

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Tesis

Análisis del comportamiento sísmico mediante modelado del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi – Cusco 2024

Asesor:

Mag. Ing. Cuno Rojas, Eleazar

Autor:

Castillo Arias, Masias Olidario

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Cusco - Cusco- Perú

2025



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Acta N°: 012

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TÍTULO PROFESIONAL

En la ciudad de Cusco, a los 15 días del mes de Diciembre del 2025, siendo las 9:00 am horas, se reunieron los integrantes del Jurado designado por Resolución Sub Directoral N° 539-2025-UTEA-FC-FI-EPIC de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería:

Presidente :	Mg. Laime Calvo Edixon
Dictaminante:	MBA. Salluca Rodríguez Marlon Javier
Replicante :	Mg. Mendoza Morales German

Para evaluar la sustentación, en la modalidad de:

Tesis Trabajo de suficiencia profesional

Titulada:

Análisis del comportamiento sísmico mediante modelado del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi – Cusco 2024

Desarrollado por el (la) (los) Bachiller (es):

Br.: Castillo Arias Masías Olidario

(Apellidos y Nombres)

Para optar el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

(Denominación del Título)

Concluido el acto, el Jurado dictaminó que el (la) (los) mencionado(a) (s) bachiller (es) fue (ron) **APROBADO (S)**:

Por: Unanimidad

(Unanimidad o Mayoría) (*)

Emitiéndose el calificativo final de:

Bachiller (Apellidos y Nombres)	Calificación (**)
Br. Castillo Arias Masías Olidario	Aprobado

Siendo las 10:40 a.m horas concluyó la sesión, firmando los integrantes del Jurado.

Presidente: Mg. Laime Calvo Edixon
(Dr. Mg.). (Apellidos y Nombres)

(Firma)

Dictaminante: MBA. Salluca Rodríguez Marlon Javier
(Dr. Mg.). (Apellidos y Nombres)

(Firma)

Replicante: Mg. Mendoza Morales German
(Dr. Mg.). (Apellidos y Nombres)

(Firma)

(*): Mayoría: Dos integrantes del jurado aprueban o desaprueban; Unanimidad: Todos los integrantes del jurado aprueban o desaprueban, Art.18 RGGAT.

(**): 0 a 10: Desaprobado, 11 a 15: Aprobado, 16 a 18: Aprobado Notable, 19 y 20: Aprobado con Distinción, Art. 18 RGGAT.




8% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 15 palabras)

Fuentes principales

- 8%  Fuentes de Internet
- 2%  Publicaciones
- 5%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Metadatos

Datos de Autor	
Apellidos y nombres	: Castillo Arias, Masias Olidario
Tipo de Documento de Identidad	: DNI
Número de Documento de Identidad	: 73863463
URL ORCID	:
Datos del Asesor	
Apellidos y nombres	: Mag. Ing. Cuno Rojas, Eleazar
Tipo de Documento de Identidad	: DNI
Número de Documento de Identidad	: 47343522
URL ORCID	: https://orcid.org/0000-0001-6134-6871
Datos de la investigación	
Facultad	: Ingeniería
Escuela Profesional	: Ingeniería Civil
Línea de Investigación	: Gestión de Infraestructura Para el Desarrollo Sostenible
Rango de años en que se realizó la investigación	: Agosto 2024 a diciembre 2025
Fuente de financiamiento	: Autofinanciado
Porcentaje de similitud	: 8%
URL de OCDE	: https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.01

Dedicatoria

A Dios, por darme la vida y la oportunidad de poder recorrer este largo camino.

A mis padres, quienes han sido mi mayor inspiración para no desmallar ni rendirme en este largo y arduo camino para lograr mis metas, por su amor, paciencia y apoyo incondicional, con amor y gratitud les dedico este trabajo.

A mi esposa, por acompañarme y apoyarme siempre.

Agradecimientos

A la Universidad Tecnológica de los Andes, me ha dado la oportunidad de ser parte de esta universidad, para perseguir y lograr mis objetivos académicos.

Al Párroco Alcides, confió en mí y me permitió realizar mi tesis de graduación, en el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana.

Al Mag. Ing. Cuno Rojas Eleazar, por su orientación experta como mi asesor de tesis.

Al Mag. Ing. Daniel Chávarry Morvelí, especialista en el análisis de estructuras por compartir su inmenso conocimiento y experiencia para obtener los resultados más óptimos en mi tesis.

Resumen

El trabajo de investigación, “Análisis del comportamiento sísmico mediante modelado del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi – Cusco. 2024” tiene como objetivo determinar el comportamiento estructural del templo colonial aplicándole la carga del propio peso y carga lateral incremental Push. Como metodología se aplicó el análisis estático no lineal pushover, usando el software Diana FEA V.10.5 y empleando la teoría de elementos finitos capaz de realizar análisis de estructuras complejas y de mamposterías de adobe, Obteniendo la curva de capacidad y punto de desempeño según la normativa ASCE-41, realizando la sectorización de la curva de capacidad se obtuvo el desempeño estructural del templo en estudio. Además, se realizó el análisis de las propiedades mecánicas de los muros de adobe mediante las muestras de muretes. La investigación es, tipo Básico, nivel descriptivo y diseño no experimental. Los resultados obtenidos con el análisis Pushover son los valores del punto de desempeño en X-X fuerzas que oscilan de 950.30 a 1000.00 ton/f, y desplazamientos de 4.7 a 5.0 mm. Para la dirección Y-Y, cargas de fuerzas que oscilan de 600.05 a 800.10 ton/f y desplazamientos de 2.3 mm. En todos los casos el análisis se realiza hasta que la estructura llegue al punto de colapso. En conclusión, con el análisis pushover se conoció el desempeño estructural del templo colonial ante las cargas sísmicas. Finalmente se realizó la propuesta de reforzamiento con mallas electrosoldadas en los puntos críticos detectados con el análisis pushover.

Palabras clave: Análisis Pushover, Desempeño estructural, reforzamientos

Abstract

The research project entitled “Analysis of Seismic Behavior through Modeling of the Colonial Temple of San Pedro Apostol in Quiquijana, Quispicanchi – Cusco, 2024” aims to determine the structural behavior of the colonial temple under seismic loads, applying its own weight and incremental lateral push load. The methodology employed was Nonlinear Static Pushover Analysis using Diana FEA V.10.5 software, employing finite element theory, which is capable of analyzing complex structures and adobe masonry. The capacity curve and performance point were obtained according to ASCE-41 standards. By segmenting the capacity curve, the structural performance of the temple under study was determined. Additionally, the mechanical and physical properties of the adobe walls were analyzed using wall samples. The research was classified as basic, descriptive, and non-experimental. The results obtained from the pushover analysis in the defined directions yielded performance point values in the X-X direction, with forces ranging from 950.30 to 1000.00 ton/f and displacements from 4.7 to 5.0 mm. For the Y-Y direction, force loads ranged from 600.05 to 800.10 ton/f and displacements of 2.3 mm. In all cases, the analysis was performed until the structure reached the point of collapse. In conclusion, the pushover analysis determined the structural performance of the colonial temple under seismic loads. Finally, a reinforcement proposal was made using electro-welded mesh at the critical points identified by the pushover analysis.

Keywords: Pushover analysis, structural performance, reinforcements

Índice

Portada.....	i
Acta de sustentación.....	ii
Reporte de similitud.....	iii
Metadatos.....	iv
Dedicatoria.....	v
Agradecimientos	vi
Resumen	vii
Abstract	viii
Índice.....	ix
Índice de tablas.....	xi
Índice de figuras.....	xiii
Índice de anexos.....	xviii
I. Introducción.....	1
II. Planteamiento del problema	22
2.1 Descripción y formulación del problema	22
2.2 Objetivos	33
2.2.1 Objetivo general	33
2.2.2 Objetivos específicos.....	33
2.3 Justificación e importancia	34
2.4 Hipótesis	36
2.5 Variables	37
III. Marco Teórico	39
3.1 Antecedentes	39
3.2 Bases teóricas.....	50
3.3 Definición de términos	75
IV. Metodología	78

4.1 Tipo y nivel de investigación.....	78
4.2 Ámbito temporal y espacial.....	79
4.3 Población y muestra.....	79
4.4 Instrumentos	79
4.5 Procedimientos.....	81
4.6 Análisis de datos	121
4.7 Consideraciones éticas	121
V. Resultados y discusion.....	122
VI. Conclusiones	165
VII. Recomendaciones.....	169
VIII. Referencias	170
XI. Anexos	173

