm calculado con la (NTE-0.30, 2016). Podemos concluir que, para una aceleración de suelo máxima de demanda, el mecanismo de colapso supuesto ya iniciaría su colapso con un daño considerable, ya que excede el estado limite cercano al colapso.

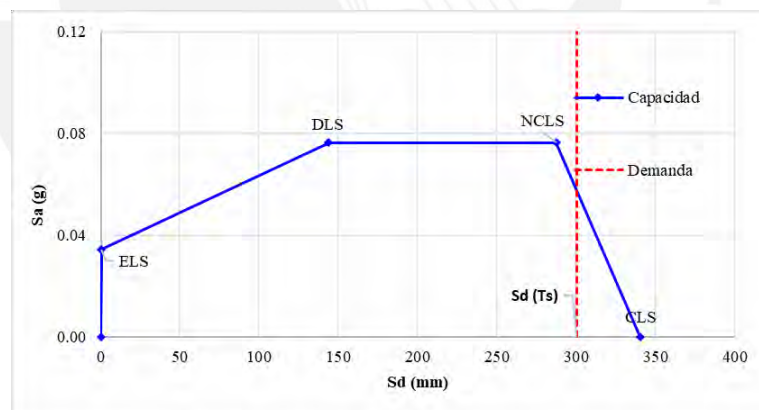


Figura 6.4. Espectro de capacidad versus espectro de demanda del mecanismo de volteo simple de toda la fachada.

La Figura 6.5, representa los espectros de capacidad versus el desplazamiento de demanda de los mecanismos de colapso en la fachada: (a) Volteo simple de toda la fachada, (b) Volteo simple al segundo nivel de la fachada, (c) Volteo simple de toda la fachada de muro doble cortina, (d) Volteo simple al segundo nivel de la

fachada de muro doble cortina, (e) Flexión horizontal la fachada, (f) Flexión horizontal muro doble cortina de la fachada, (g) Flexión horizontal en el tímpano. Se puede observar que para los mecanismos (a), (b) y (e) el desplazamiento de demanda se encuentra entre el límite cercano al colapso y límite ultimo de colapso; esto significa que la estructura sufrirá varios daños considerables, pero no colapsaría. Mientras que para el resto de mecanismos los desplazamientos de demanda exceden el límite ultimo de colapso, lo que se puede interpretar que estos mecanismos colapsarían para la demanda sísmica que se tiene prevista en el lugar.

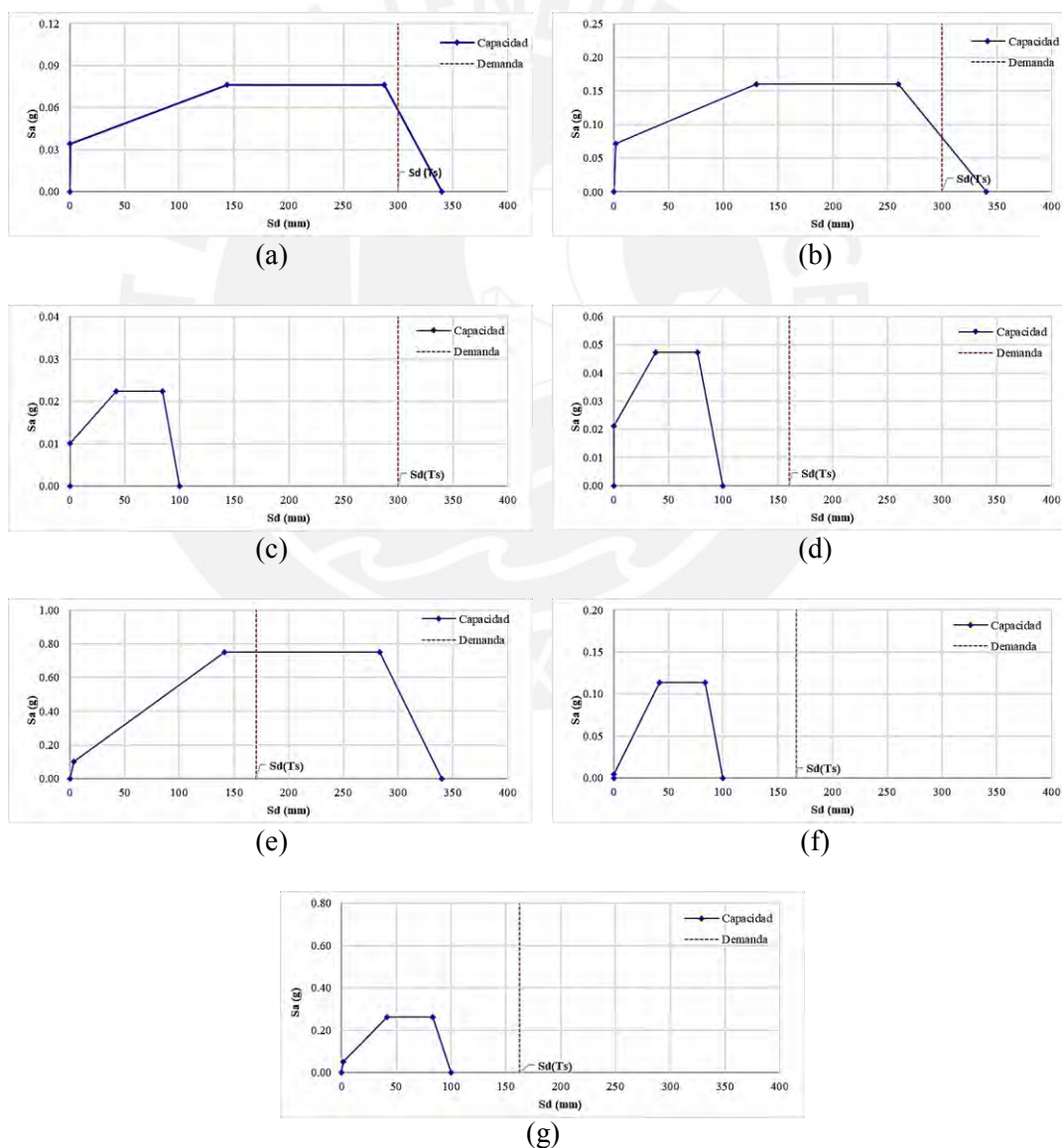


Figura 6.5. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en la fachada.

(a) Volteo simple de toda la fachada, (b) Volteo simple al segundo nivel de la fachada, (c) Volteo simple de toda la fachada de muro doble cortina, (d) Volteo simple al segundo nivel de la fachada de muro doble cortina, (e) Flexión horizontal en la fachada, (f) Flexión horizontal muro doble cortina de la fachada, (g) Flexión horizontal en el tímpano

6.2.2. Nave

En la Figura 6.6, se muestran los espectros de capacidad versus el desplazamiento de demanda de los mecanismos de colapso en la nave: (a) Volteo compuesto de contrafuerte, (b) Flexión horizontal en muro lateral, (c) Flexión horizontal en muro lateral a doble cortina, (d) Flexión horizontal parte superior del muro lateral.

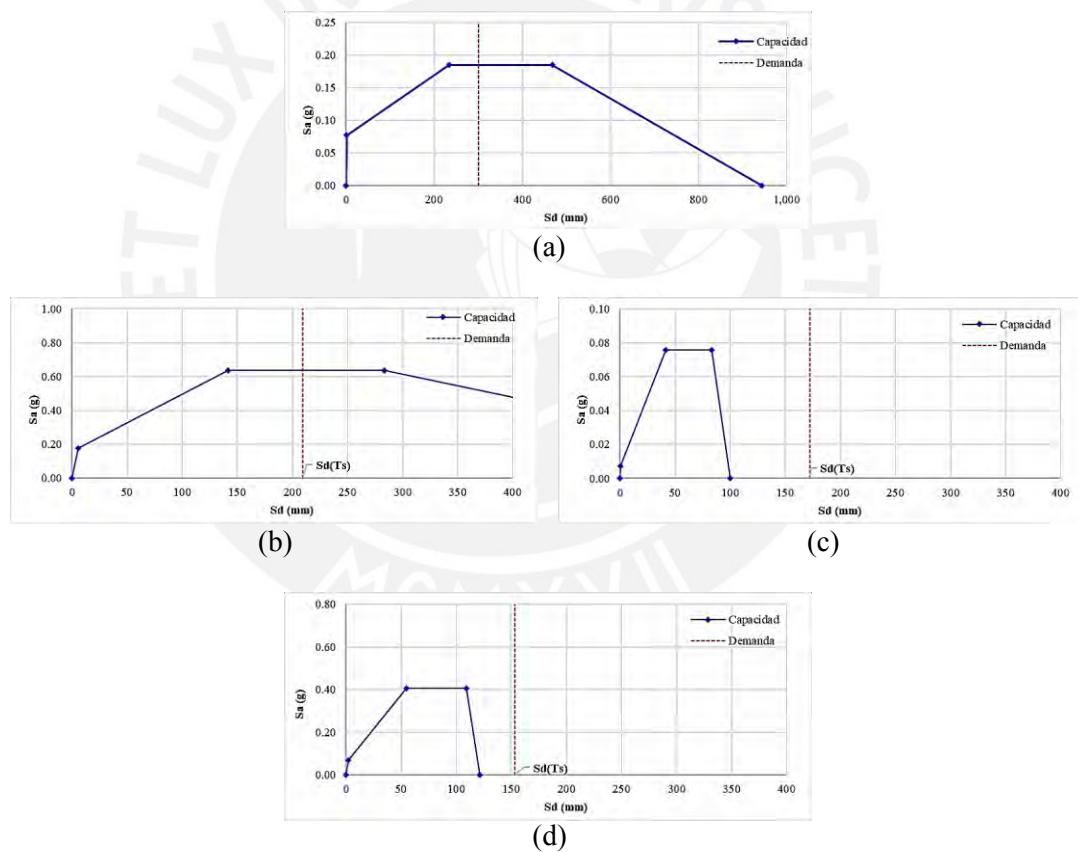


Figura 6.6. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en la nave.

(a) Volteo compuesto de contrafuerte, (b) Flexión horizontal en muro lateral, (c) Flexión horizontal en muro lateral a doble cortina, (d) Flexión horizontal parte superior del muro lateral.

Se puede observar que, en el mecanismo (a) el desplazamiento de demanda aun no alcanza el estado límite de daño; por lo que se prevé que el daño esperado en este mecanismo sea mínimo, esto es debido a que el contrafuerte sea efectivo para contrarrestar fuerzas laterales. El desplazamiento de demanda para el mecanismo (b) no alcanza el estado limite cercano al colapso, esto se debe a que el bloque analizado corresponde a un bloque compacto; mientras que, para un modelo del muro a doble cortina, el desplazamiento de demanda es mayor al de capacidad del mecanismo (c). Se concluye que este mecanismo colapsaría para la demanda sísmica dada; similar a este último ocurre con el mecanismo (d).

6.2.3. Transepto

En la Figura 6.7, se muestran los espectros de capacidad versus el desplazamiento de demanda de los mecanismos de colapso en el transepto: (a) Volteo compuesto muro frontal del transepto, (b) Volteo de cuña en esquina de transepto, (c) Flexión horizontal parte superior del muro frontal.

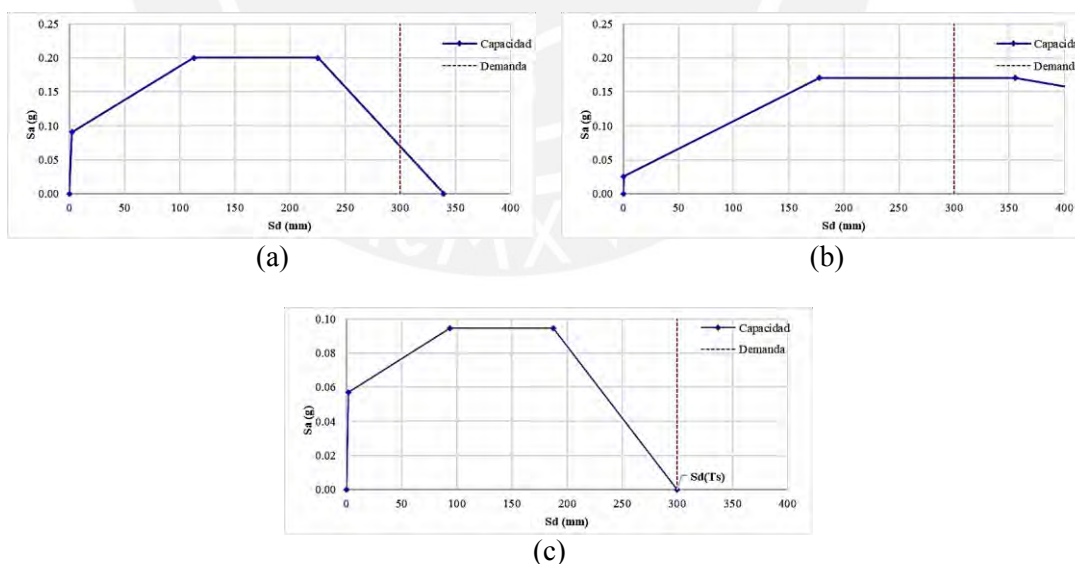


Figura 6.7. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en el transepto.

(a) Volteo compuesto muro frontal del transepto, (b) Volteo de cuña en esquina de transepto, (c) Flexión horizontal parte superior del muro frontal

Se puede observar que el desplazamiento de demanda en los mecanismos (a) y (b) no alcanzan el límite cercano al colapso; en el mecanismo (c) el desplazamiento de demanda se ubica en el punto de colapso.

6.2.4. Ábside

En la Figura 6.8, se muestran los espectros de capacidad versus el desplazamiento de demanda de los mecanismos de colapso en el ábside: (a) Volteo compuesto del muro frontal en ábside, (b) Volteo de cuña en esquina del ábside, (c) Flexión horizontal en muro frontal del ábside, (d) Flexión horizontal en muro frontal del presbiterio.

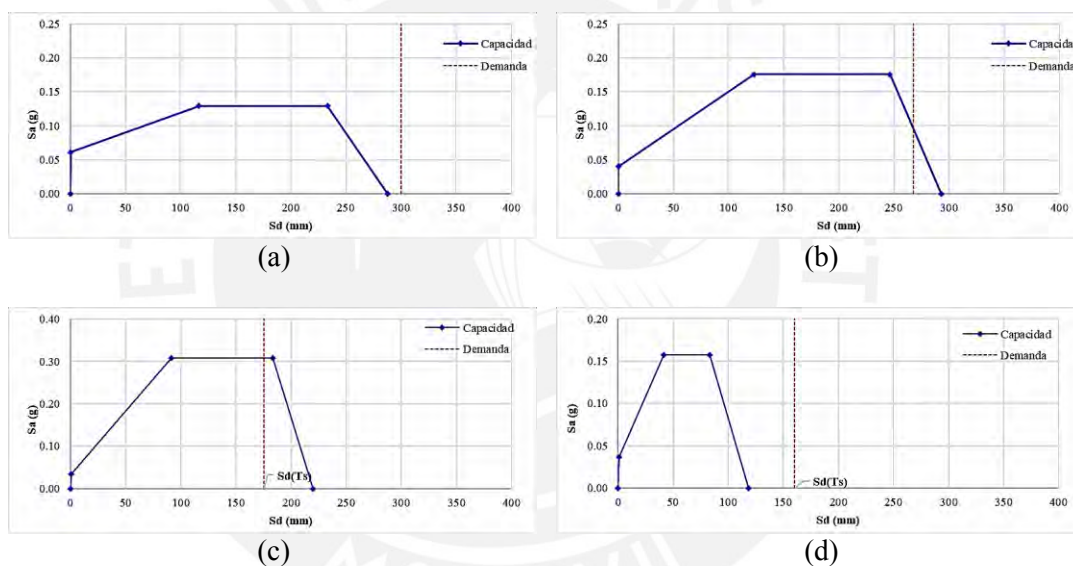


Figura 6.8. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso en el ábside.

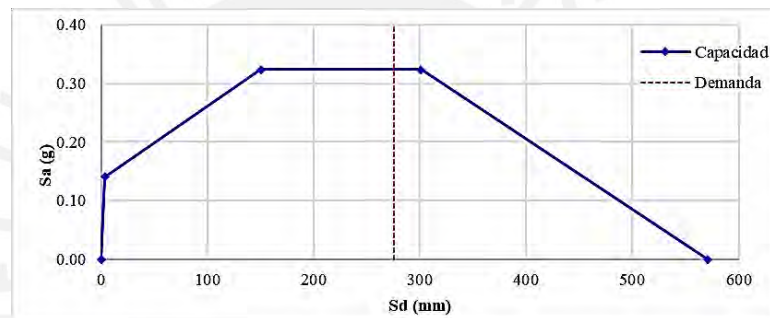
(a) Volteo compuesto del muro frontal en ábside, (b) Volteo de cuña en esquina del ábside, (c) Flexión horizontal en muro frontal del ábside, (d) Flexión horizontal en muro frontal del presbiterio

Se puede observar que, en el mecanismo (a) y (d) el desplazamiento de demanda supera el estado límite de colapso, en estos casos se espera que los mecanismos culpasen; en el mecanismo (b). El desplazamiento de demanda está cercano al estado límite de colapso; y el desplazamiento de demanda para el mecanismo (c)

está cercano al estado límite cercano al colapso, por lo que se prevé que el mecanismo sufra daños considerables, pero no alcance su colapso.