índice de tablas

Tabla 1. Matriz de operacionalización	62
Tabla 2. Diferencias entre análisis lineal – no lineal.....	62
Tabla 3. Validación y confiabilidad de instrumentos	80
Tabla 4. Datos recomendados, para edificios históricos de adobe	94
Tabla 5. Datos recomendados para muros de adobes históricos.....	94
Tabla 6. Datos recomendados de módulo de Young, para muros de adobe.....	94
Tabla 7. Datos recomendados de módulo de Poisson, para muros de adobe	94
Tabla 8. Datos obtenidos del adobe para cargar a Diana FEA v.10.5.....	97
Tabla 9. Datos recomendados, para mampostería de roca tipo colonial.....	98
Tabla 10. Cálculo de peso de rollizo en torre campanario	102
Tabla 11. Cálculo de pesos unitarios por m ²	103
Tabla 12. Metrado de carga muerta del techo del templo colonial	103
Tabla 13. Cálculo inclinación de techo en grados.....	105
Tabla 14. carga viva de cobertura del templo	106
Tabla 15. Peso total por sector de la cobertura del techo - 100%CM+50%cv.....	106
Tabla 16. Valor de carga distribuida en la superficie (kg/m ²).....	107
Tabla 17. Evaluación de criterios de configuración según la norma e.080.....	118
Tabla 18. Cortante basal según E.080 - H=S.U.C.P.	119
Tabla 19. Análisis granulométrico por tamizado del adobe	127
Tabla 20. Análisis granulométrico por tamizado del suelo	128
Tabla 21. Desviación estándar de resultados límite de Atterberg para el adobe.....	129
Tabla 22. Desviación estándar resultados límite de Atterberg para el suelo	129
Tabla 23. Propiedades de resistencia a la compresión de adobe.	133
Tabla 24. Propiedades de resistencia a la compresión de muretes	135
Tabla 25. Resultados obtenidos propiedades mecánicas del adobe - mortero	136
Tabla 26. Comparación de valores obtenido con la norma e.080	136

Tabla 27.	Puntos de desempeño en las direcciones X+, X-.....	139
Tabla 28.	Puntos de desempeño en las direcciones Y+, Y-.....	140
Tabla 29.	puntos de desempeño en puntos críticos sin refuerzo	144
Tabla 30.	Propiedades mecánicas del acero para Diana FEA	146
Tabla 31.	Resultados puntos de desempeño – esquinas con refuerzo	152
Tabla 32.	Puntos de desempeño en las direcciones X+, X-.....	154
Tabla 33.	Puntos de desempeño en las direcciones Y+, Y-.....	155
Tabla 34.	granulometría del adobe templo Santa María Magdalena-2022.....	156
Tabla 35.	Resultados granulometría del adobe templo de Quiquijana-2024	156
Tabla 36.	Resultados de los límites de Atterberg del adobe – templo de Quiquijana ...	157
Tabla 37.	Propiedades de resistencia a la compresión de muestras cubos de adobe. .	158
Tabla 38.	Resultados obtenidos propiedades mecánicas del adobe - mortero	158
Tabla 39.	Comparación de valores obtenido con la norma e.080	158
Tabla 40.	resultados desplazamiento Dirección X-X; Condori,2021.....	160
Tabla 41.	Resultados desplazamiento dirección Y-Y; Condori,2021	160
Tabla 42.	Cortante basal y desplazamiento en las direcciones X+, X-.....	161
Tabla 43.	Cortante basal y desplazamiento en las direcciones +Y, -Y.....	161
Tabla 44.	Puntos de desempeño en las direcciones X-X; Y-Y – sin refuerzos.....	162
Tabla 45.	Puntos de desempeño en las direcciones X-X; Y-Y – con refuerzos.....	162
Tabla 46.	Incremento de capacidad de carga de muros de adobes	164
Tabla 47.	Resultados de las propiedades mecánicas del murete	165
Tabla 48.	Punto de desempeño – templo sin refuerzo	166
Tabla 49.	Punto de desempeño – esquinas sin refuerzo.....	167
Tabla 50.	Punto de desempeño para el templo colonial – con refuerzo	168
Tabla 51.	Resultados puntos de desempeño – esquinas con refuerzo	168

Índice de figuras

Figura 1.	Mapa sísmico del Perú periodo 1960 _ 2023	24
Figura 2.	Desplome de torre campanario de la iglesia de Belén – cusco 1950	26
Figura 3.	Líneas isosistas del terremoto del cusco 1950	27
Figura 4.	Registro histórico de sismos en Quiquijana	28
Figura 5.	Sismos reportados 2024 en Quispicanchi – Cusco.....	29
Figura 6.	Templo del distrito de Andahuaylillas afectado por sismos	30
Figura 7.	Templo del distrito de Lucre afectado por sismos	30
Figura 8.	Falla geológica que pasa por Quiquijana.....	31
Figura 9.	Templo colonial de Quiquijana – problemas de rajaduras y deterioro.....	32
Figura 10.	Vista del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, 1997	52
Figura 11.	Vista aérea del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, 2024 ..	53
Figura 12.	Factor de suelo y periodos.....	54
Figura 13.	Zonificación sísmica.....	55
Figura 14.	Ensayo a compresión de pilas	57
Figura 15.	Análisis estático no lineal.....	59
Figura 16.	Métodos de la evaluación de la capacidad estructural	61
Figura 17.	Deformación lineal y no lineal	61
Figura 18.	Licencia de Diana FEA v. 10.5.....	64
Figura 19.	Modelados de arcos y pilares coloniales en Dina FEA.....	64
Figura 20.	Características de Diana FEA v. 10.5	65
Figura 21.	Análisis Pushover con Diana FEA v. 10.5.....	65
Figura 22.	Procedimiento y fases del método pushover.....	66
Figura 23.	Curva de capacidad.....	68
Figura 24.	Ecuación según ASCE-41 – para cálculo de punto de desempeño	69
Figura 25.	Matriz de desempeño - VISION 2000 del SEAOC	70
Figura 26.	Sectorización de curva de capacidad – según SEAOC	72

Figura 27.	Ley de elasticidad de Hooke.....	73
Figura 28.	curva punto de fluencia y punto de ruptura	73
Figura 29.	Macro modelo	74
Figura 30.	Levantamiento topográfico.....	81
Figura 31.	Levantamiento aéreo	82
Figura 32.	Plano geométrico en planta del templo colonial	82
Figura 33.	Obtención de datos de sobrecimiento.....	83
Figura 34.	Restauración del templo colonial Quiquijana	84
Figura 35.	Obtención de muestras de adobe	85
Figura 36.	Apertura de calicata y obtención de muestra de suelo	85
Figura 37.	Habilitado de muestras para rupturas a compresión	86
Figura 38.	Ensayo de ruptura de muestras de adobe 1 y 2 a compresión.....	86
Figura 39.	Ensayo de ruptura de muestras de adobe 3 y 4 a compresión.....	87
Figura 40.	Ensayo de ruptura de muestras de adobe 5 y 6 a compresión.....	87
Figura 41.	Obtención de pilotes de adobes más mortero de barro.....	88
Figura 42.	Ensayo de ruptura de pilotes - adobe más mortero muestras 1 y 2	89
Figura 43.	Ensayo de ruptura de pilotes - adobe más mortero muestra 3.....	89
Figura 44.	Ensayo de ruptura de pilote - diagrama esfuerzo deformación	90
Figura 45.	Toma de medidas y datos post ensayo de ruptura.....	90
Figura 46.	Análisis granulométrico del adobe	91
Figura 47.	Ensayo de límites de atterberg del adobe y del suelo	91
Figura 48.	Modelado 3D solido del templo.....	92
Figura 49.	Modelado del templo en Diana FEA v.10.5.....	93
Figura 50.	Mampostería de adobe - San Juan Bautista de Huaytará en Cusco	95
Figura 51.	Propiedades de mampostería de adobe	96
Figura 52.	Asignación de propiedades para muro de adobe.....	97
Figura 53.	Asignación de propiedades para muro de adobe.....	98

Figura 54.	Mampostería san Juan Bautista vs San Pedro Apóstol.....	99
Figura 55.	Asignación de propiedades de mampostería de piedra.....	99
Figura 56.	Vista panorámica de cubierta de techo del templo colonial.....	100
Figura 57.	Plano en corte de techo del templo San Pedro Apóstol de Quiquijana....	100
Figura 58.	Plano en corte de techo de torre campanario del templo	101
Figura 59.	Pesos específicos de rollizos, yeso, madera y barro según e.020	101
Figura 60.	Pesos específicos de la teja cobertura del techo	102
Figura 61.	Carga viva de techo – e. 020	104
Figura 62.	Ecuaciones para convertir p% a grados.....	105
Figura 63.	cargas muertas distribuidas del techo en los muros.....	107
Figura 64.	Restricciones en la base del modelado, como apoyos empotrados	108
Figura 65.	Numero de formas, elementos y nodos en el mesh	109
Figura 66.	Malla de elementos finitos, con software Diana fea	109
Figura 67.	Exportación de las cortantes basales - FBX.....	110
Figura 68.	Exportación de las cortantes basales - FBX.....	110
Figura 69.	Cortantes basales en cada nodo para el eje +X.....	111
Figura 70.	Desplazamiento aplicando PUSH – dirección X.....	112
Figura 71.	Desplazamiento aplicando PUSH – dirección Y.....	112
Figura 72.	Desplazamiento aplicando PUSH – dirección Z.....	113
Figura 73.	Punto de desempeño ASCE-41 – dirección X+.....	115
Figura 74.	Punto de desempeño ASCE-41 – dirección X-	115
Figura 75.	Punto de desempeño ASCE-41 – dirección Y+.....	116
Figura 76.	Punto de desempeño ASCE-41 – dirección Y-	116
Figura 77.	Sectorización de curva de capacidad -SEAOC	117
Figura 78.	procedimientos de desarrollo del trabajo de investigación	120
Figura 79.	Mapa político Perú y departamento del Cusco.....	122
Figura 80.	Mapa provincia de Quispicanchi	123

Figura 81.	Mapa distrito de Quiquijana	123
Figura 82.	Ubicación del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana	124
Figura 83.	Arquitectura del templo de Quiquijana	125
Figura 84.	Diagnostico físico del templo de Quiquijana - 2024.....	126
Figura 85.	Curva granulométrica del adobe	127
Figura 86.	Curva granulométrica del suelo	128
Figura 87.	Clasificación de suelos del adobe - SUCS	131
Figura 88.	Clasificación de suelos del suelo - SUCS	132
Figura 89.	Ensayo de rotura a comprensión de cubos de adobe.	133
Figura 90.	Ensayo de rotura de pilote de adobe más mortero de barro.	134
Figura 91.	Medición de grietas y fallas en pilotes de adobes	134
Figura 92.	Gráficos de los ensayos realizados esfuerzo - deformación	135
Figura 93.	Gráficos de esfuerzo – deformación (curva original vs curva corregida) .	135
Figura 94.	Definición de direcciones, para las direcciones X-X, Y-Y.	137
Figura 95.	Curva de desempeño SEAOC - dirección X+.....	138
Figura 96.	Curva de desempeño SEAOC - dirección X-	139
Figura 97.	Sectorización de desempeño dirección y+ – (SEAOC).	139
Figura 98.	Curva de desempeño SEAOC, dirección Y-.....	140
Figura 99.	Norma e - 0.30 articulo 35	142
Figura 100.	Punto de desempeño – 1ra esquina superior campanario	143
Figura 101.	Punto de desempeño - esquina capilla bautismal	143
Figura 102.	Punto de desempeño - esquina sacristia	144
Figura 103.	Punto de desempeño – 2da esquina superior campanario	144
Figura 104.	Propuesta de reforzamiento según norma e.070	145
Figura 105.	limite elástico y deformación máxima-malla electrosoldada	147
Figura 106.	Ficha técnica malla electrosoldada – TRIFM	147
Figura 107.	Asignación de propiedades - malla electrosoldada en Diana FEA	148

Figura 108.	Malla de diámetro 2mm con cocadas de 50 mm	148
Figura 109.	Punto de desempeño ASCE-41 con – reforzado dirección X+	149
Figura 110.	Punto de desempeño ASCE-41 – reforzado dirección X-.....	149
Figura 111.	Punto de desempeño ASCE-41 – reforzado dirección Y+	150
Figura 112.	Punto de desempeño ASCE-41 – reforzada dirección Y-.....	150
Figura 113.	punto de desempeño con refuerzo – 1ra esquina campanario.....	151
Figura 114.	punto de desempeño con refuerzo – esquina capilla bautismal	151
Figura 115.	punto de desempeño con refuerzo – esquina sacristia	152
Figura 116.	punto de desempeño con refuerzo – 2da esquina campanario.....	152
Figura 117.	Curva de desempeño con refuerzo en esquinas - dirección X+	153
Figura 118.	Curva de desempeño con refuerzo en esquinas - dirección X-	153
Figura 119.	Sectorización de desempeño con refuerzo en esquinas dirección y+	154
Figura 120.	Curva de desempeño con refuerzo en esquinas, dirección Y-	154
Figura 121.	Malla electrosoldada instalación y recubrimiento	155
Figura 122.	Resultados desplazamientos – Cuadros, 2021	159
Figura 123.	Comparación de resultados de desplazamientos.....	163

Índice de anexos

Anexo 1. Matriz de consistencia.....	174
Anexo 2. Matriz de operacionalización de variables.....	175
Anexo 3. Protocolos de recolección de datos.....	176
Anexo 4. Solicitud de autorización al párroco del templo.	178
Anexo 5. validación por expertos del instrumento de medición.	179
Anexo 6. Procedimientos	182
Anexo 7. Cuadro comparativo de resultados.....	183
Anexo 8. Planos y modelados del templo colonial.....	184
Anexo 9. Informe de ensayos en laboratorio	188
Anexo 10. Certificados de calibración de equipos de laboratorio.....	217

I. Introducción

En el contexto que La ciudad de Cusco y todo el departamento en sí, se encuentra ubicada en una zona donde se tienen muchos registros de eventos sísmicos y en la actualidad a la elaboración de este trabajo de investigación se continúan presentando movimientos de la superficie terrestre en la misma ciudad del cusco como en sus provincias como es la provincia de Quispicanchi; así mismo se entiende que a nivel de la región del Cusco, existe gran cantidad de construcciones históricas, monumentos patrimoniales y edificaciones coloniales en donde los principales materiales que se emplearon para su construcción fueron el adobe y la piedra es por ello que con el propósito de poder conservar las edificaciones coloniales para las futuras generaciones nace el presente trabajo de investigación el cual es denominado: **“Análisis del Comportamiento Sísmico Mediante Modelado del Templo Colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi – Cusco. 2024.”** El tema de investigación nace a causa de la problemática de conocer las reacciones físicas, mecánicas y el comportamiento de las estructuras del templo colonial ante movimientos de la superficie terrestre que son los sismos que en la actualidad continúan suscitándose en la provincia de Quispicanchi según los reportes del instituto geofísico del Perú. Así mismo el presente trabajo de investigación busca aportar al mundo de la ingeniería civil en la especialidad de estructuras sismorresistentes y Modelamiento de sistemas estructurales coloniales e históricas ; para la protección y conservación de este tipo de edificaciones como son los templos coloniales; Analizando la realidad problemática

se realiza la formulación del problema, así se plantea como problema general, ¿Cuál es el comportamiento estructural por desempeño del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, mediante el análisis pushover - Cusco 2025?. Así mismo se tienen los problemas específicos, PE1: ¿Cuáles son las propiedades mecánicas de los muros que constituyen el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana?; PE2: ¿Cuál será el comportamiento estructural del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana obtenido mediante el análisis pushover?; PE3: ¿Cuál sería una propuesta de reforzamiento adecuada ante cargas cortantes para el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana de acuerdo a las normativas vigentes? En el presente trabajo se realiza la investigación del comportamiento sísmico de las estructuras del templo en estudio, como metodología se aplicó el Análisis Estático No Lineal Pushover usando un software especializado para este tipo de edificaciones coloniales, el Diana Fea V.10.5, por lo que la investigación es del tipo: Básico, nivel: descriptivo y diseño: No experimental; para lo cual se realizará un proceso de trabajos iniciando con el levantamiento y adquisición de datos en campo, seguidamente la elaboración del modelado en 3D del templo en estudio y/o ensayos necesarios en laboratorio, finalmente el análisis pushover en el software Diana Fea V.10.5, el software Diana Fea se emplea la teoría de elementos finitos por el tipo de geometría del templo colonial, en el Diana Fea V.10.5 se realizó los siguientes procedimientos:

- ✓ Asignación de materiales en el modelado 3D
- ✓ Asignación de cargas muertas y cortantes basales
- ✓ Restricciones en apoyos del templo colonial
- ✓ Generación de malla de elementos finitos
- ✓ Modos de vibración, derivas y deformaciones

finalmente se logró obtener la curva de desempeño o Curva Pushover y mediante el modelado en el software se puede apreciar las derivas y deformaciones que sufren las estructuras del templo colonial al aplicar el patrón de cargas. Para ello el presente trabajo de investigación contemplará los siguientes componentes para la elaboración del presente trabajo de investigación:

Componente I: Introducción

Componente II: Planteamiento del problema

Componente III: Marco Teórico

Componente IV: Metodología

Componente V: Resultados y discusión

Componente VI: Conclusiones

Componente VII: Recomendaciones

Componente VIII: Referencias

Componente IX: Anexos

Así, en conclusión, en el presente trabajo de investigación se logró realizar el análisis del comportamiento sísmico del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, obteniendo los valores de las cortantes basales, derivas y deformaciones máximas en las estructuras de la edificación colonial. No presentándose limitaciones para realizar el presente trabajo de investigación por lo que se logró obtener los resultados a los problemas y objetivos propuestos en el presente trabajo.