6.2.5. Irregularidades en altura

En la Figura 6.9, se muestran el espectro de capacidad versus el desplazamiento de demanda del mecanismo de colapso en irregularidades en altura: (a) Volteo de cuña en esquina de presbiterio. Se puede observar que el desplazamiento de demanda de este mecanismo está muy cerca al estado límite cercano al colapso, por lo que se puede deducir que este mecanismo tendría daños considerables, pero aun no alcanzaría el colapso para la demanda de sitio.



(a)

Figura 6.9. Espectro de capacidad versus demanda de mecanismos de colapso debido a irregularidad en altura.

(a) Volteo de cuña en esquina de presbiterio

CAPÍTULO VII: Conclusiones y Recomendaciones

7.1. Conclusiones

El Perú, es una región de alta actividad sísmica debido a su ubicación en el cinturón de Fuego del Pacífico. Junto a ello la presencia de una gran cantidad de estructuras históricas de mampostería construidas incluso antes de la era del imperio incaico hasta la época colonial han subsistido y muchos de ellos se han perdido en el tiempo, debido a las fuerzas sísmicas. Esto evidencia que en nuestro medio no existe una metodología para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras y de esa forma evitar la pérdida continua de patrimonio cultural.

En esta tesis se explica la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería de piedra aplicada a la catedral de Puno, a través de la metodología de mecanismos de colapso. La metodología implica realizar una investigación histórica de la catedral de Puno con la finalidad de identificar las fases constructivas de la iglesia y de esta forma identificar la presencia de algunos macroelementos presentes en el edificio. Luego se procede a identificar los mecanismos existentes en la iglesia tomando como base los 28 mecanismos de colapso para iglesias propuesto por la Norma Técnica Italiana (NTC, 2008). Posteriormente se procede a realizar una inspección estructural *in-situ* para calcular indicadores de vulnerabilidad y resguardo sísmico para identificar los mecanismos con más probabilidad de colapso a través de un índice de vulnerabilidad con ayuda de una ficha de evaluación propuesto por Lagomarsino (2004).

También, se desarrolla un análisis cinemático lineal para determinar la relación entre la aceleración necesaria para activar cada mecanismo y la aceleración del suelo indicada en la Norma Técnica Peruana (NTE-0.30, 2016). Finalmente, se realiza un análisis cinemático no lineal para evaluar la capacidad de la estructura, mediante curvas de capacidad de aceleración y desplazamiento.

A continuación, se muestran las conclusiones específicas para el caso de estudio:

- La catedral de Puno fue construida a lo largo de 120 años aproximadamente. Se pudo deducir seis fases constructivas resaltantes, estas fases constructivas facilita la identificación de macroelementos existentes en la catedral.
- Con la descripción arquitectónica y estructural de la catedral, se identificaron 23 mecanismos existentes agrupados en siete macromodelos: fachada, nave, transepto, cúpula y arco triunfal, ábside, capilla, y torre, además de irregularidades en altura.
- Se calcularon los índices de vulnerabilidad para los 23 mecanismos de colapso identificados. Cada índice está relacionado con la probabilidad de que se active el mecanismo estudiado. Se identificaron los mecanismos que tiene una alta probabilidad de activarse durante un movimiento sísmico, estos se encontraron en los macromodelos de la fachada, nave, transepto, cúpula, ábside e irregularidad en altura. Se observó que los mecanismos 1 y 5 que corresponden al volteo de fachada y respuesta transversal de la nave tienen un índice de vulnerabilidad más alto, con una puntuación de 0.85, que representaría una probabilidad del 85% que estos mecanismos se activen y los muros puedan colapsar.

- El índice de vulnerabilidad ayudó a identificar los ocho mecanismos con mayor probabilidad de ocurrencia asociados a los principales macroelementos: mecanismo 1 que correspondiente a la fachada; 5 y 19 a la nave; 10 y 20 al transepto; 16 y 21 al ábside; 25 a las irregularidades en altura. Estos 4 macroelementos asociados a cada mecanismo y las irregularidades en altura fueron los seleccionados para continuar con el análisis cinemático respectivo.
- Para el análisis cinemático lineal se consideró que la catedral de Puno está ubicada en la zona 3 del mapa de peligro sísmico del Perú. Con esto se obtiene la aceleración de demanda del sitio (a_{0g}). Para obtener la aceleración necesaria para la activación de cada mecanismo (a^*_0) se aplicó el principio de trabajo virtual en bloques rígidos, obteniendo un multiplicador de colapso o fuerzas laterales (α_0). Este procedimiento se desarrolla para cada uno de los mecanismos supuestos en cada macroelemento seleccionado con el índice de vulnerabilidad. Al final del análisis lineal se realiza una verificación que relaciona la aceleración necesaria para la activación del mecanismo y la aceleración de demanda del sitio: $\mu = (a^*_0)/(a_{0g})$
- En la Figura 7.1 se muestra la razón $\mu = (a^*_0)/(a_{0g})$ y el multiplicador de fuerzas laterales (α_0) de los cuatro macroelementos identificados e irregularidad en altura. Se aprecia que no existe una relación directa entre ambos, ello se debe alguno de los mecanismos se ubican a niveles superiores al nivel del suelo.

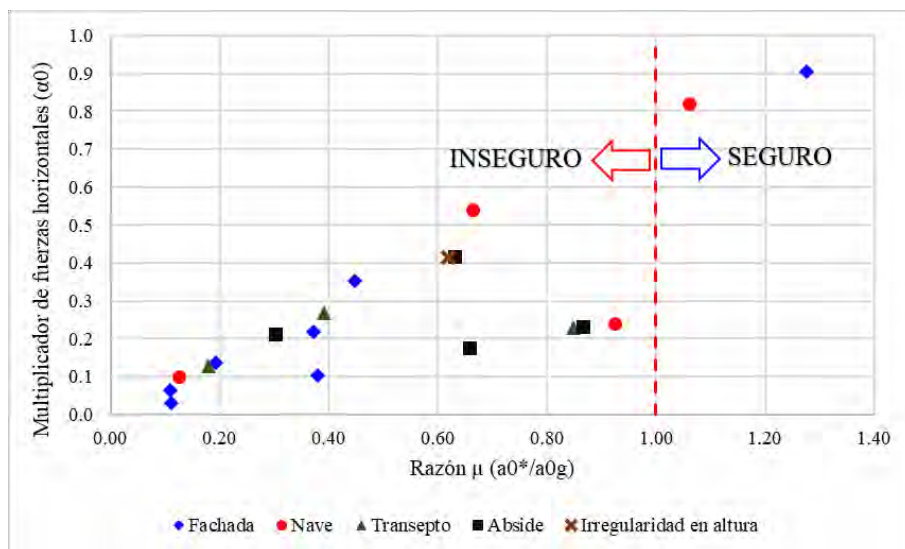


Figura 7.1. Resultados del análisis cinemático lineal.

- De la revisión del análisis lineal (Figura 7.1) se puede observar que la mayoría de mecanismos supuestos tienen una relación de capacidad versus demanda μ menor a la unidad, lo que indica que estos mecanismos se activarán y posiblemente alcancen el colapso para aceleraciones en el suelo mayores a 0.40g que representa la aceleración pico máxima de sitio según la (NTE-0.30, 2016). De los mecanismos supuestos solo dos tienen una capacidad mayor a la demanda, estos corresponden a los mecanismos de flexión horizontal de un muro compacto en la fachada y a flexión horizontal de un muro lateral compacto en la nave. Se concluye que en muros compactos la relación μ es mayor que en muros a doble cortina.
- De la Figura 7.1 también se pudo verificar que la efectividad de los contrafuertes en los muros laterales de la nave es bueno, ya que cuenta con una relación μ cercana a la unidad y representa el tercer mecanismo con un mejor comportamiento. La evaluación de la respuesta de desplazamientos debido a fuerzas sísmicas de los mecanismos supuestos para el análisis lineal, fue realizado mediante un análisis cinemático no lineal.

- Para el análisis cinemático no lineal se usaron modelos multilíneales para el gráfico de las curvas de capacidad. Se definieron cuatro estados límites principales: colapso del sistema (CLS), estado límite de colapso cercano (NCLS), estado límite de daño (DLS) y estado límite elástico (ELS).
- Del análisis cinemático no lineal se puede concluir que, en el análisis muros con naturaleza constructiva a doble cortina, se tiene una capacidad de desplazamientos muy baja. Mientras que los muros compactos se tendrá una capacidad de desplazamientos mayor, donde el desplazamiento de demanda está entre el límite de colapso cercano (NCLS) y el colapso del sistema (CLS). La Figura 7.2 muestra una comparación de resultados obtenidos del mecanismo de volteo simple de la fachada considerando para el análisis un muro compacto (a) y un muro a doble cortina (b).

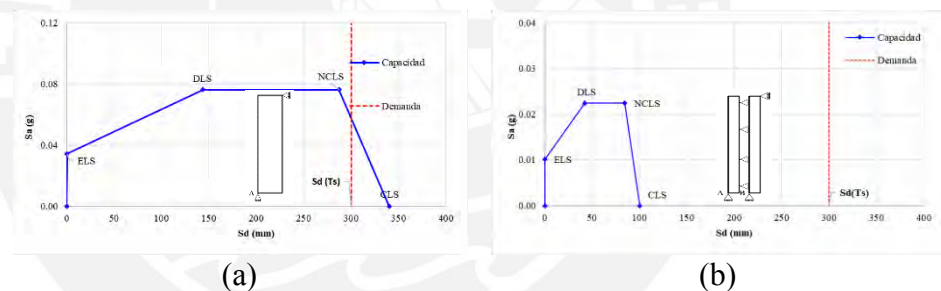


Figura 7.2. Comparación de muro compacto y muro a doble cortina.
 (a) Modelo con muro monolítico, (b) Modelo con muro a doble cortina

- En la Figura 7.3 se muestra la relación del desplazamiento último de colapso entre el desplazamiento de demanda sísmica para cada uno de los mecanismos analizados. Se observa que en la mayoría de los casos los mecanismos que corresponden a modelos con muros a doble cortina tienen capacidades de desplazamiento ultimas por debajo de la demanda sísmica, en el grafico las barras azules representan mecanismos con factores de seguridad mayores a la unidad.

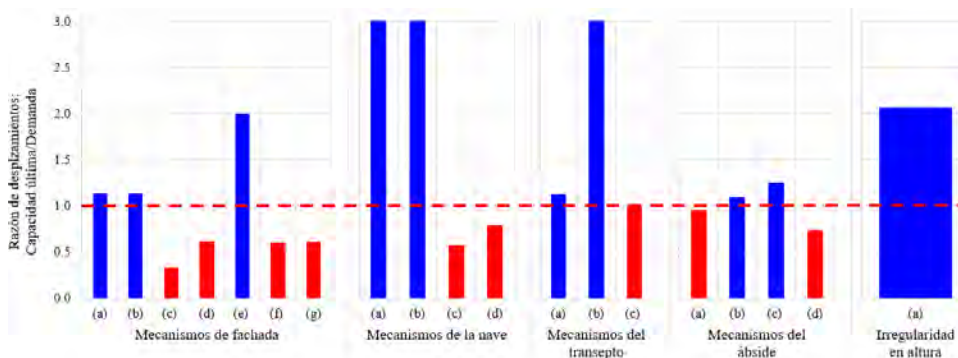


Figura 7.3. Relación del desplazamiento ultimo de colapso entre el desplazamiento de la demanda sísmica.

Mecanismos en muros a doble cortina: (c), (d), (f) en fachada; (c) en nave

- En la Figura 7.4 se muestra una comparación entre los resultados obtenidos del análisis cinemático lineal y no lineal. Para el primer caso se toma un factor de seguridad que proviene de la expresión $\mu = (a_0^*) / (a_{0g})$; y para el caso no lineal se considera como factor de seguridad, la relación del desplazamiento de capacidad cercano al colapso (NCLS) entre el desplazamiento de demanda sísmica.

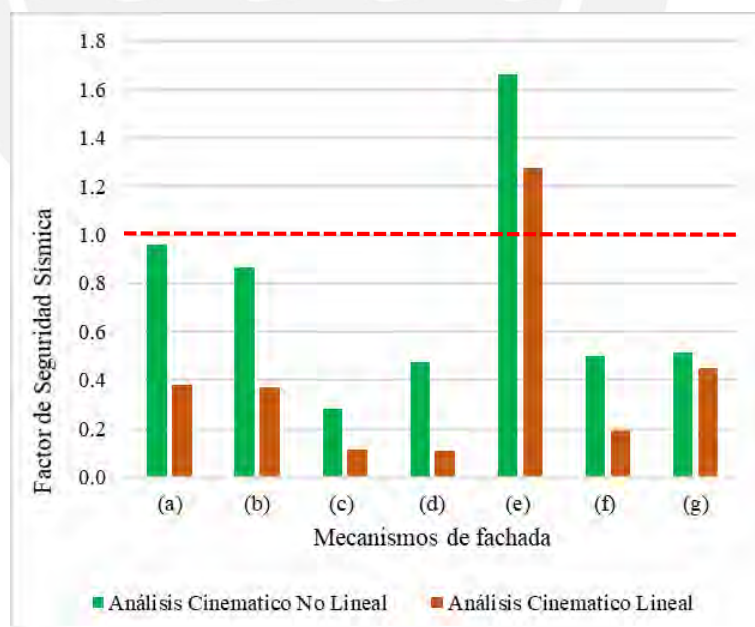
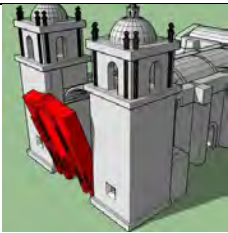
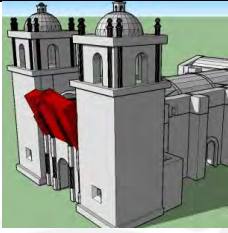
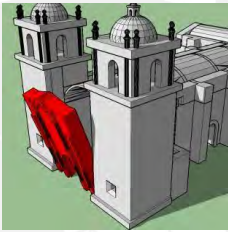

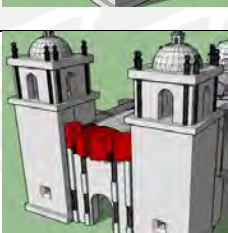
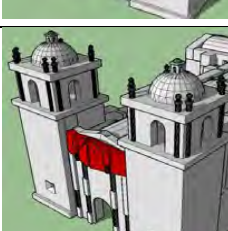
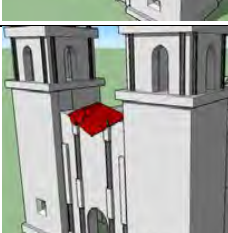
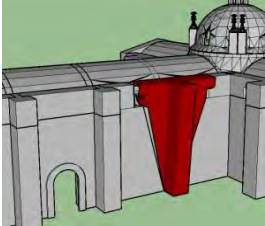
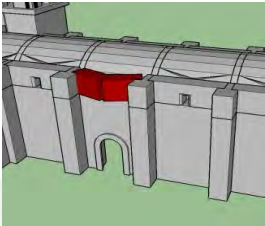
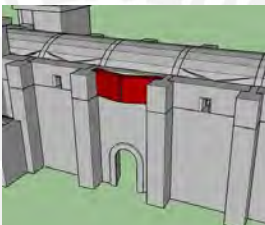
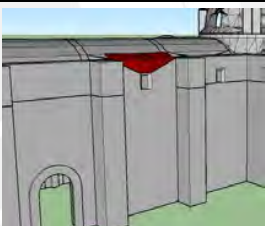
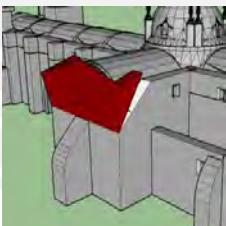
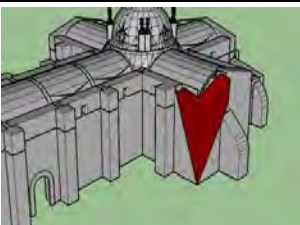
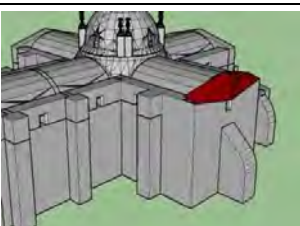


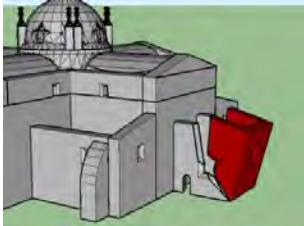
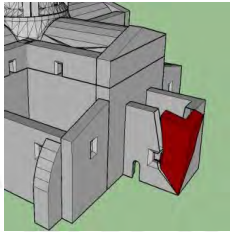
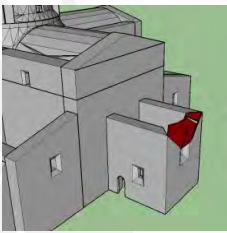
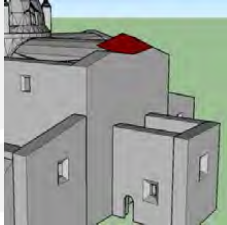
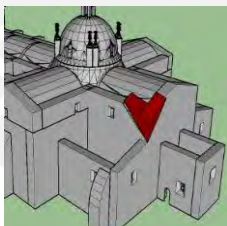
Figura 7.4. Comparación entre el análisis cinemático lineal y no lineal, para los mecanismos de la Fachada.