II. Planteamiento del problema

2.1 Descripción y formulación del problema

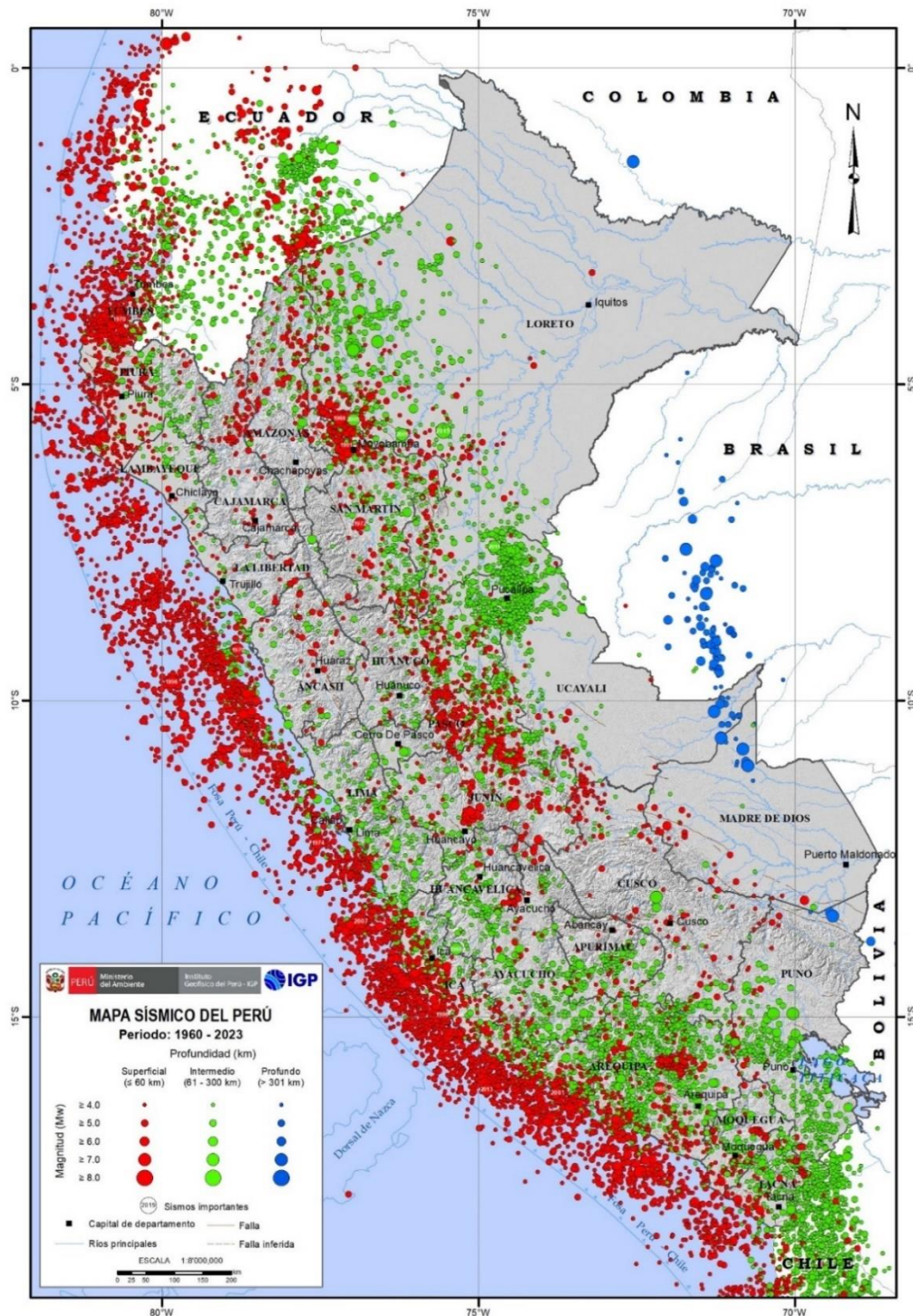
A nivel internacional, se tiene conocimiento y se vive en una realidad de que los movimientos sísmicos por ser eventos naturales y que nadie puede controlarlos pues estas energías se liberan del interior de la tierra y se dan en cualquier instante. Siendo las más vulnerables las construcciones coloniales y/o históricas elaborados con material constructivo adobe y piedra, como también por el mismo tiempo de años que ya tienen de pie. En los últimos años se tienen cada año reporte de sismos y terremotos que se producen a nivel mundial. Como, por ejemplo; entre los años 2024 y 2025 se han producido los terremotos, como el terremoto de Noto (Japón) 2024, de una magnitud de 7.5 donde se reportó 592 muertes y cantidad de daños materiales. Y el ultimo terremoto más reciente se produjo el año 2025, un 28 de marzo, un terremoto de magnitud 7.7 sorprendió a los países de Myanmar y Tailandia, causando el derrumbe de edificios, incluyendo un rascacielos en construcción en Bangkok en este terremoto se reportó la pérdida de más de 1600 vidas humanas y miles de edificios quedaron inhabitables. Frente a estos sismos la reacción y el actuar para la protección de las edificaciones y construcciones coloniales, No se puede ignorar a nivel nacional e internacional ya que el fenómeno telúrico resultante provoca daños a los elementos estructurales, perjudicando las edificaciones históricas y muchas veces hasta llegar al punto de ya no poder darle el uso de los templos históricos así mismo se producen pérdidas humanas por muertes, a

consecuencia del derrumbe de edificios, (Manzoni, 2021). En el presente, la herencia patrimonial e históricos y coloniales de las edificaciones arquitectónicas históricas, requieren que se les preste la atención correspondiente en el aspecto de la conservación y preservación, ya que forman parte del legado de la nación. El acto de rendir culto los cristianos en los templos, es una forma de manifestar su fe y creencia siendo esta parte de la identidad de la sociedad. El conocimiento del comportamiento sísmico de una edificación histórica y colonial, se plasma desde diferentes enfoques y puntos de estudio que son parte de la ingeniería civil, para identificar las causantes y problemas sísmicos en los materiales en el sistema constructivo, para garantizar su conservación y estabilidad de las edificaciones, es necesario conocer sus posibles fallas y afectaciones de las estructuras por los sismos. (Condori, 2022).

A nivel nacional, el Perú es un país donde se producen movimientos de la superficie terrestre con más continuidad según los reportes del instituto geofísico del Perú, por lo tanto, tenemos que tomar y ver las medidas preventivas para poder afrontar los eventos naturales que en este caso son los sismos, al mismo tiempo evitar y reducir los desastres tanto en pérdidas de vidas humanas como en edificaciones históricas como son los templos coloniales. Los monumentos coloniales son un aspecto valioso e importante en este sentido, son de gran importancia desde el punto de vista de la prevención ante desastres naturales ante ello se han realizado y se siguen realizando investigaciones para determinar si las estructuras podrán resistir la energía liberada desde el interior de la tierra las cuales generan el movimiento de la superficie terrestre mediante ondas estas aplican cargas horizontales a las edificaciones poniendo a prueba la resistencia de cada estructura. Las iglesias y templos en Perú y en todo el mundo son en su mayoría vulnerables debido a sus estructuras inusuales; Según la experiencia adquirida con los terremotos, estos tienden a colapsar al menos el 50% de la estructura total y para ello podemos ampliar mejor los conceptos relacionados con la prevención y preservación del patrimonio y cultura heredada. (Chate 2019).

Figura 1.

Mapa sísmico del Perú periodo 1960 _ 2023



Nota. tomado de instituto geofísico del Peru,2023

A nivel regional, la ciudad de Cusco se encuentra en la zona 2 y 3 teniendo un factor sísmico de 0.25 y 0.35 según el mapa de zonificación sísmica se encuentra así

mismo se puede observar que el cusco se ubica en una zona de considerable sismicidad siendo vulnerable ante eventos naturales. A nivel regional en Cusco existe una gran cantidad de viviendas y construcciones, coloniales monumentos declarados patrimonio cultural y edificaciones cuyos elementos estructurales principalmente están elaborados con adobe, el departamento de cusco ocupa el cuarto lugar en el país por su mayor presencia de casas construidas con adobe por estas razones es urgente y muy necesario realizar los estudios y tomar las acciones correspondientes para asegurar la resistencia de las edificaciones históricas antes los movimientos telúricos y así mismo garantizar la persistencia y conservación de dichos monumentos para las generaciones futuras, así mismo se deben de tener en cuenta que para poder intervenir en las estructuras de templos coloniales se tienen que considerar aspectos que no alteren su arquitectura y originalidad. (Condori y Gonzales, 2019).