- En general es visible que existe una diferencia entre el análisis cinemático lineal y no lineal. Debido a que, el análisis no lineal da una idea del comportamiento real de la estructura mientras que el análisis lineal da resultados aproximados. Pero para un análisis rápido de la seguridad sísmica de la iglesia es suficiente realizar un análisis cinemático lineal a pesar de ser conservador.
- En la Tabla 7.1 se muestra un resumen de los resultados obtenidos del análisis cinemático lineal y no lineal, comparado mediante un factor de seguridad sísmica (F.S.). En general se puede notar que, la mayoría de los mecanismos tienen factores de seguridad menores a la unidad; ello indica que no tienen la suficiente capacidad para garantizar una seguridad sísmica adecuada, para una aceleración y desplazamiento indicado en la norma peruana. Se observa que, los mecanismos en los que se consideró muros a doble cortina, son los que tienen factores de seguridad muy bajos en relación a los modelos con muros compactos.
- Como se describió, la metodología de mecanismos de colapso nos brinda en forma rápida un análisis de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería a diferencia de metodologías desarrolladas a mayor detalle, ello ayuda a una evaluación más rápida y en mayor cantidad de estas estructuras, para dar paso a prioridades de intervención de monumentos históricos o estudios más detallados.

Tabla 7.1 Resumen de resultados del análisis cinemático lineal y no lineal.

Macromodelo	Mecanismo	Modelo tridimensional del mecanismo	Análisis cinemático lineal (F.S.) Cap./Dem.	Análisis cinemático no lineal (F.S.) Cap./Dem.
Fachada	(a) Volteo simple de toda la fachada		0.380	0.958
	(b) Volteo simple al segundo nivel de la fachada		0.372	0.866
	(c) Volteo simple de toda la fachada de muro doble cortina		0.112	0.282
	(d) Volteo simple al segundo nivel de la fachada de muro doble cortina		0.109	0.475
	(e) Flexión horizontal la fachada		1.276	1.663
	(f) Flexión horizontal muro doble cortina de la fachada		0.193	0.500
	(g) Flexión horizontal en el tímpano		0.449	0.513

Macromodelo	Mecanismo	Modelo tridimensional del mecanismo	Análisis cinemático lineal (F.S.) Cap./Dem.	Análisis cinemático no lineal (F.S.) Cap./Dem.
Nave	(a) Volteo compuesto en contrafuerte lateral		0.919	1.559
	(b) Flexión horizontal en muro lateral		1.060	1.354
	(c) Flexión horizontal en muro lateral a doble cortina		0.126	0.484
	(d) Flexión horizontal parte superior del muro lateral		0.664	0.714
Transepto	(a) Volteo compuesto muro frontal del transepto		0.391	0.751
	(b) Volteo de cuña en esquina de transepto		0.848	1.186
	(c) Flexión horizontal parte superior del muro frontal		0.180	0.854

Macromodelo	Mecanismo	Modelo tridimensional del mecanismo	Análisis cinemático lineal (F.S.) Cap./Dem.	Análisis cinemático no lineal (F.S.) Cap./Dem.
Ábside	(a) Volteo compuesto del muro frontal en ábside		0.642	0.778
	(b) Volteo de cuña en esquina del ábside		0.875	0.920
	(c) Flexión horizontal en muro frontal del ábside		0.631	1.046
	(d) Flexión horizontal en muro frontal del presbiterio		0.302	0.520
Irregularidad en altura	(a) Volteo de cuña en esquina de presbiterio		0.620	1.092

7.2. Recomendaciones

- Del análisis cinemático lineal y no lineal se dedujo que, si se garantiza el comportamiento compacto de los muros, la capacidad sísmica podría ser mayor a la demanda sísmica. Por lo que se recomienda realizar reforzamientos que garanticen un comportamiento compacto de los muros y así evitar comportamientos de muros a doble cortina.

- Es necesario realizar ensayos *in situ* para la caracterización mecánica de los materiales, y corroborar la composición interna de los muros. Además, es recomendable realizar modelos numéricos con el método de elementos finitos como complemento del estudio de la presente tesis.
- Se recomienda que, en el Perú se aplique las recomendaciones que considera (ICOMOS, 2003): diagnóstico, análisis, intervención y monitoreo estructural (véase la Figura 7.5). El presente estudio, en un futuro podría establecer las bases para el diagnóstico y el análisis estructural del patrimonio existente en nuestro medio, y así se puedan plantear soluciones antes de la ocurrencia de movimientos sísmicos.



Figura 7.5. Ciclos de evaluación de patrimonio existente.
(ICOMOS, 2003)

7.3. Líneas de investigación futuras

- Para validar el índice de vulnerabilidad en iglesias, es necesario realizar un estudio que correlacione los valores de aceleración del suelo con los estados límites de daño; a través de una encuesta de daños producidos por sismos pasados en estructuras de mampostería similar, en el Perú.
- Las fichas de índice de vulnerabilidad pueden ser validadas con modelos numéricos de elementos finitos, tomando en consideración todas las posibilidades de colapso.

Referencias Bibliográficas

- Aguilar, R. (2015). Investigations on the structural behaviour of archaeological heritage in Peru: From survey to seismic assessment. *Engineering Structures*, 95, 94-111. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.058>
- Allen, J. (2002). *Collapse of Masonry Structures*. Cambridge, England: University of Cambridge.
- Barbat, A. (2010). Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 6(1-2), 17-38. Obtenido de <http://dx.doi.org/10.1080/15732470802663763>
- Benedetti, D. (1984). Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: proposte di un metodo di valutazione. *L'Industria delle Costruzioni*, 149(66-74).
- Beolchini, G. (2007). Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura. En *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura* (págs. 115-213). Marche, Italy: ITC CNR L'Aquila.
- Brando, G. (2017). Predictive model for the seismic vulnerability assessment of small historic centres: Application to the inner Abruzzi Region in Italy. *Engineering Structures*, 157, 81-96. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.013>
- Briceño, C. (2016). *Diagnóstico Estructural y Análisis Sísmico de la Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas*. San Miguel, Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Circolare 2 febbraio. (2009). *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*. Roma, Italia: Ministero delle Infrastrutture in Italia.

Circolare N° 26. (2010). *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico*.

Italia: Ministero per i Beni e le Attività Culturali - Italia.

Como, M. (2013). *Statics of Historic Masonry Constructions*. Roma, Italy: Springer.

Criber, E. (2015). The effects of L'Aquila earthquake on the St. Gemma church in Goriano Sicoli: part I—damage survey and kinematic analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 3713–3732.

D'Ayala, D. (2003). Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthquake Spectra*, 19(3), 479–509.

D'Ayala, D. (2005). Force and Displacement Based Vulnerability Assessment for Traditional Buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3, 235-265.

D'Ayala, D. (2011). Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009. *Bull Earthquake Eng*, 9, 81-104.

De Conti, A. (2013). *Seismic Analysis and Simulation of Collapse Mechanism of a Masonry Church*. Italy: Università degli Studi di Padova - Universitat Politècnica de Catalunya.

De Felice, G. (1999). Codice di Pratica per la Sicurezza e la Conservazione del Centro Storico di Palermo. (A. Giuffrè, Ed.) *Sicurezza e Conservazione del Centri Storici, Il Caso Ortigia, 1*.

Dirección Desconcentrada de Cultura de Puno. (2013). Archivos Digitales de la Catedral de Puno. Puno, Peru.

Doherty, K. (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 833-850.

Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-993.

- Francescon, P. (2013). *Analisi strutturale e valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici*. Padova: Università di Padova.
- Frisancho, I. (1999). *La catedral de Puno, historia documentada*. Lima, Peru: CONCYTEC.
- Giuffré, A. (1993). *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*. Laterza.
- Griffith, M. (2003). Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering*, 7, 141-169.
- Gutiérrez, R. (1986). *Arquitectura del altiplano peruano* (2da ed.). Buenos Aires, Argentina.
- Heyman, J. (1995). *Teoría, Historia y Restauración de Estructuras de Fabrica* (Vol. I). Instituto Juan de Herrera.
- Heyman, J. (1997). *The Stone Skeleton: Structural Engineering of Masonry Architecture*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Heyman, J. (2015). *Teoría, Historia y Restauración de Estructuras de Fabrica* (Vol. II). Instituto Juan de Herrera.
- ICOMOS. (1964). International charter for the conservation and restoration of monuments and sites. *IInd International Congress of Architects and Technicians of Historic Monuments*. Venice: International Council on Monuments and Sites.
- ICOMOS. (2003). Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. *14th General Assembly and Scientific Symposium*. Zimbabwe: International Council on Monuments and Sites.
- Lagomarsino, S. (2004). *Metodologia per la valutazione del danno e della vulnerabilità e manuale della scheda chiese di II livello*. (C. Civerra, Ed.) L'Aquila, Italia:

Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto per le Tecnologie della Costruzione, sede L'Aquila.

- Lagomarsino, S. (2004). Seismic Vulnerability of Ancient Churches: I. Damage Assessment and Emergency. *Earthquake Spectra*, 20(2), 377-394.
- Lagomarsino, S. (2004). Seismic Vulnerability of Ancient Churches: II. Statistical Analysis of Surveyed Data and Methods for Risk Analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), 395-412.
- Meli, R. (1998). *Ingenieria estructural de los edificios historicos*. Mexico: Fundacion ICA. A.C. Mexico.
- Mendes, A. (2017). *Metodología de Evaluación Visual Rápida para Determinar la Vulnerabilidad Sísmica en las Iglesias Coloniales: Aplicaciones en Cusco, Perú*. San Miguel, Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Milano, L. (2009). Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi. *Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni*.
- NTC. (14 de 01 de 2008). Norme tecniche per le costruzioni (Código Italiano). Italia: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- NTE-0.30. (2016). Diseño Sismorresistente. Peru: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento .
- Restrepo, L. (2004). *Seismic Risk of Unreinforced Masonry Buildings*. Roma, Italia: Università degli Studi di Pavia.
- Spina, G. (2005). Masonry strengthening by metal tie-bars, a case study. (C. Modena, P. Lourenço, & P. Roca, Edits.) *Structural Analysis of Historical Constructions, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques*, 2do, 1207-1213.

Trujillo, A. (2009). *Stability Analysis of Famagusta Churches: St. George of the Latins*.

Portugal: Universidade de Minho - Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions.

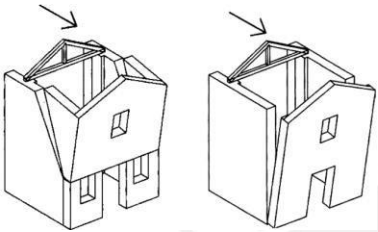
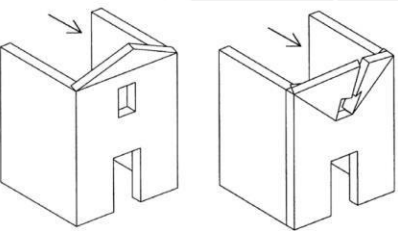
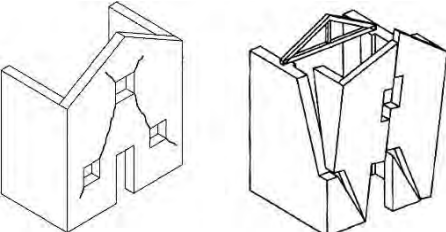


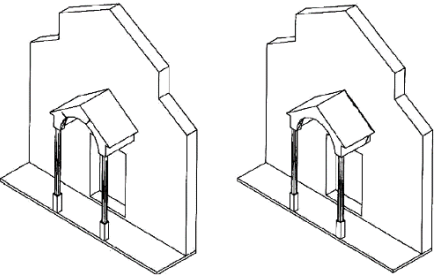
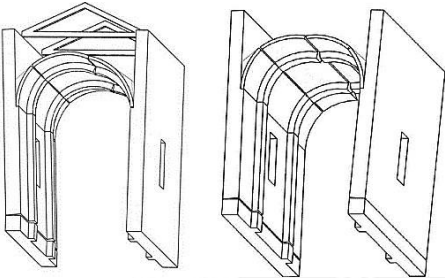
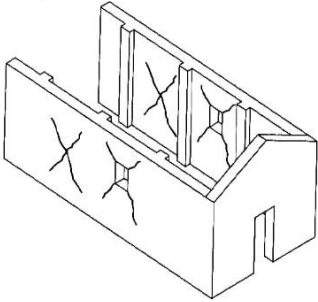
Anexos

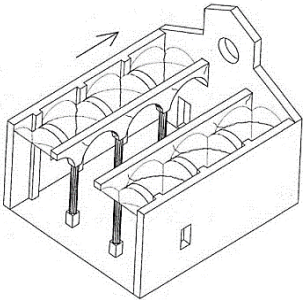
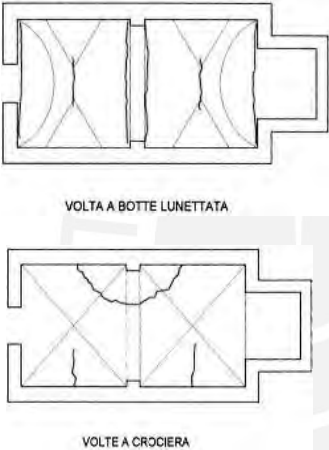
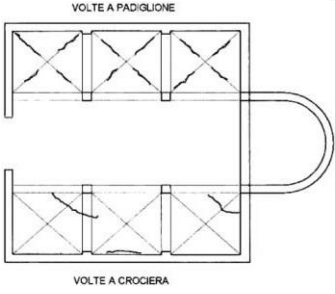
Anexo 01

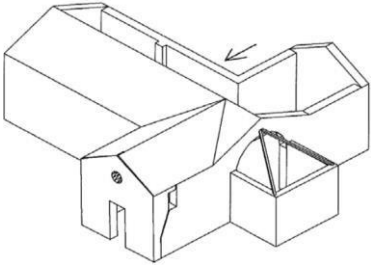
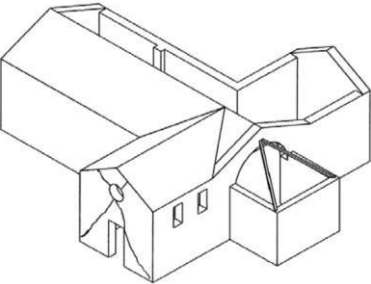
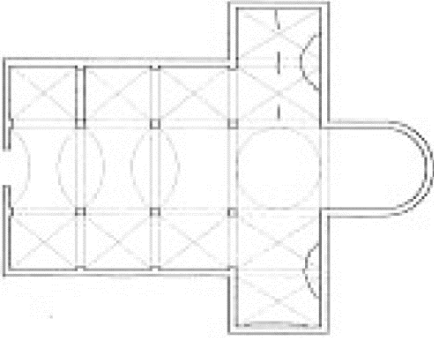
Indicadores de vulnerabilidad y resguardo sísmico

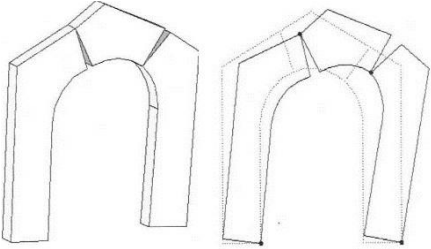
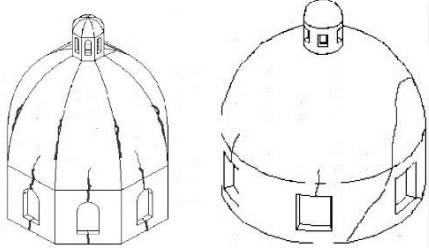
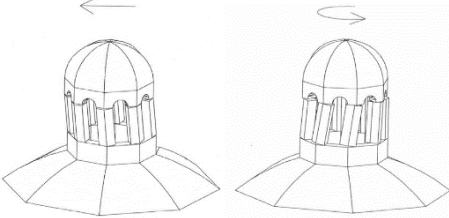
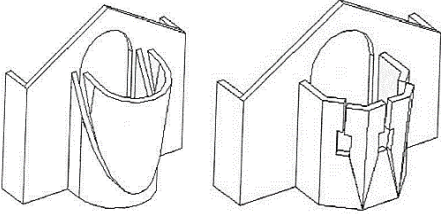
adaptada de la (Circolare N° 26, 2010)