A nivel regional también se tiene el registro histórico el cual hace constatar el instituto de geología del Perú en su informe sobre el terremoto del Cusco del 21 de mayo de 1950, que sacudió en una superficie de 15,000 a 16,000 kilómetros cuadrados. Siete días después del fuerte movimiento telúrico, llegó a la ciudad del Cusco una comisión conjunta del Instituto Geológico del Perú y Estados Unidos. Estudio geológico realizado por expertos minuciosamente y al detalle recorriendo cada lugar afectado para inspeccionar la zona y evaluar el impacto del terremoto. En este informe se presentan los resultados de la acreditación realizada del 28 de mayo al 4 de junio del cual dieron sus versiones las personas afectadas en gran parte del cusco. No obstante, se dio a conocer que para lograr con la misión de esta comisión especial el jefe de la oficina departamental de caminos, Ing. Carlos Jiménez M. puso a disposición un vehículo para la movilización a cada zona afectado. Por otro lado, el subdirector de arquitectura, Ing. Humberto Guerra, facilitaron informes estadísticos que fue de mucho apoyo para la validación de los datos recolectados. Finalmente, al Ing. Luis Dorich, director de la oficina nacional de urbanismo nos facilitó los plano bases de Cusco y sus alrededores, y más documentos técnicos para la realización del mapa de la distribución de daños consecuentes. Las estructuras más

afectadas por el terremoto en cusco de 1950 fueron Los templos antiguos y coloniales del Cusco, levantados en promedio hace a 300 años. En las construcciones coloniales los campanarios fueron estructuras que sufrieron más daños incluso llegando a desplomarse y colapsar.

Figura 2.

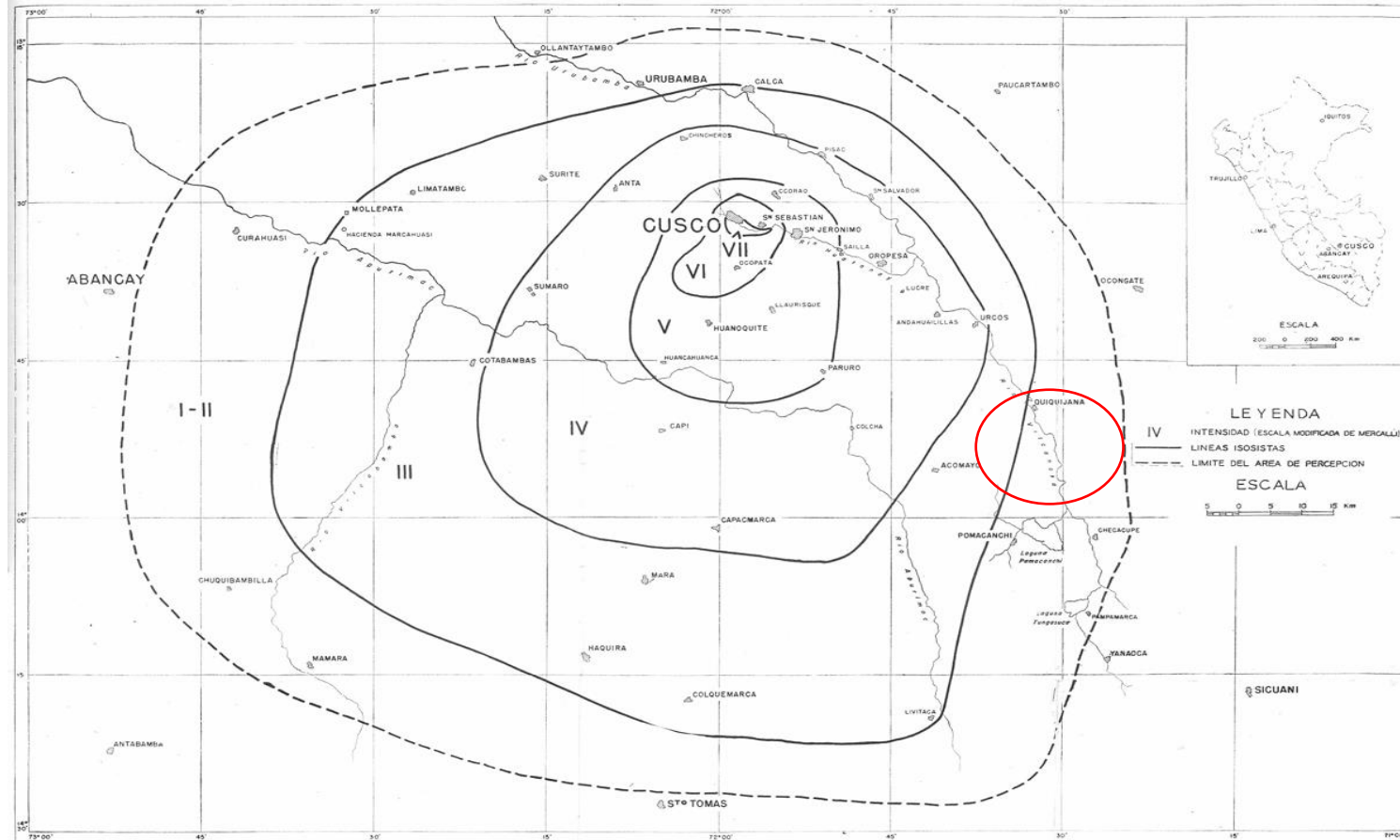
Desplome de torre campanario de la iglesia de Belén – Cusco 1950



Nota. obtenido del INGEMMET

Figura 3.

Líneas isosistas del terremoto del Cusco 1950



I (Imperceptible): No lo percibe casi nadie.

II (Débil): Lo sienten algunas personas en reposo.

III (Leve): Percibido en interiores por pocas personas

IV (Moderado): Percibido por muchas personas en interiores, con ruidos.

V (Poco Fuerte): Lo sienten muchas personas, algunas se despiertan.

VI (Fuerte): Se produce una sacudida que se siente por todo el país o región; se caen objetos.

VII (Muy Fuerte): Difícil de mantenerse en pie.

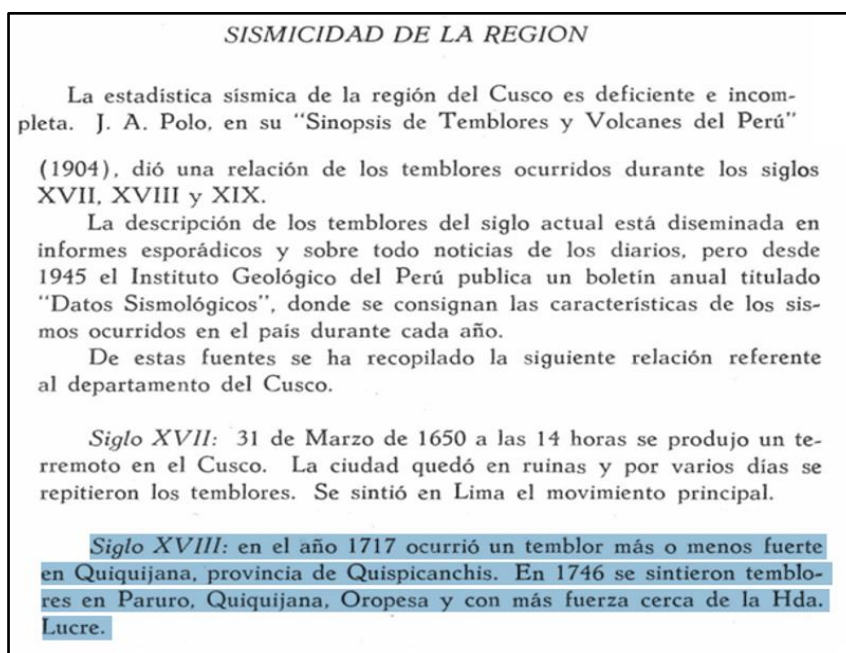
FIGURA Nº1. LINEAS ISOSISTAS DEL TERREMOTO DEL CUSCO DEL 21 DE MAYO DE 1950

Nota. obtenido del INGEMMET

Como se puede apreciar en las líneas de isosistas del terremoto del cusco el 21 de mayo de 1950 las ondas sísmicas también alcanzaron a causar daños en el distrito de Quiquijana, así mismo en este informe del instituto geológico del Perú, también J. A. Polo en su Sinopsis de temblores y volcanes del Perú da a conocer una relación de los temblores producidos en el departamento del cusco en el cual se tienen registros históricos de sismos en Quiquijana.

Figura 4.

Registro histórico de sismos en Quiquijana



Nota. obtenido del INGEMMET

En el plano local en el distrito de Quiquijana el templo San Pedro Apóstol de Quiquijana es una construcción colonial donde se empleó el material principal de adobe, sobrecimientos de piedra colonial desordenada y mortero de barro y paja. A los años de vida y antigüedad los materiales que se emplearon en su construcción es necesario realizar un análisis del comportamiento estructural frente a los movimientos sísmicos para garantizar la estabilidad y resistencia de las estructuras principales del templo que realzan entre las viviendas del pueblo de Quiquijana, como es la torre principal y la nave central del templo.

Figura 5.*Sismos reportados 2024 en Quispicanchi – Cusco*

Reporte sísmico	Referencia	Fecha y hora (local)	Magnitud	Descargas
IGP/CENSIS/RS 2024-0294	3 km al SO de Andahuaylillas, Quispicanchi - Cusco	05/05/2024 02:17:39	3.5	Ver reporte sísmico
IGP/CENSIS/RS 2024-0272	5 km al SO de Andahuaylillas, Quispicanchi - Cusco	30/04/2024 07:06:54	3.3	Ver reporte sísmico
IGP/CENSIS/RS 2024-0271	4 km al SO de Andahuaylillas, Quispicanchi - Cusco	30/04/2024 06:59:46	3.4	Ver reporte sísmico
IGP/CENSIS/RS 2024-0270	13 km al N de Andahuaylillas, Quispicanchi - Cusco	30/04/2024 05:09:10	4.4	Ver reporte sísmico

Nota. instituto geofísico del Perú, 2024

La provincia de Quispicanchi en el año 2024 ha sido donde se han producido constantes movimientos telúricos las cuales han dañado varios monumentos históricos y principalmente los templos coloniales, a causa de estos desastres naturales las autoridades y población en general toma conciencia de la necesidad de preservar y conservar las infraestructuras coloniales e históricas, para ellos es necesario realizar el análisis del comportamiento sísmico de los distintos monumentos históricos que vienen siendo azotados por los sismos, uno de ellos es el templo de Quiquijana con una antigüedad considerable, la ingeniería civil enfrenta el reto continuo de mejorar las prácticas para poder analizar las estructuras principales y puntos críticos que pueden ser dañados por los movimientos sísmicos y dar propuestas técnicas de reforzamiento para restaurar las propiedades físicas y de resistencia de las estructuras en este tipo de edificaciones y en los mejores de los casos prevenir que estas estructuras fallen reforzándolas aplicando la ciencia de la ingeniería sismoresistencia en estructuras de mamposterías de adobe, más aún en este año 2024 que en particular como se manifiesta se están suscitando movimientos sísmicos con más continuidad en la provincia de Quispicanchi a tal punto que distritos como Andahuaylillas, Huaró y Lucre fueron declarados en estado de emergencia por el gobierno nacional.

Figura 6.

Templo del distrito de Andahuaylillas afectado por sismos



Nota. tomado de jesuitas Perú, Andahuaylillas 2024

Figura 7.

Templo del distrito de Lucre afectado por sismos



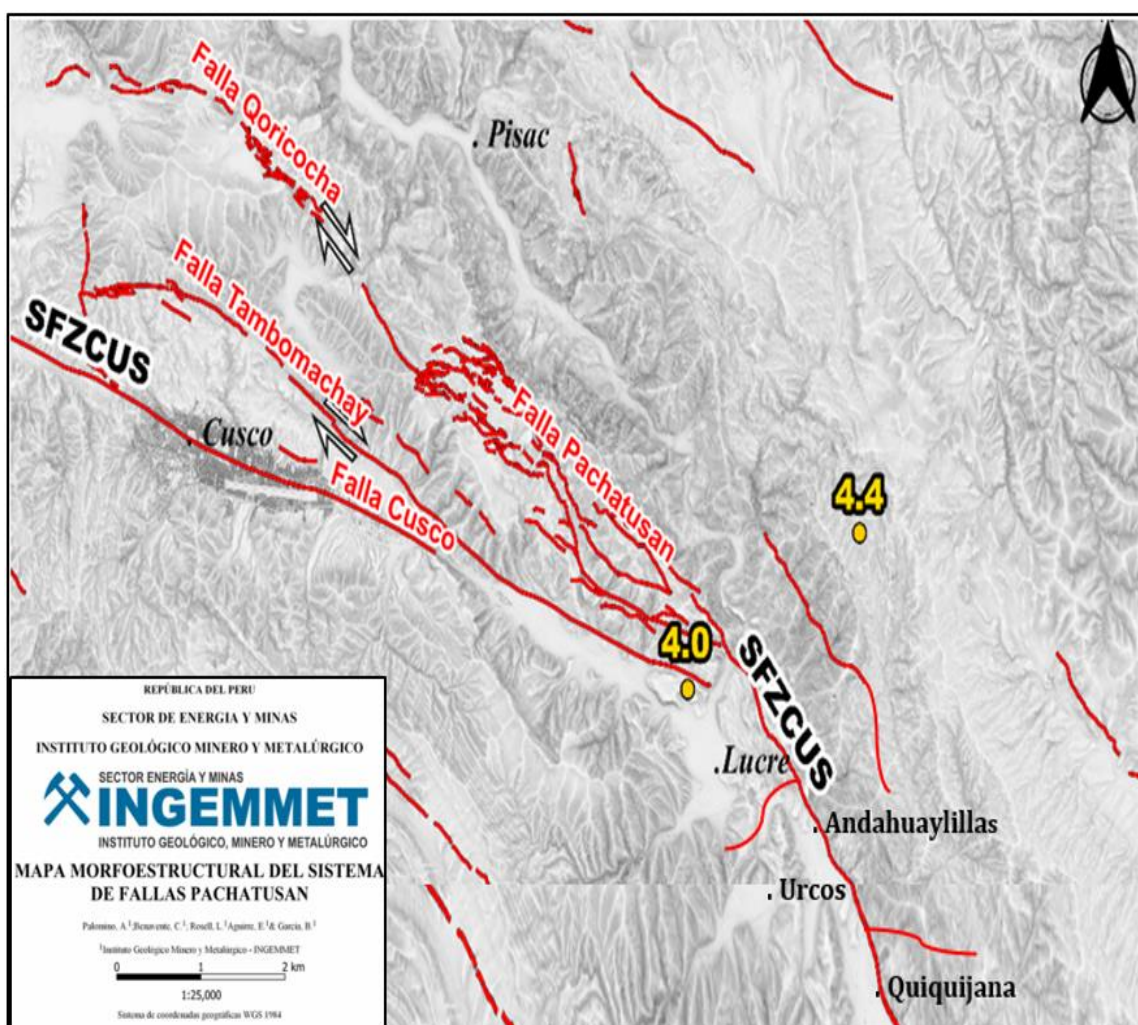
Nota. Tomado de jesuitas Perú, Lucre 2024

A nivel regional según el Instituto Geológico del Perú dentro de la región Cusco se ha delimitado un área de trabajo de investigación en el cual se consideró hasta el distrito de Quiquijana. En este mapa se puede observar las fallas geológicas y los sectores por donde pasan, no obstante en esta superficie delimitada se creó una nube de hitos geodésicos, los puntos se repartieron en la mayor cantidad de los bloques de sistemas de

fallas para detectar e identificar mejor los puntos de fallas. segun los sistema de fallas geologicas registrados y segun el mapa de fallas geologicas activas de la region del cusco por el distrito de Quiquijana pasa en lo minimo la falla geologica de pachatusan que pasa por andahuaylillas, urcos, quiquijana, llegando hasta sicuani, tal como se puede observar en el mapa de ubicacion de INGEMMET del año 2017.

Figura 8.

Falla geológica que pasa por Quiquijana



Nota. obtenido del INGEMMET – 2017

Así mismo la Actividad sísmica en el Cusco y el sur del Cusco en mayo del 2024 se deben a la reactivación de fallas geológicas activas, identificadas e investigadas por el Ingemmet. Estas fallas geológicas ocasionaron sismos considerables que afectaron distritos de Quipicanchi dejando daños considerables y perdidas de viviendas y llegando

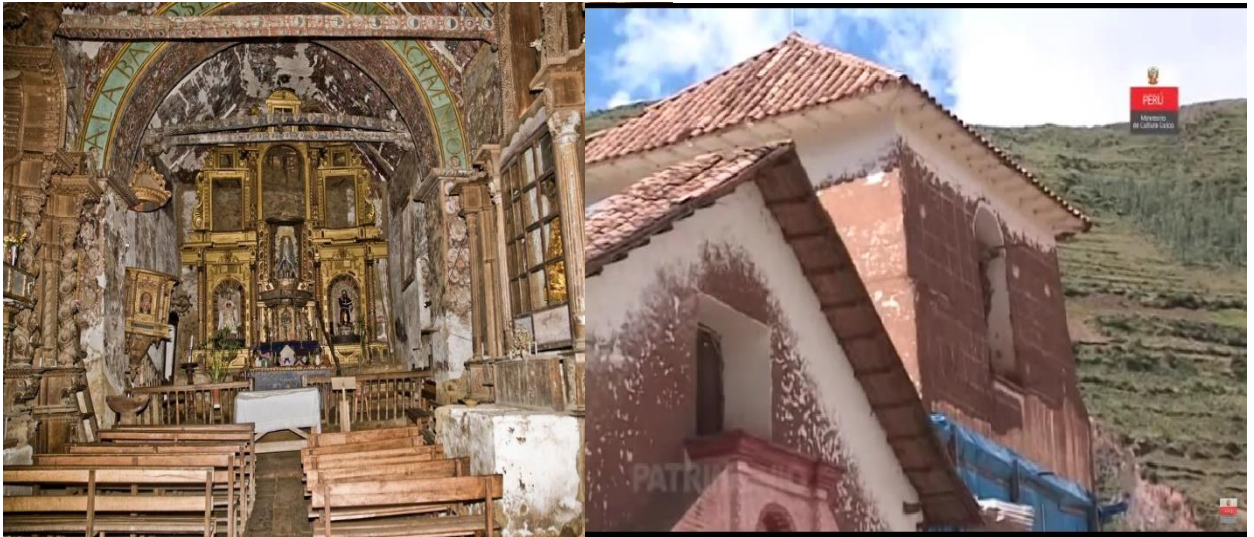
a declararse a algunos distritos en estado de emergencia entre ellos Lucre, Andahuaylillas y Urcos.