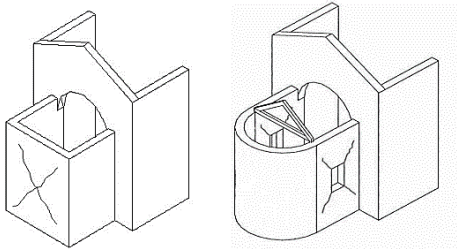
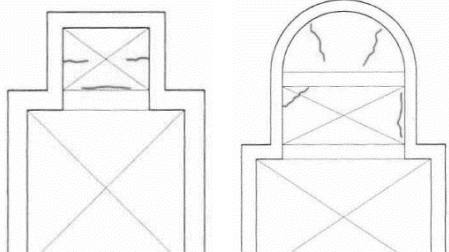
N°	<i>Mecanismo.</i>	<i>Indicadores de vulnerabilidad</i>	<i>Indicador de resguardo sísmico</i>
1	 <p>Volteo de la fachada Separación de la fachada de los muros laterales</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de elementos que generen empuje ortogonal a la fachada (apoyos, bóvedas, arcos). • Presencia de aberturas en los muros laterales cerca de la esquina. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo longitudinales. • Presencia de edificios, contrafuertes que impiden total o parcialmente la rotación de la fachada. • Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros laterales de la nave.
2	 <p>Mecanismo sobre la fachada Volteo del tímpano, con grieta horizontal o deslizamiento del borde</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de grandes aberturas (rosetas) • Presencia de un tímpano de gran tamaño y peso • Presencia de bordes de c.a. de grandes dimensiones, cobertura pesada de c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta. • Presencia de elementos de sujeción del plano. • Presencia de confinamiento ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, viga de c.a.).
3	 <p>Mecanismo en el plano de la fachada Agrietamiento diagonal (corte); agrietamiento vertical o arqueadas (rotación), otras grietas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de grandes aberturas (incluido rosetas) • Elevada esbeltez de la fachada. (relación ancho/alto) 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo paralelo al muro frontal. • Presencia de edificios, contrafuertes que impiden la rotación del muro

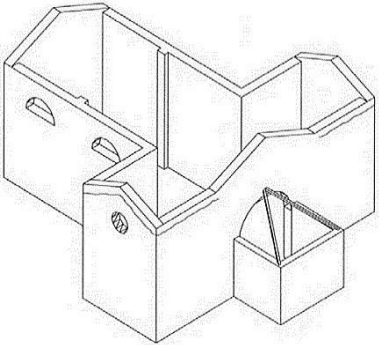
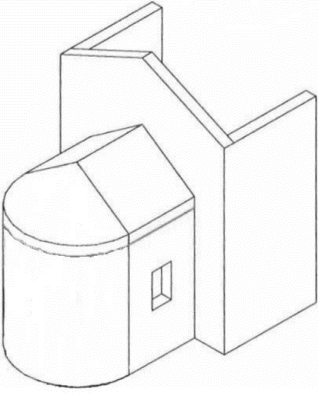
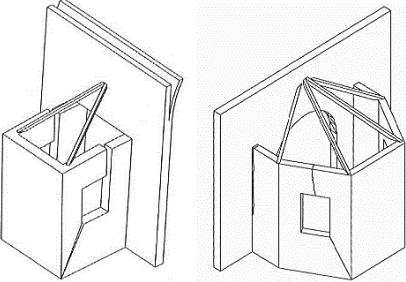
4	 <p style="text-align: center;"><i>Nártex</i></p> <p>Falla en arcos o por rotación de columnas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de elementos empujadores (arcos, bóvedas) 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo o tirante paralelo a las fachada o muros longitudinales. • Presencia de columnas de rigidez adecuada.
5	 <p style="text-align: center;"><i>Respuesta transversal de la nave</i></p> <p>Grietas en los arcos (con posible continuación en la bóveda) - Rotaciones del muro lateral – Elementos no verticales y aplastamiento en las columnas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de muros de elevada esbeltez • Presencia de arcos y bóvedas 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de contrafuerte externo que eviten la rotación de los muros. • Presencia de un cuerpo adyacente. • Presencia de tirantes paralelos a la fachada.
6	 <p style="text-align: center;"><i>Mecanismo de corte en muros laterales</i></p> <p>Grietas inclinadas (simple o cruzada), debido a la discontinuidad de la mampostería.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de grandes aberturas o mampostería de espesor reducido (rosetas) • Presencia de confinamiento rígido (c.a.), cubierta pesada de c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad • Presencia de travesaños o dinteles en las aberturas • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada o c.a.)

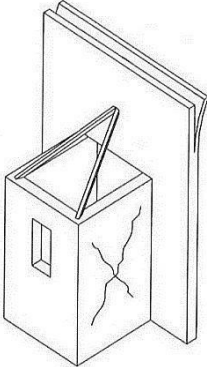
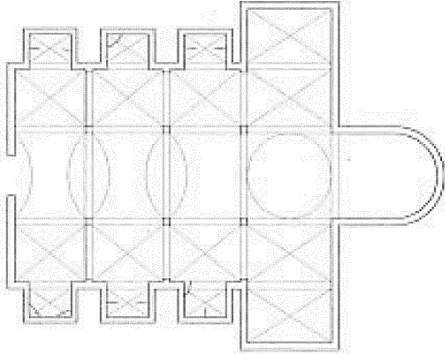
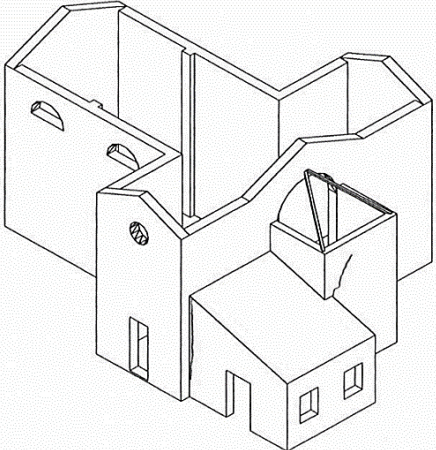
7	 <p>Respuesta longitudinal de columnas en la nave de la iglesia</p> <p>Grietas en arcos - Aplastamiento y / o fisuración en la base de las columnas – Fisuras por corte en la bóveda de las naves laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bóvedas pesadas en la nave central • Cobertura pesada de concreto armado o refuerzo rígido de espesor considerable. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo paralelo a muros longitudinales • Presencia de contrafuertes y/o edificios en las fachadas
8	 <p>Boveda de la nave central</p> <p>Fisura en las bóvedas de la nave central, y en la conexión arco – bóveda.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura • Presencia de lunetas de dimensiones considerables. • Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo en una posición eficaz
9	 <p>Bovedas de las naves laterales</p> <p>Fisura en las bóvedas y desacomplamiento de los arcos y muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura • Presencia de lunetas de dimensiones considerables. • Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo en una posición eficaz

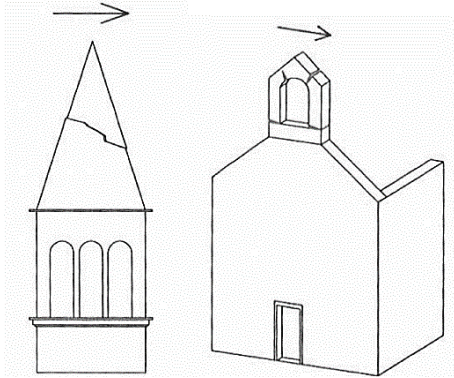
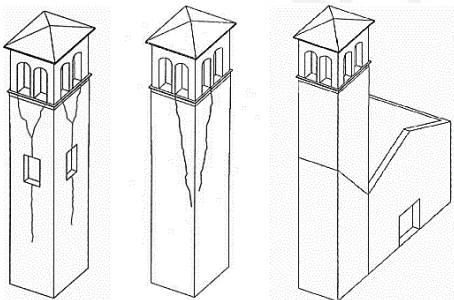
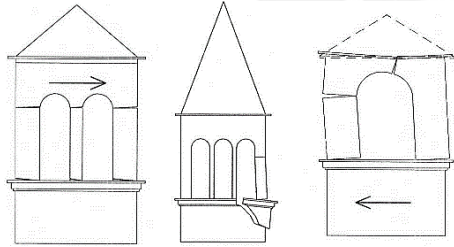
<p>10</p>	 <p><i>Volteo de muros del extremo del transepto</i></p> <p>Desprendimiento del muro frontal de los laterales - Inclinación o disgregación del tímpano en la parte superior.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes rígidos, vigas en c.a., cubierta pesada • Presencia de grandes aberturas en el muro frontal (roseta) y / o en los muros laterales • Presencia de una vela de gran tamaño y peso. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo longitudinal. • Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, otros edificios) • Buena conexión con la cobertura (refuerzo perimetral) • Buena calidad en la unión entre el muro frontal y los laterales. • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros).
<p>11</p>	 <p><i>Mecanismo de corte en los muros del transepto</i></p> <p>Grietas inclinadas (simples o cruzadas) – Fisuras por discontinuidad.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada • Presencia de aberturas grandes o áreas con mampostería de espesor reducido 	<ul style="list-style-type: none"> • Mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad • Presencia de travesaños o dinteles en las aberturas. • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)
<p>12</p>	 <p><i>Bóveda del transepto</i></p> <p>Fisura en la bóveda, arcos y en los muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura • Presencia de lunetas de dimensiones considerables. • Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo en una posición eficaz

13	 <p>Arco triunfal</p> <p>Fisuras en el arco – Desplazamiento de apoyos – fisuras horizontales en la base de los pedestales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cobertura pesada de c.a. • Presencia de cúpula o tambor. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de muros de contraste efectivos (relación luz/ancho de la nave, transepto, otros) • Presencia de refuerzo en una posición eficaz • Presencia de apoyos bien contruidos y/o adecuado espesor. • Presencia de tímpano superior.
14	 <p>Cúpula - tambor</p> <p>Daño en la cúpula (en arco) con posible continuación en el tambor.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • presencia de cobertura pesada de c.a. • Presencia de grandes aberturas en el tambor • Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de un borde circular externo, incluso en múltiples niveles. • Presencia en el tambor de contrafuerte exterior • Cúpula apoyada directamente en los arcos de triunfo (sin tambor)
15	 <p>Linterna</p> <p>Daño en el cupulino de la linterna - Rotaciones o desplazamiento de los elementos verticales (pilares).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Linterna de elevada esbeltez, con grandes aberturas y pequeños pilares. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo externo. • Presencia de pilastras o contrafuertes • Dimensiones más pequeñas que las de la cúpula.
16	 <p>Volteo del ábside</p> <p>Daños verticales o arqueadas en los muros del ábside – Daños verticales en ábsides poligonales - Daños en “U” en ábsides semicirculares.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros • Presencia de bóvedas empujando • Borde rígido, cubierta pesada, vigas de techo de c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de refuerzo en el contorno o refuerzo horizontal. • Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, cuerpos adyacentes, otros edificios) • Presencia de cubierta de contrapeso, sin empuje.

<p>17</p>	 <p>Mecanismos de corte en el presbiterio o en el ábside</p> <p>Fisuras inclinadas (simples o cruzadas) - Daños en las discontinuidades del muro.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada • Presencia de aberturas grandes o áreas con mampostería de espesor reducido 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad • Presencia de buenos arquivoltas en las aberturas. • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros).
<p>18</p>	 <p>Bóveda del presbiterio o del ábside</p> <p>Daños en las bóvedas y en las conexiones con los arcos y muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura • Presencia de lunetas de dimensiones considerables. • Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios. 	<ul style="list-style-type: none"> • La presencia de refuerzo horizontal en una posición eficaz.
<p>19</p>	 <p>Mecanismos en los elementos de cubierta - muros laterales de la nave</p> <p>Daños cerca de los apoyos de las vigas de madera, deslizamiento de las mismas - Conexiones entre bordes y mampostería - Movimientos significativos de la cubierta.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cubierta que genere empuje estático • Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros) • Presencia de conexiones puntuales de la viga a la mampostería • Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos) • Presencia de buenas conexiones de los elementos de cubierta.

20	 <p>Mecanismos en los elementos de cubierta – transepto</p> <p>Daños cerca de los apoyos de las vigas de madera, deslizamiento de las mismas - Conexiones entre bordes y mampostería - Movimientos significativos de la cubierta.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cubierta que genere empuje estático • Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros) • Presencia de conexiones puntuales de la viga a la mampostería • Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos) • Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura.
21	 <p>Mecanismos en los elementos de cubierta - ábside y presbiterio</p> <p>Lesión cerca de las cabezas de las vigas de madera, deslizamiento de las mismas - Conexiones entre los bordillos y la mampostería - Movimientos significativos de la tapa.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cubierta que genere empuje estático • Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros) • Presencia de conexiones puntuales de la viga a la mampostería • Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos) • Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura.
22	 <p>Volteo de la capilla</p> <p>Separación del muro frontal de los laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos) • Presencia de tirantes y refuerzos en el perímetro • Buena calidad en la unión entre el muro frontal y laterales.

23	 <p>Mecanismos de corte en muros de la capilla</p> <p>Fisuras inclinadas (simples o cruzadas) - Daños en las discontinuidades del muro.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada • Presencia de aberturas grandes o áreas con mampostería de espesor reducido 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad • Presencia de buenos arquiteabes en las aberturas. • Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros).
24	 <p>Bóveda de la capilla</p> <p>Daños en las bóvedas y en las conexiones con los arcos y muros laterales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura • Presencia de lunetas de dimensiones considerables. • Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios. 	<ul style="list-style-type: none"> • La presencia de refuerzo horizontal en una posición eficaz .
25	 <p>Irregularidad en planta - altura</p> <p>Movimiento en discontinuidades de construcción – Daños de mampostería por martilleo.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de una elevada diferencia de rigidez entre los dos cuerpos • Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento de enlace. 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de una conexión adecuada entre mampostería de diferentes fases • Presencia de refuerzos horizontales de conexión.

26	 <p>Voladizos (velas, chapiteles, pináculos, estatuas)</p> <p>Evidencia de rotación permanente o deslizamiento – Daños y fisuras.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Elementos de alta esbeltez • Posición asimétrica con respecto al elemento subyacente (especialmente si el voladizo tiene una gran masa). 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de pasadores de conexión con la mampostería o elementos de retención. • Elementos de limitada importancia y tamaño • Mampostería monolítica (de buena calidad).
27	 <p>Torre de campanario</p> <p>Daños cerca de la unión con el cuerpo de la iglesia – fisuras de corte o deslizamiento - Fisura vertical o arqueada (exposición de uno o más ángulos).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de aberturas significativas en múltiples niveles. • Restricción asimétrica en las paredes de la base (torre incorporada) • Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados, muros en voladizo). 	<ul style="list-style-type: none"> • Mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad • Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas • Presencia de una distancia adecuada de los muros de la iglesia (si es adyacente) • Presencia de buena conexión con los muros de la iglesia (si están incrustadas).
28	 <p>Campanario</p> <p>Daños en los arcos - Rotaciones o deslizamientos de los elementos verticales (pilares).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas. • Presencia de empuje estático de la cobertura 	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida. • Presencia de refuerzo metálico.