- ¿Por qué realizar un estudio de análisis sísmico al templo colonial?

El templo colonial no tiene antecedentes de haberse realizado un estudio del comportamiento sísmico de sus estructuras principales, así mismo las ondas sísmicas de los sismos producidos en los distritos aledaños a Quiquijana han afectado en condiciones leves al templo, produciendo algunas rajaduras sobre todo en la torre de campanario.

Figura 9.

Templo colonial de Quiquijana – problemas de rajaduras y deterioro



Nota. Tomado de jesuitas Perú, Quiquijana 2024

- ¿Qué pasaría si no se realiza un estudio de análisis sísmico al templo colonial?

En caso de no realizar un estudio de análisis del comportamiento sísmico dicha edificación colonial se vería expuesta ante futuros movimientos telúricos que se vienen produciendo en la provincia de Quispicanchi, corriendo el riesgo de que estructuras principales como la torre de campanario, nave principal o presbiterio del templo colonial puedan fallar y/o sufrir daños ante los movimientos sísmicos. Es por ello que se realizó el presente trabajo de investigación denominado: Análisis del comportamiento sísmico mediante modelado del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi – Cusco. 2024

2.1.1 Problema general

¿Cuál es el comportamiento estructural por desempeño del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana debido a los sismos, mediante el análisis estático pushover - Cusco 2025?

2.1.2 Problemas específicos

- a. ¿Cuáles son las propiedades mecánicas de los muros que constituyen el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana?
- b. ¿Cuáles serán los valores del punto de desempeño ante cargas sísmicas en cada dirección del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana obtenido mediante el análisis pushover?
- c. ¿Cuál sería una propuesta de reforzamiento adecuada ante cargas cortantes debido a los sismos para el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana de acuerdo a las normativas vigentes?

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo General

Determinar el comportamiento estructural por desempeño del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana debido a los sismos, mediante el análisis estático pushover - Cusco 2025.

2.2.2 Objetivos Específicos

- a. Determinar las propiedades mecánicas de los muros que constituyen el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana.
- b. Obtener los valores de los puntos de desempeño ante cargas sísmicas en cada dirección del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana obtenido mediante el análisis pushover
- c. Determinar una propuesta de reforzamiento adecuada ante cargas cortantes debido a los sismos para el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana de acuerdo a las normativas vigentes

2.3 Justificación e importancia

La necesidad de realizar el presente trabajo de investigación nace porque en la actualidad en la provincia de Quispicanchi al sur del Cusco se vienen produciendo constantes movimientos sísmicos además el templo a estudiar es un templo colonial declarado patrimonio cultural de nación y porque el templo a pesar de concluir con su restauración en el año 2019 nunca se ha realizado un análisis de comportamiento de sus estructuras frente a los movimientos de la superficie terrestre. El presente trabajo de investigación se enfoca en el análisis estático no lineal por el tipo de material y la geometría compleja del templo colonial y así mismo las deformaciones que se obtendrán no serán de forma lineal por la rigidez del material se alcanzarán límites en las regiones elásticas y plásticas, se conoce también que este tipo de análisis permite analizar a la estructura de forma más real ante cargas extremas. La importancia de realizar esta investigación es para que se garantice la estabilidad estructural del templo colonial para las futuras generaciones, conociendo los comportamientos de las estructuras ante los sismos, reconociendo los puntos críticos y estructuras débiles o dañadas por el tiempo de antigüedad y aportando técnicas y métodos de reforzamientos en puntos necesarios para este tipo de edificaciones. Así mismo se tiene una Justificación teórica; que el templo colonial San Pedro Apóstol, tiene una antigüedad de más de III siglos, que ha soportado por diferentes eventos sísmicos y el deterioro por el transcurso del tiempo. No existiendo hasta la fecha un estudio del comportamiento sísmico de este templo es por ello que en el presente trabajo de investigación se pretende aplicar y cumplir con las normativas del diseño sísmico aplicando las bases teóricas y ecuaciones del análisis sísmico como son las normas nacionales y la visión 2000 FEMA. Así mismo se cuenta con la justificación metodológica; para llegar a los objetivos planteados, se tuvo que seguir la secuencia planteado por el análisis pushover y las normativas ASCE – 41 y SEAOC, proponiendo en el presente estudio de investigación los métodos del análisis de comportamientos sísmicos, en el cual se realizaran ensayos en laboratorio para la obtención de los datos necesarios para asignarlos en el software que se emplea y respectivamente el

modelamiento en un software por elementos finitos concluyendo con la propuesta de reforzamiento con la utilización de materiales permitidos, que no afecten su arquitectura de la edificación colonial. Finalmente, como justificación practica; en la restauración del templo colonial no se tomó en cuenta el análisis estructural frente a la ocurrencia sísmica, así mismo los templos coloniales se construyeron con materiales de tierra y piedra por lo mismo que con el pasar el tiempo ya cumplieron con su vida útil y es necesario realizar un análisis del comportamiento sísmico del templo colonial, para conocer sus propiedades de resistencia sísmica y conocer su comportamiento ante eventos sísmicos y proponer un material de refuerzo según los resultados obtenidos. No obstante, también se justifica con poder aportar al mundo de la ingeniería civil en la especialidad de estructuras, para la protección y conservación de este tipo de edificaciones como son los templos coloniales y ancestrales. El trabajo de investigación se basa en el uso del software tecnológico Diana FEA v. 10.5 que desde su aparición ha demostrado excelentes trabajos de análisis estructural como también tiene la capacidad de modelar y realizar análisis sísmicos mediante el análisis pushover, mediante el cual nos permite realizar la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras principales del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana. Además, se ampara teóricamente en una variedad de bibliografías sobre análisis sísmico en templos coloniales y en los numerosos tutoriales y cursos para la utilización del software Diana FEA v. 10.5. Reglamentariamente, se justifica con parámetros de la norma e.030, e.080, y normativas internacionales como el ASCE- 40 y SEAOC de visión 2000.

Viabilidad de la investigación

➤ Conceptual

El trabajo de investigación apuntalara el conocimiento teórico del comportamiento sísmico de las estructuras de albañilería de adobe coloniales y su reforzamiento, como del templo colonial de Quiquijana, que está compuesta de mampostería de adobe empleando el software de ingeniería Diana FEA v. 10.5 aplicando el análisis de pushover análisis estático no lineal, para poder realizar esta investigación se utilizó como bases

normativas peruana y normativas internacionales.

➤ **Social**

La presente tesis de investigación, surgió en base a los constantes movimientos telúricos que se dan en el año 2024 en las poblaciones vecinas del distrito de Quiquijana, así mismo las ondas sísmicas llegan hasta el distrito mencionado, y teniendo en consideración que el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana es un patrimonio cultural valioso para la población y para velar por su conservación para las futuras generaciones, se concluye que la investigación fue viable desde un punto de vista social.

➤ **Técnica**

En el presente trabajo de investigación se aplicará el método de análisis no lineal pushover, donde el templo está compuesto por estructuras complejas y curvos, es por ello que se aplicará la técnica de analizar las estructuras del templo colonial como elementos finitos y ver el comportamiento estructural ante un evento sísmico.

2.4 Hipótesis

Hipótesis general

Según el análisis pushover al templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, el comportamiento estructural por desempeño, no se encuentran en los rangos permisibles y necesita un tipo de reforzamiento – Cusco 2025.