Anexo 02

Ficha de evaluación de indicadores de vulnerabilidad

adaptado de (Lagomarsino S., 2004)

FICHA DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD EN IGLESIAS

Proyecto: Evaluación de mecanismos de colapso generados por acciones sísmicas en la Catedral de Puno

MECANISMO 1: VOLTEO DE LA FACHADA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres longitudinales	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de edificios, contrafuertes que impiden la rotación de la fachada.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre la fachada y los muros laterales de la nave	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos empujadores (apoyos, bóvedas, arcos)	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de aberturas en los muros laterales cerca de la esquina	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 2: MECANISMO SOBRE LA FACHADA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input checked="" type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales con los elementos de cubierta	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de sujeción del plano	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, viga de c.a.)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas (rosetas)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de un tímpano de gran tamaño y peso	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de bordes de c.a. de grandes dimensiones, cobertura pesada de c.a.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 3: MECANISMO EN EL PLANO DE LA FACHADA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo paralelo al muro frontal	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de edificios, contrafuertes que impiden la rotación del muro	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas (rosetas)	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Elevada esbeltez de la fachada (relación ancho/alto)	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 4: NÁRTEX		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input checked="" type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo o tirante paralelo a las fachada o muros longitudinales	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de columnas de rigidez adecuada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos empujadores (arcos, bóvedas)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 5: RESPUESTA TRANSVERSAL DE LA NAVE		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes externos que eviten la rotación de los muros	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un cuerpo adyacente	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes paralelos a la fachada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de muros de elevada esbeltez	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de arcos y bóvedas	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 6: MECANISMO DE CORTE EN MUROS LATERALES		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de travesaños o dinteles en las aberturas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamiento ligero (metal reticulado, mampostería reforzada o c.a.)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas o mampostería de espesor reducido (rosetas)	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de confinamiento rígido (c.a.), cubierta pesada de c.a.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 7: RESPUESTA LONGITUDINAL DE COLUMNAS EN LA NAVE DE LA IGLESIA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input checked="" type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo paralelo a muros longitudinales	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de contrafuertes y/o edificios en las fachadas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas pesadas en la nave central	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Cobertura pesada de concreto armado o refuerzo rígido de espesor considerable.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 8: BOVEDA DE LA NAVE CENTRAL		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 9: BÓVEDAS DE LA NAVES LATERALES		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input checked="" type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 10: VOLTEO DE MUROS DEL EXTREMO DEL TRANSEPTO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo longitudinal	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, otros edificios)	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Buena conexión con la cobertura (refuerzo perimetral)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre el muro frontal y los laterales	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, vigas en c.a., cubierta pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en el muro frontal (roseta) y/o en los muros laterales	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una vela de gran tamaño y peso	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 11: MECANISMO DE CORTE EN LOS MUROS DEL TRANSEPTO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de travesaños o dinteles en las aberturas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o áreas con mampostería de espesor reducido	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 12: BÓVEDA DEL TRANSEPTO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 13: ARCO TRIUNFAL		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de muros de contraste efectivos (relación luz/ancho de la nave, transepto, otros)	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de apoyos bien contruidos y/o adecuado espesor	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tímpano superior	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada dec.a.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cúpula o tambor	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 14: CÚPULA - TAMBOR		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un borde circular externo, incluso en múltiples niveles	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia en el tambor de contrafuerte exterior	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Cúpula apoyada directamente en los arcos de triunfo (sin tambor)	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cobertura pesada de c.a.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de grandes aberturas en el tambor	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 15: LINTERNA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo externo	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de pilastras o contrafuertes	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Dimensiones más pequeñas que las de la cúpula	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Linterna de elevada esbeltez, con grandes aberturas y pequeños pilares	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 16: VOLTEO DEL ÁBSIDE		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en el contorno (semicircular, poligonal y rectangular)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, cuerpos adyacentes, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta de contrapeso, sin empuje	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bóvedas empujando	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Borde rígido, cubierta pesada, vigas de techo de c.a.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 17: MECANISMOS DE CORTE EN EL PRESBITERIO O EN EL ÁBSIDE		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenos arquiteabes en las aberturas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o áreas con mampostería de espesor reducido	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 18: BÓVEDA DEL PRESBITERIO O DEL ÁBSIDE		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo en una posición eficaz	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 19: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - MUROS LATERALES DE LA NAVE		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de conexiones de la viga a la mampostería	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 20: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA – TRANSEPTO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de la viga a la mampostería	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

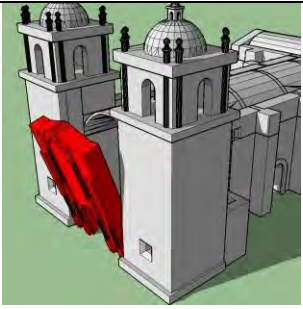
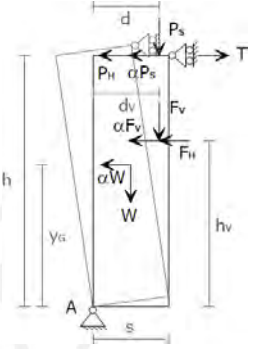
MECANISMO 21: MECANISMOS EN LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA - ÁBSIDE Y PRESBITERIO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de conexiones puntuales de la viga a la mampostería	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de arriostres (elementos cruzados o tirantes metálicos)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenas conexiones de los elementos de cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de cubierta que genere empuje estático	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cobertura pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 22: VOLTEO DE LA CAPILLA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de elementos de contraste efectivos (contrafuertes, edificios contiguos)	<input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de tirantes y refuerzos en el perímetro	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Buena calidad en la unión entre el muro frontal y laterales	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de un fuerte debilitamiento por la presencia de aberturas en los muros	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 23: MECANISMOS DE CORTE EN MUROS DE LA CAPILLA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buenos arquivadros en las aberturas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes ligeros (metal reticulado, mampostería reforzada, otros)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de bordes rígidos, cubierta pesada	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de aberturas grandes o áreas con mampostería de espesor reducido	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 24: BÓVEDA DE LA CAPILLA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	La presencia de refuerzo horizontal en una posición eficaz	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de cargas concentradas transmitidas por la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de lunetas de dimensiones considerables	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Bóveda delgada, especialmente si están en grandes espacios	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

MECANISMO 25: IRREGULARIDAD EN PLANTA - ALTURA		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una conexión adecuada entre mampostería de diferentes fases	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales de conexión	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de una elevada diferencia de rigidez entre los dos cuerpos	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Posibilidad de acciones concentradas transmitidas por el elemento de enlace	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 26: VOLADIZOS (VELAS, CHAPITELES, PINÁCULOS, ESTATUAS)		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input checked="" type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de pasadores de conexión con la mampostería o elementos de retención	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Elementos de limitada importancia y tamaño	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Mampostería monolítica (de buena calidad)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Elementos de alta esbeltez	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Posición asimétrica con respecto al elemento subyacente (masa considerable del voladizo)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 27: TORRE DE CAMPANARIO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Mampostería uniforme (fase de construcción única) y de buena calidad	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzos horizontales a diferentes alturas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una distancia adecuada de los muros de la iglesia (si es adyacente)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de buena conexión con los muros de la iglesia (si están incrustadas)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de aberturas significativas en múltiples niveles	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Restricción asimétrica en las paredes de la base (torre incorporada)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Apoyo irregular de la torre con el suelo (presencia de arcos en algunos lados)	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
MECANISMO 28: CAMPANARIO		
Presencia del macroelemento relacionado al mecanismo: Si No <input type="checkbox"/>		
Si No	Protección sísmica	
<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	Presencia de pilares rígidos y/o arcos de luz reducida	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de refuerzo metálico	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Si No	Indicador de vulnerabilidad	
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de una cobertura pesada u otras masas significativas	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input checked="" type="checkbox"/>	Presencia de empuje estático de la cobertura	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

Anexo 03

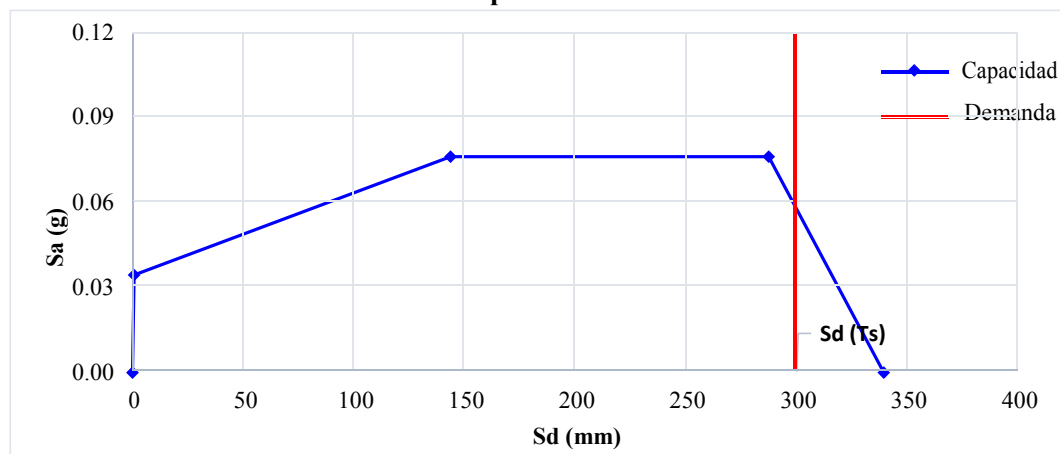
Análisis Cinemático de Mecanismos de Colapso

Mecanismo de volteo simple de toda la fachada

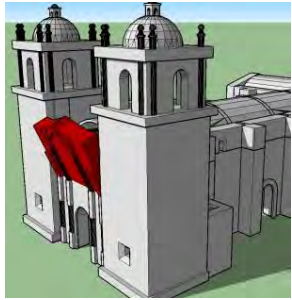
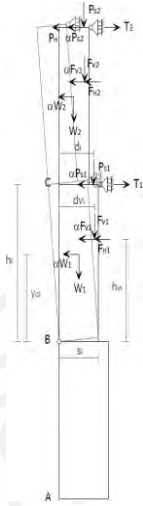
Geometría del muro		
Esesor (s)	1.70 m	
Altura (h)	16.25 m	
Área neta (A)	179.55 m ²	
Brazo de cargas de piso (d)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Altura al baricentro (yG)	8.24 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio (W)	6104.70 KN	
Cargas de piso (P _s)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (F _v)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (F _h)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (P _h)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1032	

Masa participante (M*)	622.29 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.08 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.850 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.34 m	
Periodo secante (Ts)	2.92 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.034 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.001 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.287 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.144 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

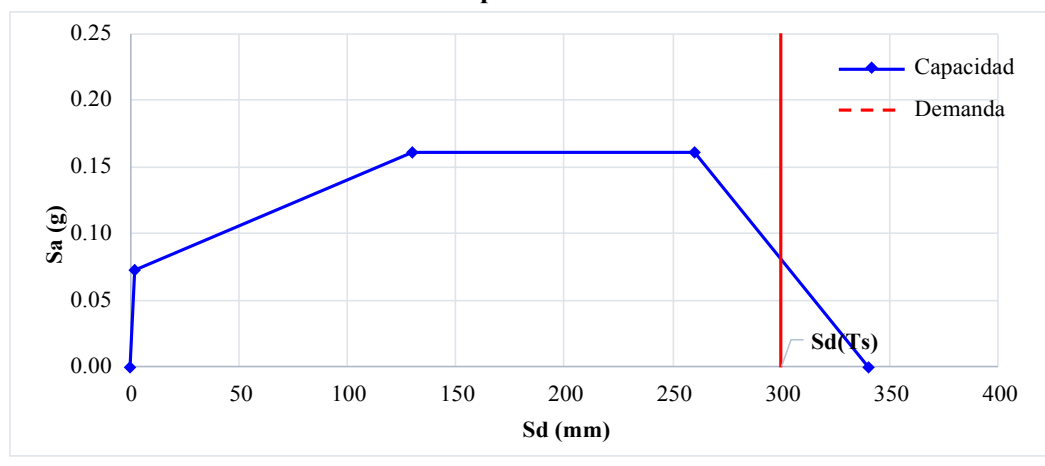


Mecanismo de volteo simple del segundo nivel de la fachada

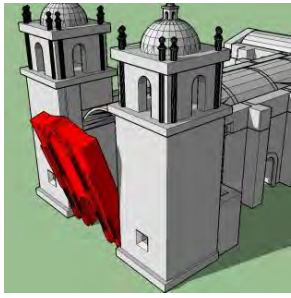
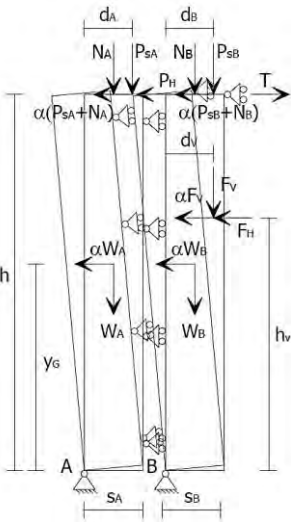
Geometría del muro		
Espesor (s)	1.70 m	
Altura (h)	8.55 m	
Área neta (A)	98.55 m ²	
Brazo de cargas de piso (d)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Altura al baricentro (yG)	3.92 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio (W)	3350.70 KN	
Cargas de piso (Ps)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2168	

Masa participante (M*)	341.56 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.372
Aceleración espectral (a0*)	0.16 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.43 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.850 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.34 m	
Periodo secante (Ts)	2.01 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.072 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.002 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.260 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.130 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

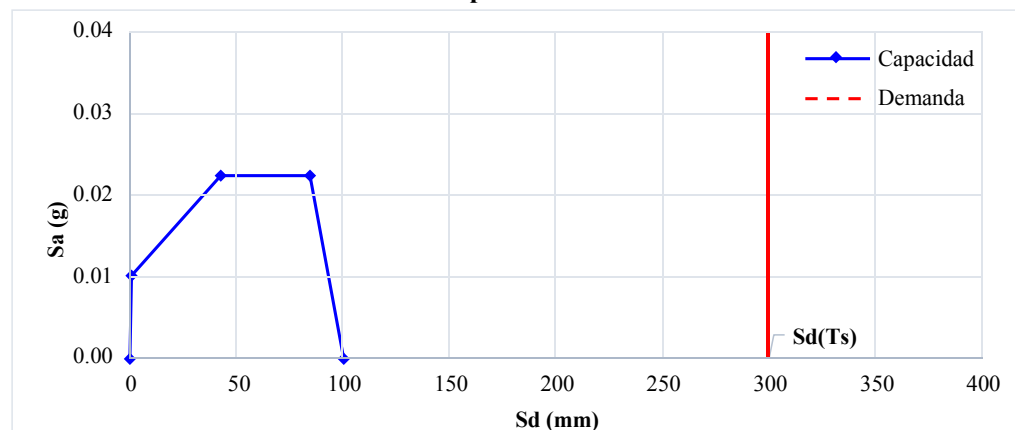


Mecanismo de volteo de muro doble cortina de la fachada

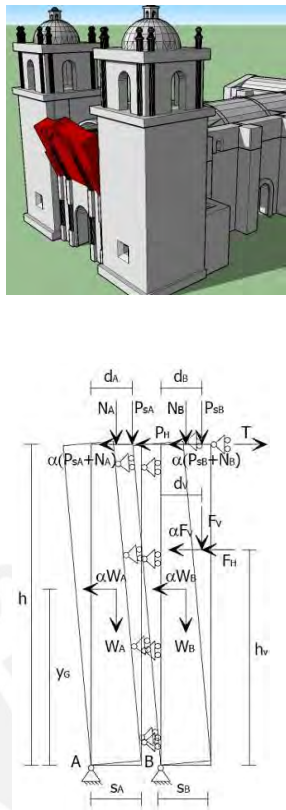
Geometría del muro		
Espesor externo (sA)	0.50 m	
Espesor interno (sB)	0.50 m	
Altura (h)	16.25 m	
Área neta (A)	179.55 m ²	
Brazo horiz. carga de piso externa (dA)	0.00 m	
Brazo horiz. carga de piso interna (dB)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Altura al baricentro (yG)	8.24 m	
Cargas aplicadas		
Peso propio cortina externa (WA)	3052.35 KN	
Peso propio cortina interna (WB)	3052.35 KN	
Cargas vertical cortina externa (NA)	0.00 KN	
Cargas vertical cortina interna (NB)	0.00 KN	
Cargas de piso cortina externa (PsA)	0.00 KN	
Cargas de piso cortina externa (PsB)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.0303	

Masa participante (M*)	622.29 KN-m/s ²	
Fración de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.02 g	Capacidad/Demanda 0.112
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.250 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.10 m	
Periodo secante (Ts)	2.92 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.010 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.085 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.042 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

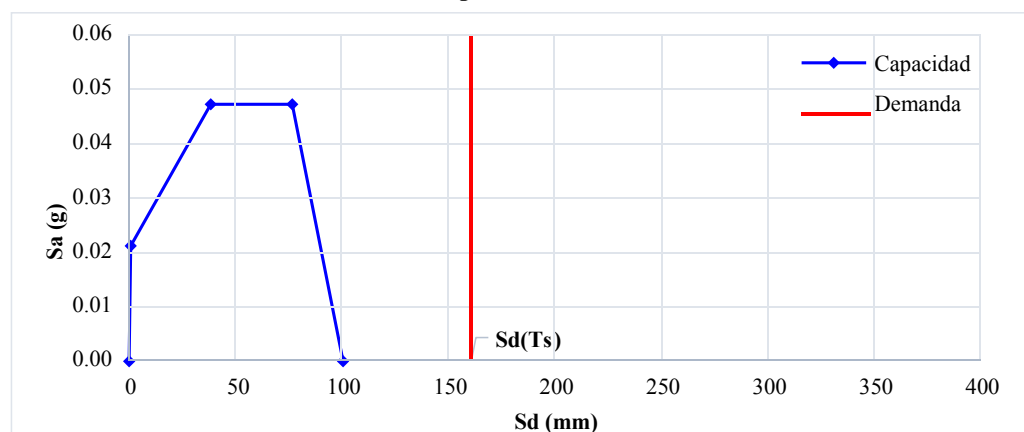


Mecanismo de volteo de muro doble cortina de la fachada

Geometría del muro		
Espesor externo (sA)	0.50 m	
Espesor interno (sB)	0.50 m	
Altura (h)	8.55 m	
Área neta (A)	98.55 m ²	
Brazo horiz. carga de piso externa (dA)	0.00 m	
Brazo horiz. carga de piso interna (dB)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Altura al baricentro (yG)	3.92 m	
Cargas aplicadas		
Peso propio cortina externa (WA)	1675.35 KN	
Peso propio cortina interna (WB)	1675.35 KN	
Cargas vertical cortina externa (NA)	0.00 KN	
Cargas vertical cortina interna (NB)	0.00 KN	
Cargas de piso cortina externa (PsA)	0.00 KN	
Cargas de piso cortina externa (PsB)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.0638	

Masa participante (M*)	341.56 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fración de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.05 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.43 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.250 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.10 m	
Periodo secante (Ts)	2.01 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.021 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.001 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.076 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.038 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

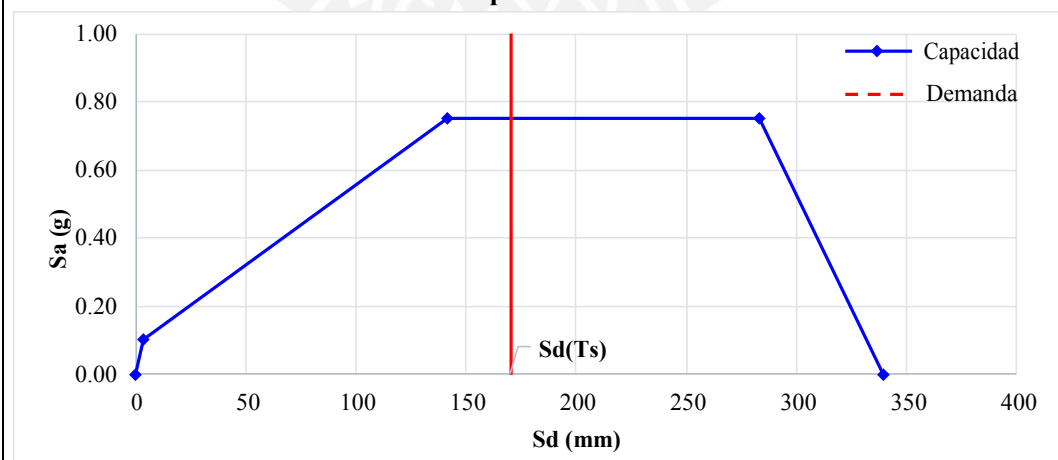


Mecanismo de flexion horizontal de la fachada

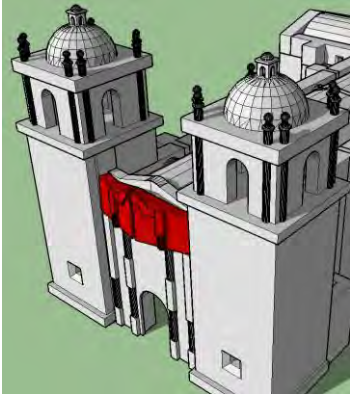
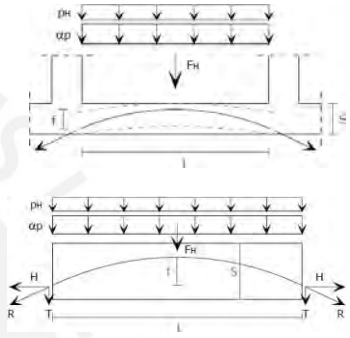
Geometría del muro		
Altura de analisis (b)	1.00 m	
Espesor del muro (s)	1.70 m	
Longitud del muro (L)	12.60 m	
Propiedades de la mamposteria		
Esfuerzo de rotura de la mamposteria (σ_r)	120.00 N/cm ²	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mamposteria (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio de la mamposteria (w)	34.00 KN/m	
Cargas de piso-elementos superiores (Ps)	14.33 KN/m	
Fuerza horizontal de la cobertura (Ph)	0.00 KN/m	
Empuje estático de la cobertura (Fh)	0.00 KN	
Carga vertical en el muro (P)	48.33 KN/m	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.9040	

Masa participante (M*)	4.38 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.89	
Factor de confianza (FC)	1.35	1.276
Aceleración espectral (a0*)	0.75 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.59 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.850 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.34 m	
Periodo secante (Ts)	0.93 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.101 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.004 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.283 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.142 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

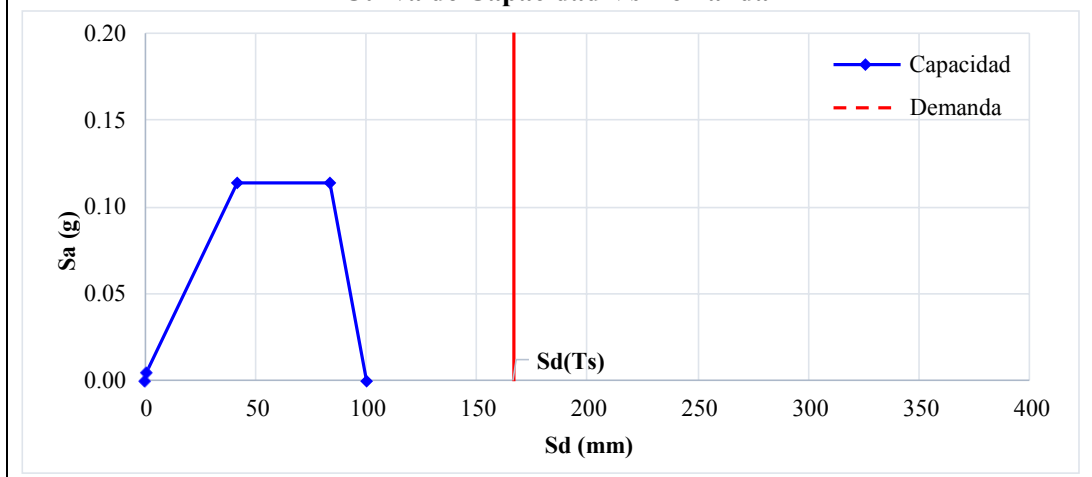


Mecanismo de flexion horizontal muro doble cortina de la fachada

Geometría del muro		
Altura de analisis (b)	1.00 m	
Espesor del muro exterior (sA)	0.50 m	
Espesor del muro interior (sB)	0.50 m	
Longitud del muro (L)	12.60 m	
Propiedades de la mamposteria		
Esfuerzo de rotura de la mamposteria (σ)	120.00 N/cm ²	
Cargas aplicadas		
Peso propio del muro externo (wA)	17.00 KN/m	
Peso propio del muro interno (wB)	17.00 KN/m	
Transferencia de peso propio (ρ)	20%	
Transferencia de cargas verticales (ρ_v)	50%	
Transferencia de cargas horizontales (ρ_h)	100%	
Cargas de piso-elementos superiores (Ps)	14.33 KN/m	
Fuerza horizontal de la cobertura (Ph)	0.00 KN/m	
Empuje estático de la cobertura (Fh)	0.00 KN	
Carga vertical en el muro externo (PA)	27.56 KN/m	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1371	

Masa participante (M*)	2.51 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.89	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.193
Aceleración espectral (a0*)	0.11 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.59 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.250 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.10 m	
Periodo secante (Ts)	0.88 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.004 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.083 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.042 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

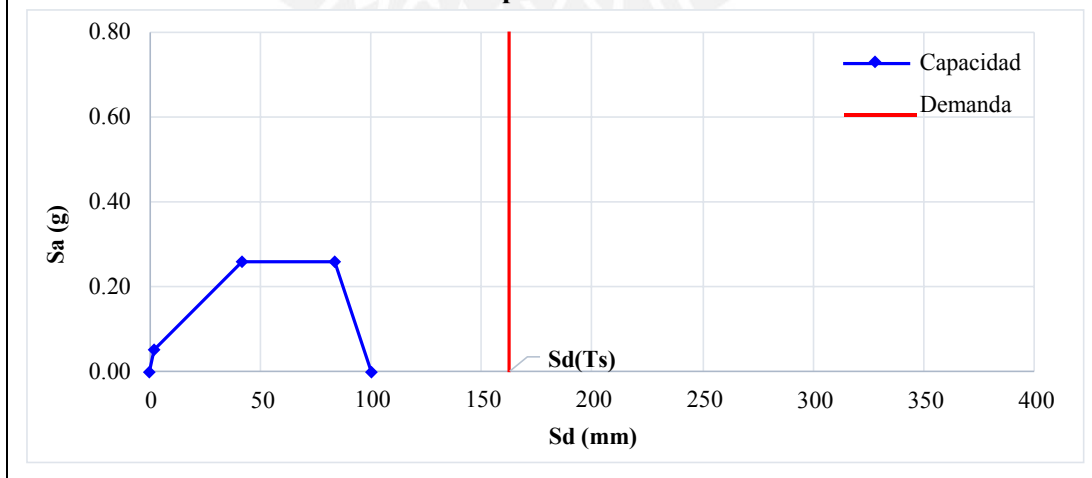


Mecanismo de flexion horizontal en el timpano

Geometría del muro		
Espesor del muro (s)	0.50 m	
Superficie de la cuña (Ai)	6.71 m ²	
Angulo de la seccion de la cuña (β)	27.00 °	
Dist. horiz. de la carga en la cresta (dP)	0.50 m	
Dist. horiz. de las cargas en el muro (di)	0.50 m	
Dist. al baricentro de la cuña (xG)	0.96 m	
Dist. proy. de la carga en la cresta (xP)	2.88 m	
Dist. proy. de las cargas en el muro (xPvi)	0.00 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio del macroelemento (Wi)	67.06 KN	
Cargas vertical en la cresta del muro (P)	0.00 KN	
Cargas verticales en el muro (Pvi)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.3528	

Masa participante (M*)	6.84 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.449
Aceleración espectral (a0*)	0.26 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.58 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.250 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.10 m	
Periodo secante (Ts)	0.86 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.052 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.002 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.083 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.042 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

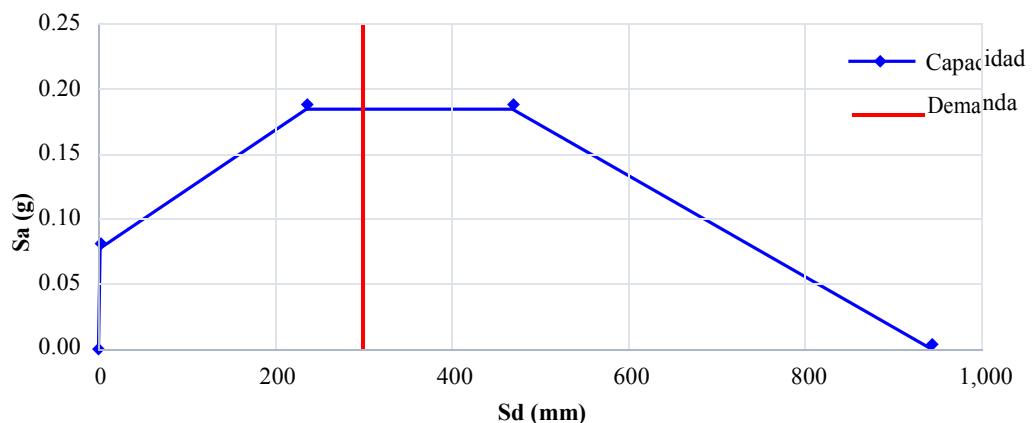


Mecanismo de volteo compuesto de contrafuerte

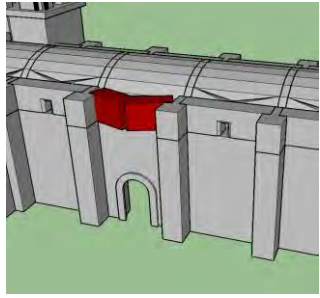
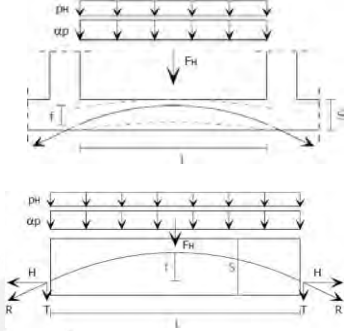
Geometría del muro		
Espesor contrafuerte (s)	3.70 m	
Espesor muro lateral (sc)	1.70 m	
Altura (h)	13.85 m	
Área neta contrafuerte (A)	27.70 m ²	
Área neta muro (Ac)	22.16 m ²	
Brazo horiz. cargas techo contraf. (d)	3.40 m	
Brazo horiz. cargas techo muro (dO)	3.40 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	3.55 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	11.50 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio contrafuerte (W)	2049.80 KN	
Peso propio muro (Wo)	1506.88 KN	
Cargas de techo en contrafuerte (Ps)	0.58 KN	
Cargas de techo en muro (Pso)	1.86 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	243.55 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	129.50 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2414	

Masa participante (M*)	387.68 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.97	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.18 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	2.356 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.94 m	
Periodo secante (Ts)	3.13 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.077 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.001 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.468 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.234 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

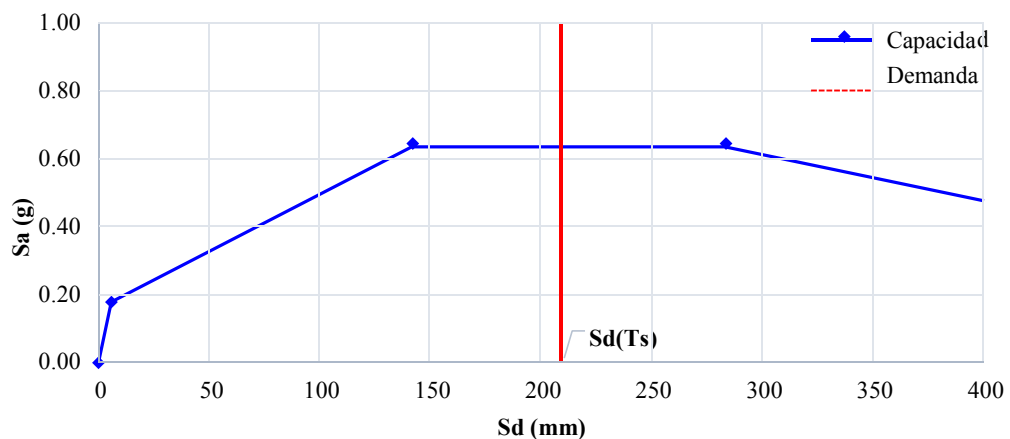


Mecanismo de flexion horizontal del muro lateral

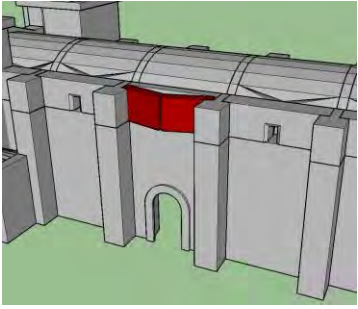
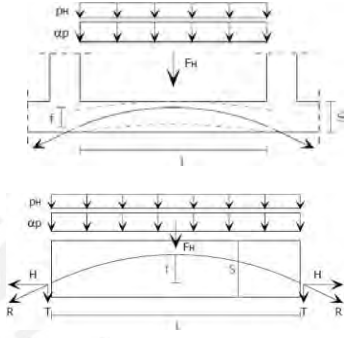
Geometría del muro		
Altura de analisis (b)	1.00 m	
Espesor del muro (s)	1.70 m	
Longitud del muro (L)	6.70 m	
Propiedades de la mamposteria		
Esfuerzo de rotura de la mampoteria (σ_r)	120.00 N/cm ²	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mamposteria (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio de la mamposteria (w)	34.00 KN/m	
Cargas de piso-elementos superiores (Ps)	93.35 KN/m	
Fuerza horizontal de la cobertura (Ph)	49.85 KN/m	
Empuje estático de la cobertura (Fh)	0.00 KN	
Carga vertical en el muro (P)	127.35 KN/m	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.8218	

Masa participante (M*)	18.34 KN-m/s ²	<table border="1"> <tr> <td>Capacidad/Demanda</td> <td>1.060</td> </tr> </table>	Capacidad/Demanda	1.060
Capacidad/Demanda	1.060			
Fracción de masa participante (e*)	0.96			
Factor de confianza (FC)	1.35			
Aceleración espectral (a0*)	0.64 g			
Aceleración de sitio (a0g)	0.60 g			
Desplazamiento espectral (d0*)	1.878 m			
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.75 m			
Periodo secante (Ts)	1.50 s			
Aceleración rango elástico (ay*)	0.177 g			
Desplazamiento elástico dy*	0.006 m			
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.283 m			
Desplazamiento de daño dDL*	0.142 m			

Curva de Capacidad Vs Demanda

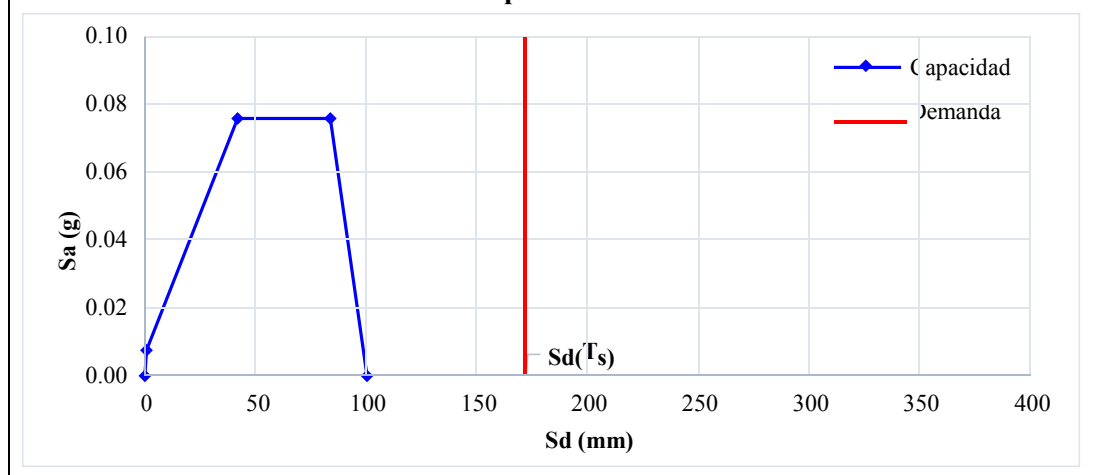


Flexión horizontal en muro lateral a doble cortina

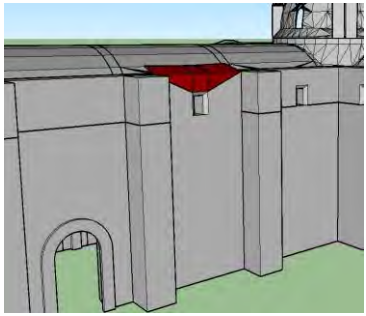
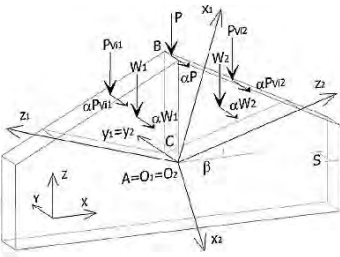
Geometría del muro		
Altura de análisis (b)	1.00 m	
Espesor del muro exterior (sA)	0.50 m	
Espesor del muro interior (sB)	0.50 m	
Longitud del muro (L)	6.70 m	
Propiedades de la mampostería		
Esfuerzo de rotura de la mampostería (σ_r)	120.00 N/cm ²	
Cargas aplicadas		
Peso propio del muro externo (wA)	17.00 KN/m	
Peso propio del muro interno (wB)	17.00 KN/m	
Transferencia de peso propio (ρ)	20%	
Transferencia de cargas verticales (ρ_v)	50%	
Transferencia de cargas horizontales (ρ_h)	40%	
Cargas de piso-elementos superiores (Ps)	93.35 KN/m	
Fuerza horizontal de la cobertura (Ph)	49.85 KN/m	
Empuje estático de la cobertura (Fh)	0.00 KN	
Carga vertical en el muro externo (PA)	67.08 KN/m	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1013	

Masa participante (M^*)	56.51 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e^*)	0.99	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.126
Aceleración espectral (a_0^*)	0.08 g	
Aceleración de sitio (a_0g)	0.60 g	
Desplazamiento espectral (d_0^*)	0.250 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du^*)	0.10 m	
Periodo secante (T_s)	1.08 s	
Aceleración rango elástico (ay^*)	0.007 g	
Desplazamiento elástico dy^*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC^*	0.083 m	
Desplazamiento de daño dDL^*	0.042 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

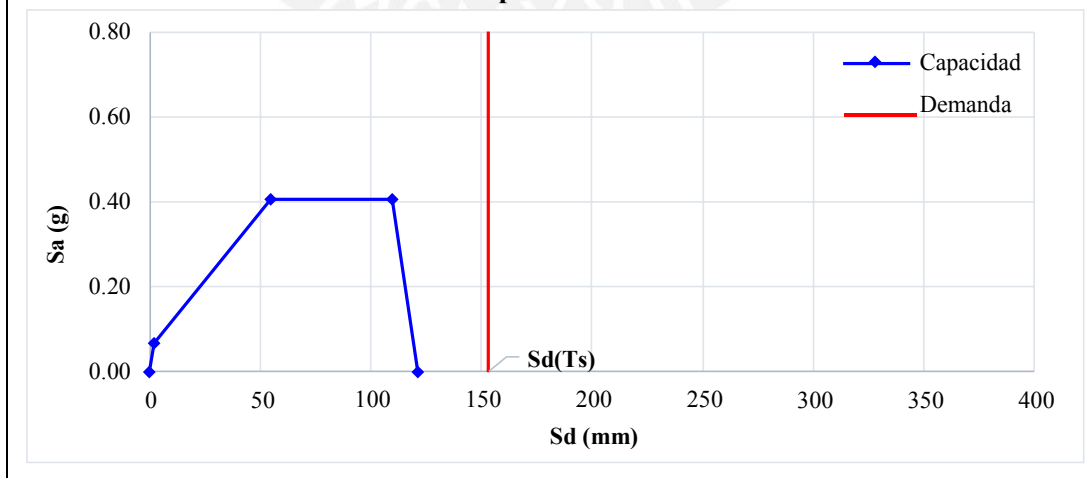


Flexión horizontal parte superior del muro lateral

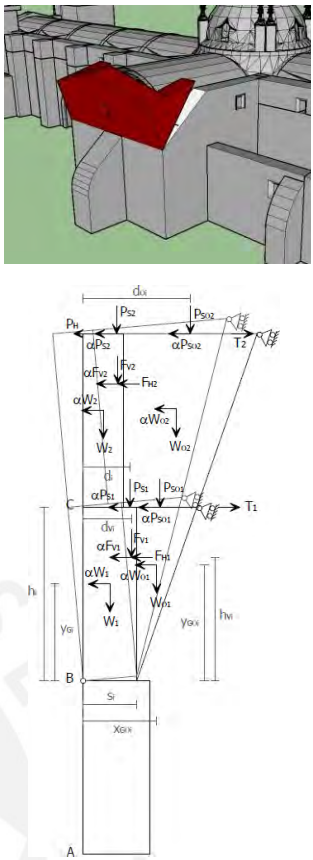
Geometría del muro		
Espesor del muro (s)	0.60 m	
Superficie de la cuña (Ai)	3.92 m ²	
Angulo de la sección de la cuña (β)	25.00 °	
Dist. horiz. de la carga en la cresta (dP)	0.50 m	
Dist. horiz. de las cargas en el muro (di)	0.50 m	
Dist. al baricentro de la cuña (xG)	0.71 m	
Dist. proy. de la carga en la cresta (xP)	2.12 m	
Dist. proy. de las cargas en el muro (xPvi)	1.06 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio del macroelemento (Wi)	47.00 KN	
Cargas vertical en la cresta del muro (P)	0.00 KN	
Cargas verticales en el muro (Pvi)	224.54 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.5412	

Masa participante (M*)	27.41 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.99	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.40 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.61 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.303 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.12 m	
Periodo secante (Ts)	0.76 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.068 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.002 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.109 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.055 m	

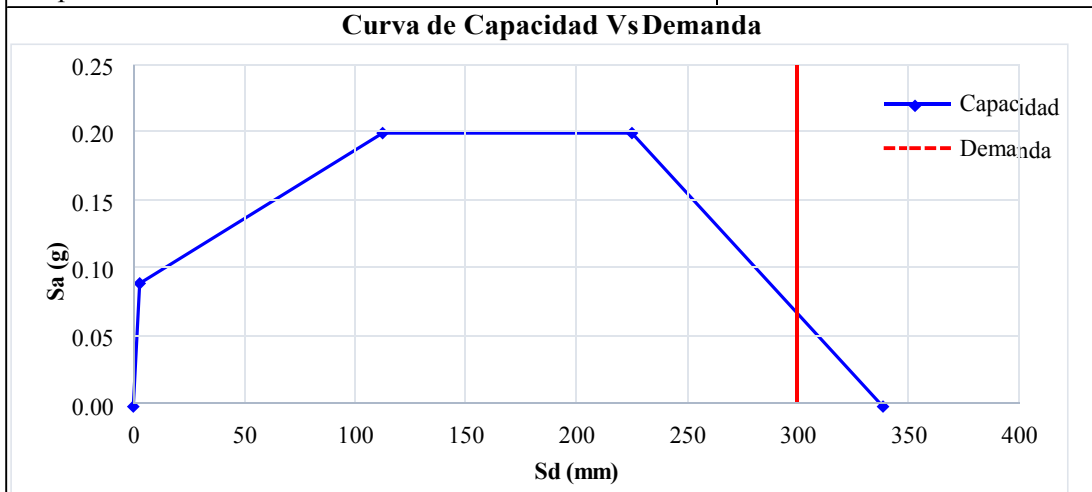
Curva de Capacidad Vs Demanda



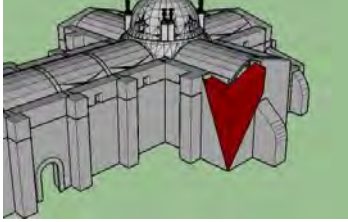
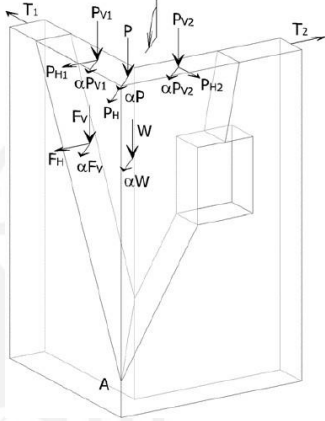
Mecanismo de volteo compuesto muro frontal del transepto

Geometría del muro		
Espesor muro frontal (s)	1.50 m	
Espesor muro lateral (sc)	0.50 m	
Altura (h)	5.20 m	
Área neta de muro frontal (A)	85.78 m ²	
Área neta muro (Ac)	13.78 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (d)	2.65 m	
Brazo horiz. cargas techo muro lat. (dO)	0.00 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Ditancia al baricentro del muro lat. (xGo)	1.77 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	3.07 m	
Altura al baricentro del muro lat. (yGo)	3.47 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	2573.48 KN	
Peso propio muro lateral (Wo)	275.60 KN	
Cargas de techo en muro frontal (Ps)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro lateral (Pso)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	5.40 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2695	

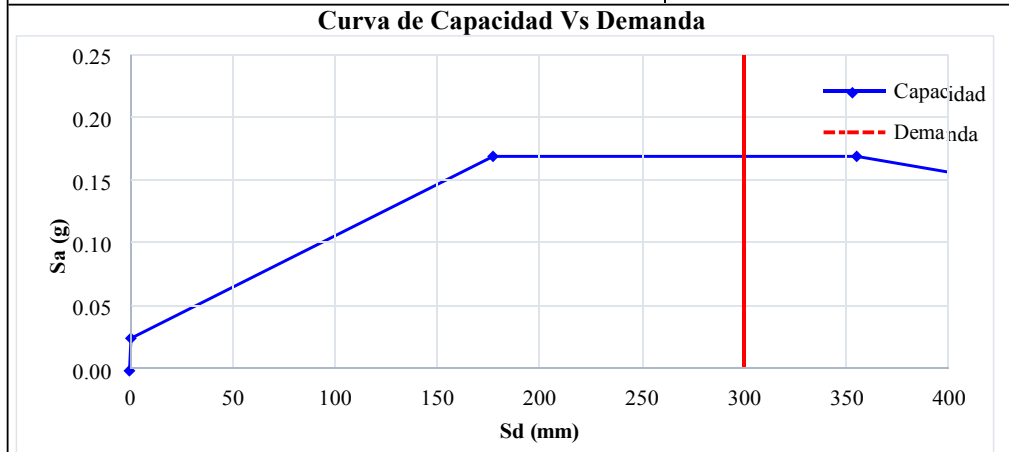
Masa participante (M*)	291.17 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda 0.391
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.20 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.51 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.848 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.34 m	
Periodo secante (Ts)	1.80 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.091 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.002 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.225 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.113 m	



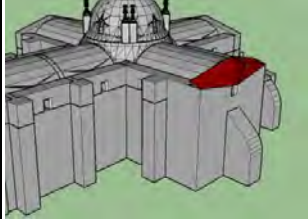
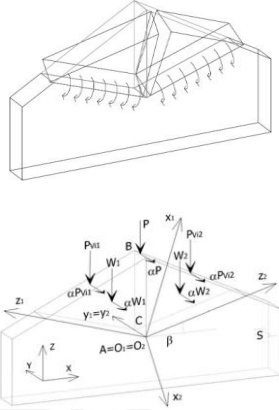
Mecanismo de volteo de cuña en esquina de transepto

Geometría del muro		
Espesor de muros (s)	1.50 m	
Altura (h)	13.85 m	
Área neta del muro 1 (A1)	36.70 m ²	
Área neta del muro 2 (A2)	62.27 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (dp)	1.00 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 1 (d1)	2.93 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 2 (d2)	3.45 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	2.93 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	11.50 m	
Ditancia al baricentro (xG)	2.34 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	9.45 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	2345.93 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	354.77 KN	
Cargas de techo en esquina (P)	5.20 KN	
Cargas de techo en muro 1 (Pv1)	3.18 KN	
Cargas de techo en muro 2 (Pv2)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (F'h)	35.26 KN	
Empuje estático cobertura esquina (Ph)	5.20 KN	
Empuje estático de la cobertura 1 (P'h1)	2.25 KN	
Empuje estático de la cobertura 2 (P'h2)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante 1 (T1)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante 2 (T2)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2288	

Masa participante (M*)	292.98 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.99	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.848
Aceleración espectral (a0*)	0.17 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	2.414 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.97 m	
Periodo secante (Ts)	3.29 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.026 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.356 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.178 m	

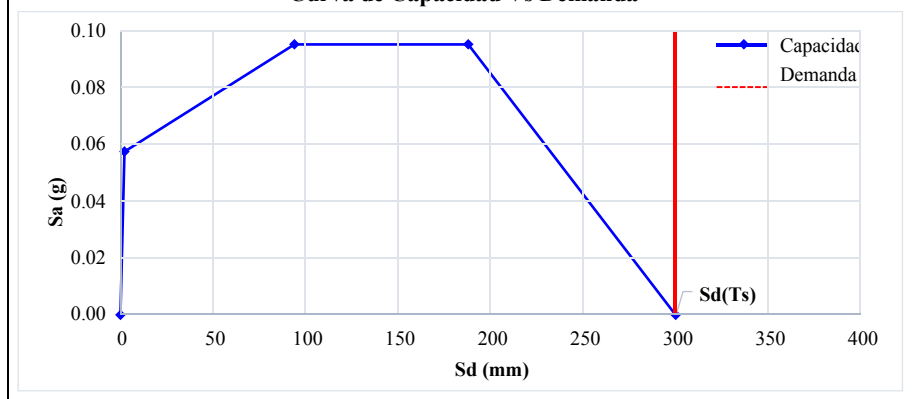


Mecanismo de flexión horizontal parte superior del muro frontal

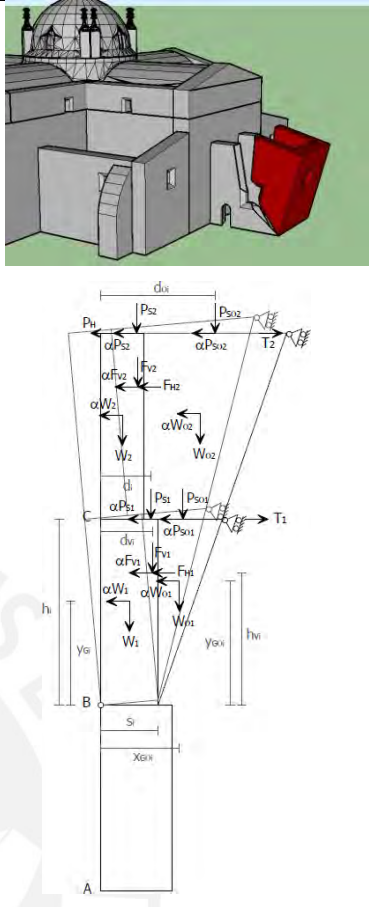
Geometría del muro		
Altura de analisis (b)	3.50 m	
Espesor del muro (s)	1.50 m	
Longitud del muro 1 (L1)	6.75 m	
Longitud del muro 2 (L2)	6.75 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 1 (d1)	4.50 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 2 (d2)	4.50 m	
Ditancia al baricentro muro 1 (xG1)	4.50 m	
Ditancia al baricentro muro 2 (xG2)	4.50 m	
Espesor del muro lateral (sc)	1.50 m	
Brazo horiz. de bóveda muro lateral (dv)	1.35 m	
Brazo horiz. cargas techo muro lat. (d)	1.35 m	
Altura de muro lateral (h)	13.85 m	
Altura a bóveda en muro lateral (hv)	11.50 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m3	
Peso propio del muro 1 (w1)	354.38 KN	
Peso propio del muro 2 (w2)	354.38 KN	
Fuerza hor. de la cobertura muro 1 (Ph1)	0.00 KN	
Fuerza hor. de la cobertura muro 2 (Ph2)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro 1 (Pv1)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro 2 (Pv2)	0.00 KN	
Reaccion horiz. max. muro lateral (H)	136.22 KN	
Peso propio del muro materal (w)	1412.70 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	476.14 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro lateral (Ps)	20.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1281	

Masa participante (M*)	72.25 KN-m/s2	Capacidad/Demanda 0.180
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.09 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.53 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.750 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.30 m	
Periodo secante (Ts)	2.46 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.057 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.001 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.188 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.094 m	

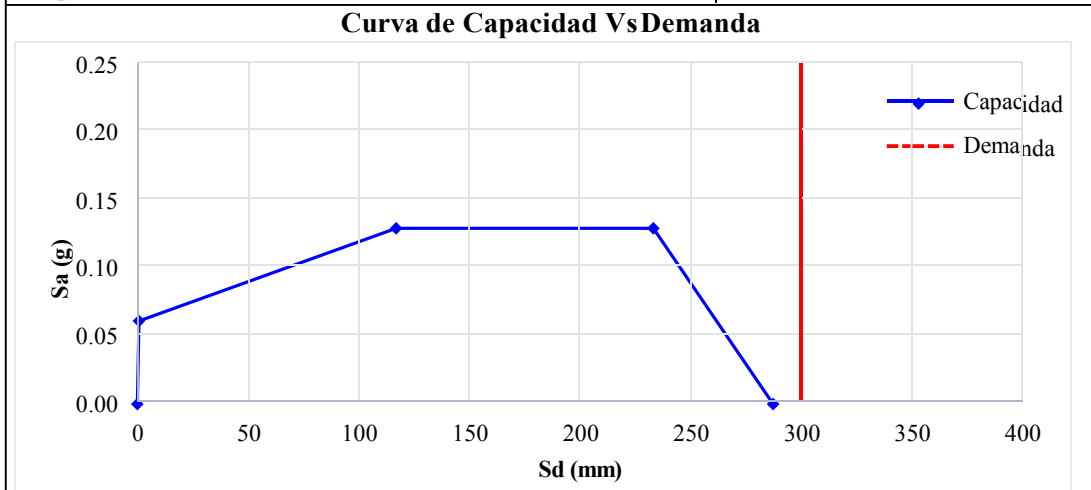
Curva de Capacidad Vs Demanda



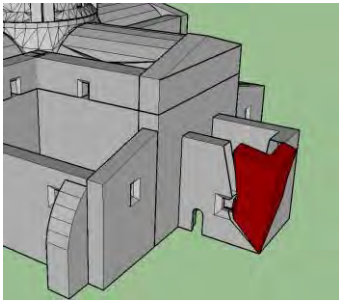
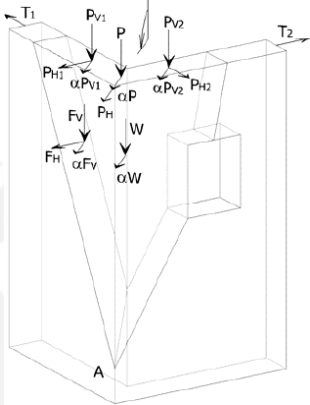
Mecanismo de volteo compuesto del muro frontal en ábside

Geometría del muro		
Espesor muro frontal (s)	1.10 m	
Espesor muro lateral (sc)	0.50 m	
Altura (h)	7.00 m	
Área neta de muro frontal (A)	53.27 m ²	
Área neta muro (Ac)	14.35 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (d)	0.75 m	
Brazo horiz. cargas techo muro lat. (dO)	2.05 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Ditancia al baricentro del muro lat. (xGo)	1.37 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	3.78 m	
Altura al baricentro del muro lat. (yGo)	4.67 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	1171.94 KN	
Peso propio muro lateral (Wo)	287.00 KN	
Cargas de techo en muro frontal (Ps)	9.70 KN	
Cargas de techo en muro lateral (Pso)	0.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	5.40 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.1724	

Masa participante (M*)	147.98 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.99	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.642
Aceleración espectral (a0*)	0.13 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.720 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.29 m	
Periodo secante (Ts)	2.07 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.061 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.233 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.117 m	

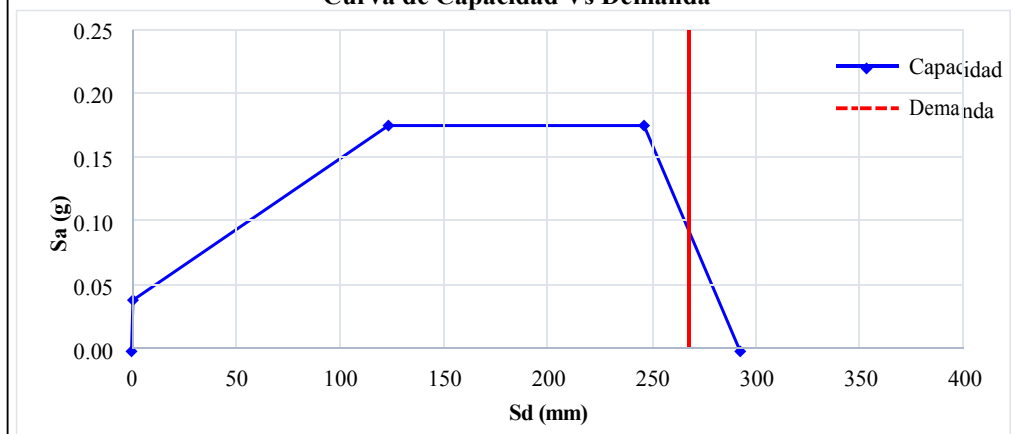


Mecanismo de volteo de cuña en esquina del ábside

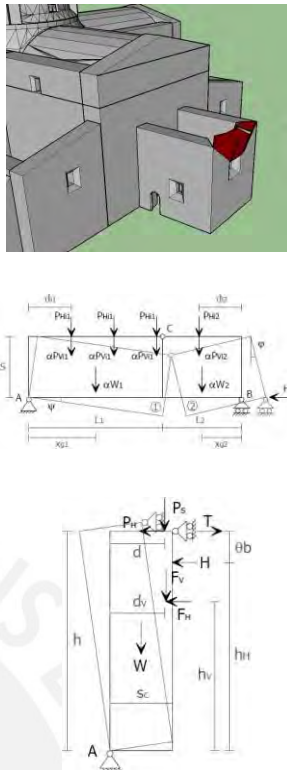
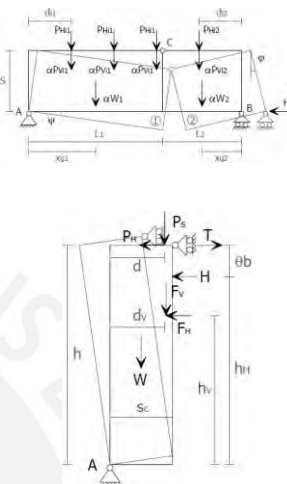
Geometría del muro		
Espesor de muros (s)	1.10 m	
Altura (h)	7.00 m	
Área neta del muro 1 (A1)	11.55 m ²	
Área neta del muro 2 (A2)	11.55 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (dp)	0.90 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 1 (d1)	1.94 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 2 (d2)	1.94 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	0.00 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	0.00 m	
Ditancia al baricentro (xG)	1.17 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	4.67 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	338.80 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Cargas de techo en esquina (P)	3.20 KN	
Cargas de techo en muro 1 (Pv1)	0.50 KN	
Cargas de techo en muro 2 (Pv2)	0.50 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (F'h)	0.00 KN	
Empuje estático cobertura esquina (Ph)	3.20 KN	
Empuje estático de la cobertura 1 (P'h1)	0.35 KN	
Empuje estático de la cobertura 2 (P'h2)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante 1 (T1)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante 2 (T2)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2330	

Masa participante (M*)	34.77 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda 0.875
Fracción de masa participante (e*)	0.98	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.18 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.20 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.732 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.29 m	
Periodo secante (Ts)	1.79 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.040 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.246 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.123 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

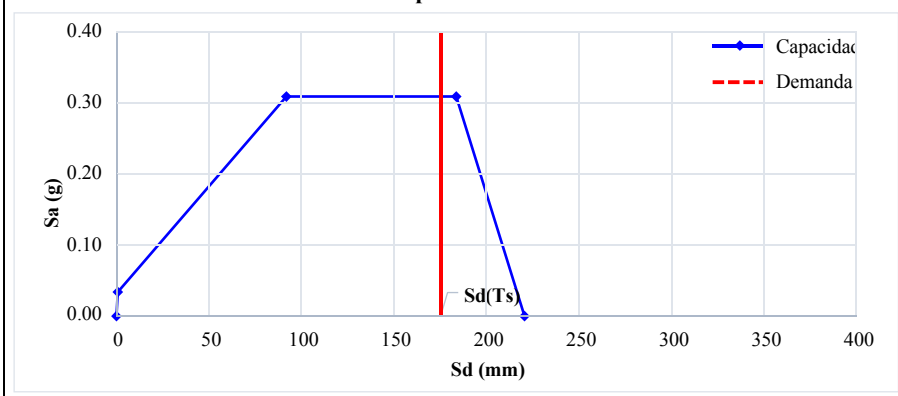


Mecanismo de flexión horizontal en muro frontal del ábside

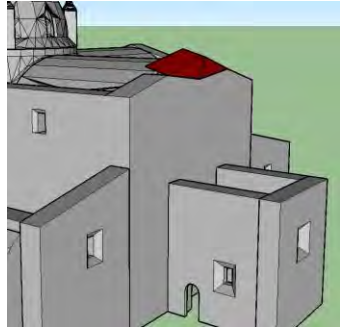
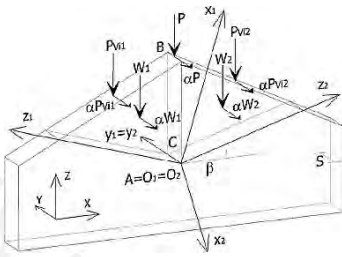
Geometría del muro		
Altura de analisis (b)	2.65 m	
Espesor del muro (s)	1.10 m	
Longitud del muro 1 (L1)	3.20 m	
Longitud del muro 2 (L2)	3.20 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 1 (d1)	2.13 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 2 (d2)	2.13 m	
Ditancia al baricentro muro 1 (xG1)	2.13 m	
Ditancia al baricentro muro 2 (xG2)	2.13 m	
Espesor del muro lateral (sc)	1.50 m	
Brazo horiz. de bóveda muro lateral (dv)	0.00 m	
Brazo horiz. cargas techo muro lat. (d)	0.95 m	
Altura de muro lateral (h)	7.00 m	
Altura a bóveda en muro lateral (hv)	0.00 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m3	
Peso propio del muro 1 (w1)	93.28 KN	
Peso propio del muro 2 (w2)	93.28 KN	
Fuerza hor. de la cobertura muro 1 (Ph1)	0.00 KN	
Fuerza hor. de la cobertura muro 2 (Ph2)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro 1 (Pv1)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro 2 (Pv2)	0.00 KN	
Reaccion horiz. max. muro lateral (H)	82.98 KN	
Peso propio del muro materal (w)	714.00 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (Fh)	0.00 KN	
Cargas de techo en muro lateral (Ps)	4.50 KN	
Empuje estático de la cobertura (Ph)	4.50 KN	
Fuerza máxima de tirante (T)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.4170	

Masa participante (M*)	19.02 KN-m/s2	Capacidad/Demanda 0.631
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	
Aceleración espectral (a0*)	0.31 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.49 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.550 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.22 m	
Periodo secante (Ts)	1.17 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.034 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.000 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.183 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.092 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda

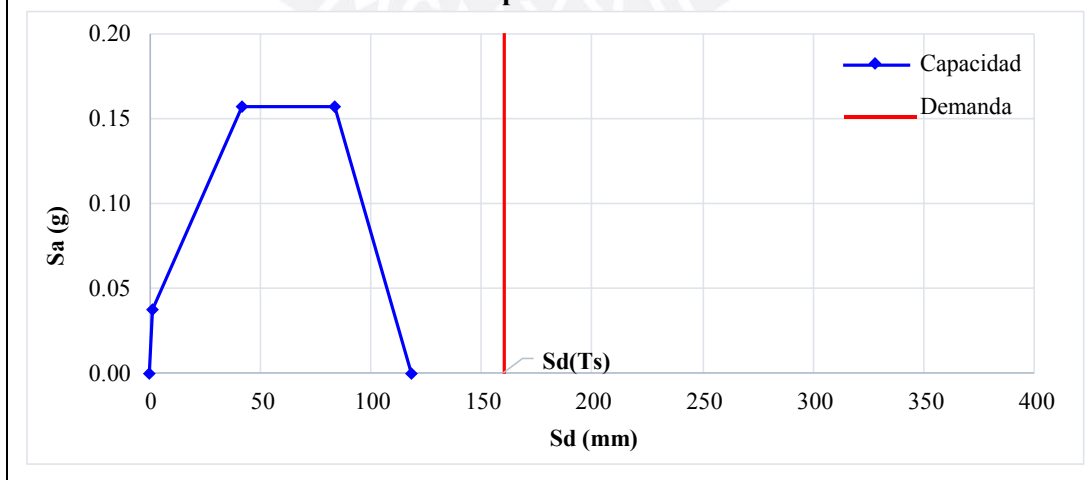


Mecanismo de flexión horizontal en muro frontal del presbiterio

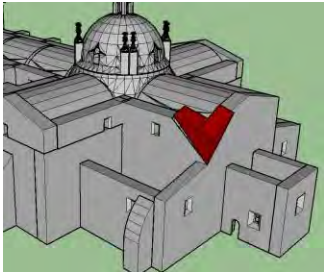
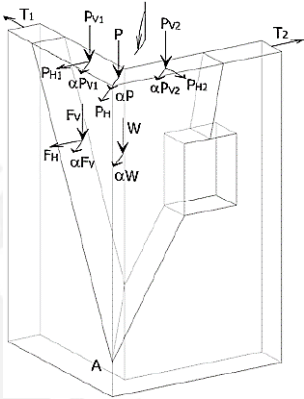
Geometría del muro		
Espesor del muro (s)	0.50 m	
Superficie de la cuña (Ai)	16.24 m ²	
Angulo de la seccion de la cuña (β)	20.00 °	
Dist. horiz. de la carga en la cresta (dP)	0.50 m	
Dist. horiz. de las cargas en el muro (di)	0.50 m	
Dist. al baricentro de la cuña (xG)	1.40 m	
Dist. proy. de la carga en la cresta (xP)	4.19 m	
Dist. proy. de las cargas en el muro (xPvi)	0.00 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio del macroelemento (Wi)	162.39 KN	
Cargas vertical en la cresta del muro (P)	0.00 KN	
Cargas verticales en el muro (Pvi)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.2126	

Masa participante (M*)	16.55 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	1.00	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.302
Aceleración espectral (a0*)	0.16 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.52 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	0.296 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.12 m	
Periodo secante (Ts)	1.20 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.037 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.001 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.083 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.042 m	

Curva de Capacidad Vs Demanda



Mecanismo de volteo de cuña en esquina de presbiterio

Geometría del muro		
Espesor de muros (s)	1.70 m	
Altura (h)	4.00 m	
Área neta del muro 1 (A1)	4.00 m ²	
Área neta del muro 2 (A2)	4.00 m ²	
Brazo horiz. cargas techo (dp)	1.40 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 1 (d1)	1.91 m	
Brazo horiz. cargas techo muro 2 (d2)	1.91 m	
Brazo horiz. de bóveda y/o arco (dv)	1.91 m	
Altura a bóveda y/o arco (hv)	1.50 m	
Ditancia al baricentro (xG)	1.07 m	
Altura al baricentro del muro frontal (yG)	2.67 m	
Cargas aplicadas		
Peso esp. de mampostería (γ)	20.00 KN/m ³	
Peso propio muro frontal (W)	40.80 KN	
Fuerza vertical de bóveda y/o arco (Fv)	28.01 KN	
Cargas de techo en esquina (P)	3.20 KN	
Cargas de techo en muro 1 (Pv1)	2.00 KN	
Cargas de techo en muro 2 (Pv2)	0.00 KN	
Fuerza horiz. de bóveda y/o arco (F'h)	10.58 KN	
Empuje estático cobertura esquina (Ph)	3.20 KN	
Empuje estático de la cobertura 1 (P'h1)	1.41 KN	
Empuje estático de la cobertura 2 (P'h2)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante 1 (T1)	0.00 KN	
Fuerza máxima de tirante 2 (T2)	0.00 KN	
Resultados		
Multiplicador de fuerzas horizontales (α)	0.4149	

Masa participante (M*)	9.96 KN-m/s ²	Capacidad/Demanda
Fracción de masa participante (e*)	0.95	
Factor de confianza (FC)	1.35	0.620
Aceleración espectral (a0*)	0.32 g	
Aceleración de sitio (a0g)	0.52 g	
Desplazamiento espectral (d0*)	1.426 m	
Desplazamiento ultimo de colapso (du*)	0.57 m	
Periodo secante (Ts)	1.84 s	
Aceleración rango elástico (ay*)	0.140 g	
Desplazamiento elástico dy*	0.004 m	
Desplazamiento cerca del colapso dNC*	0.301 m	
Desplazamiento de daño dDL*	0.151 m	