Hipótesis específicas

- a. El adobe empleado en la construcción del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, cumple los estándares de la norma e.080.
- b. Mediante el análisis Pushover, se obtiene que los valores de los puntos de desempeño no están dentro del rango permisible por el SEAOC.
- c. De acuerdo a las normativas vigentes, la propuesta más adecuada para el reforzamiento estructural ante cargas cortantes debido a sismos en el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, es el reforzamiento con Malla Electrosoldada

2.5 Variables

- **Variable independiente:** “Análisis Sísmico”

Definición conceptual: Es un proceso mediante el cual se puede realizar el análisis del comportamiento sísmico, de una determinada estructura para visualizar las reacciones de las estructuras, frente a los sismos y terremotos (Vargas, 2021)

Definición operacional: De acuerdo a la zona de ubicación del templo san pedro apóstol de Quiquijana, aplicando cargas de gravedad y una carga lateral incremental (pushover) utilizando el software Diana FEA v. 10.5.

- **Variable dependiente:** “Comportamiento Estructural”

Definición conceptual: Se define, como las reacciones de una estructura bajo la relación entre la fuerza y el desplazamiento, obteniendo comportamientos elásticos e inelástico de acuerdo a los materiales empleados, para ello se aplican fuerzas horizontales o cargas sísmicas en el análisis estructural, originando grietas, deformaciones o derivas. (Lourenco, 2020)

Tabla 1.

Matriz de operacionalización

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Escala de medición
Independiente Análisis sísmico	Es un proceso mediante el cual se puede realizar el análisis del comportamiento sísmico de una determinada estructura para visualizar el comportamiento estructural de una edificación ante sismos y terremotos (Vargas, 2021)	De acuerdo a la zona de ubicación del templo san pedro apóstol de Quiquijana y aplicando cargas de gravedad y una carga lateral incremental (pushover) utilizando el software Diana FEA v. 10.5.	sismos	Factor de zona	Norma técnica E.080	-Nominal -Ordinal -De razón -Intervalo
			Vulnerabilidad sísmica	Vulnerabilidad	propiedades de materiales sistema estructural	
Dependiente Comportamiento estructural	se define, como las reacciones de una estructura bajo la relación entre la fuerza y el desplazamiento, obteniendo comportamientos elásticos e inelástico de acuerdo a los materiales empleados, se aplican fuerzas horizontales. (Lourenco, 2020)	El comportamiento estructural se realizará mediante el análisis no lineal pushover, con la utilización del software Diana fea V. 10.5 y será medida de acuerdo a las deformaciones, derivas y agrietamientos producidas en las estructuras del templo colonial.	Aceleración espectral	SUC	Norma técnica E.080	-Nominal -Ordinal -De razón -Intervalo
			Propiedades mecánicas de materiales	Resistencia	Norma Técnica E.080	
			Curva de capacidad	Sectorización	SEAOC visión 2000	
			Punto de desempeño	Desempeño estructural	ASCE- 41	
			Reforzamiento	Desplazamientos y desempeño	Iteración mediante modelado	

Nota. realizado en Word

III. Marco Teórico

3.1 Antecedentes

A nivel internacional

Según, Lourenco Paulo (2020) en su artículo de investigación denominado: “Soluciones Sostenibles y Colaborativas para el Cuidado a Largo Plazo de Sitios Patrimoniales de Tierra en Regiones Sísmicas del Perú”, para el instituto de conservación, Getty Conservation Institute, Los Angeles. Se planteo como objetivo el evaluar y conocer su estado actual a través de un análisis estructural no lineal del Templo de Santiago de Kuñotambo - Cusco, construcción de movimientos de tierras, mediante métodos cuantitativos, calculando propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del templo en estudio, Se propone modelar el templo mediante análisis sísmico no lineal en Diana, empleando elementos piramidales lineales isoparamétricos en la mampostería y refuerzo de dos nodos en las vigas de conexión. Se han recibido los resultados del análisis pushover empuje lateral a lo largo de los ejes X-X, Y-Y para comprender sus características y reacciones sísmicas y su capacidad de carga máxima que podría soportar. Para el eje X-X, la carga máxima es de 0,28 g. y 0.34 g, y un desplazamiento máximo de 0.0375 m. con falla de grietas verticales a lo largo de las esquinas y la capacidad lateral con una carga máxima de 0.22 g. y 0.25 g. con desplazamientos máximos de 0.075 m, en su trabajo de investigación concluye

mencionando que los principales daños obtenidos en el modelado en el software son por sismos, asentamientos y la erosión por el tiempo que tienen las estructuras.

Según, Máximo Romero, et al (2024) en su artículo de investigación denominada: “Diagnóstico del estado físico de una edificación religiosa del siglo XVI dañada por sismo”, para la Universidad Autónoma de Puebla, México. Dicho trabajo se ejecutó en el templo colonial Nuestra Señora de la Merced, en la ciudad de Puebla, México, dicho templo ha sufrido ataques de bombas y cambios en sus estructuras como también sobrecargas por los movimientos telúricos. El sismo de 19/09/ 2017 hizo fallar a algunos elementos de la estructura. como metodología se aplicó los modelos de elementos finitos se elaboraron con el programa de análisis no lineal. Se ejecuto un modelo de las estructuras utilizando Sap 2000 y el análisis pushover aplicando las cargas laterales incrementales; permitiendo un análisis más cercano al comportamiento real de estas estructuras y su posterior reforzamiento. Como resultado en su trabajo de investigación concluye que La energía de fractura junto con el ancho de banda determina el comportamiento del material después que se ha superado la resistencia máxima. En conclusión, al aumentar la energía de fractura se incrementa la ductilidad del material, y como consecuencia la deformación máxima que puede resistir el material mayor, Otro aspecto a tener en cuenta para la definición de la energía de fractura es no provocar un retroceso del comportamiento de falla, es decir, que la pendiente de la curva de ablandamiento sea mayor en el mismo sentido que el módulo de elasticidad, lo que provocaría fallas en la modelación numérica.

Según, Cuadros (2020) en su trabajo de tesis denominada: “Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú” tesis para obtener el grado de magister en la Universitat Politecnica de Catalunya Barcelonatech, plantea un objetivo estudiar y obtener los valores mecánicos de los principales materiales empleados en la construcción del templo colonial para que luego pueda proveer de estos datos a un software y mediante modelamiento de análisis estructural pushover con la teoría de elementos finitos realizar el comportamiento estructural del templo histórico colonial, con el método estático no lineal Pushover cargas laterales incrementales, teniendo en su

investigación resultados muy óptimos en cada elemento estructural importante de la edificación, teniendo para la nave central y las dos torres del templo. Para la nave central en +X, la carga lateral incremental máxima que soporto fue de 0.091 g., y unas derivas de 6.67 mm. Para -X, la carga de aceleración máxima es de 0.1001 g., con una deriva de 8.7mm. en el caso de +Y, se obtuvo la carga máxima de 0.0922 g. y una deriva de 3.34 mm. En caso de -Y, se logró una carga de 0.0945g. y una deriva de 3.60mm., para la torre norte sentido +X, carga de aceleración máxima es de 0.0385 g., con una deriva de 5.69mm. en -X, carga de aceleración máxima es de 0.0451 g., con deriva de 6.62mm. Para el sentido +Y, carga de aceleración máxima es de 0.04313 g. y deriva de 6.2mm. finalmente en su trabajo de análisis con las cargas incrementales pushover concluye que el propio peso del templo colonial por gravedad también causa daños a la edificación, y se detectaron los puntos críticos que fallan cuando se aplicaron las cargas laterales al máximo esforzando a las estructuras, realizando las curvas de capacidad con las cargas máximas y los desplazamientos considerables en un punto de control para cada dirección definida "+X, +Y" 0.091 g. y 0.092 g., torre norte fuerza máxima -Y, +Y, 0.042 g. y 0.038 g., y cerrando con la torre sur las direcciones con menos capacidad es la -Y (0.042 g.)

Según, Mazarredo (2020) en su trabajo de tesis doctoral denominada: "Análisis Constructivo y Estructural de la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia" tesis para obtener el grado de doctor en la Universidad Politécnica de Valencia – España. Con el objetivo de realizar el análisis estructural de la iglesia San Juan del hospital de Valencia empleando la metodología de elementos finitos mediante modelado para ello se ejecutó y creo un modelamiento en solido en 3d aplicando la teoría de elementos finitos FEA previo a ello realiza estudios de las características y propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del templo colonial, su trabajo se ejecutó siguiendo el método Pushover aplicación de cargas laterales incrementales. Se organizo y creo el modelo en solido del templo completo en Diana FEA asignándole la carga de su propio peso y la carga lateral que incrementa de acuerdo a la resistencia del templo en estudio. Por último, se analiza la situación original del templo vs las deformaciones y fallas

producidas después de aplicársele las cargas del pushover, para lo cual en su trabajo se contó con una aceleración espectral de 0,06g. y un suelo tipo III según NCSE-02. Logrando resultados esperados y óptimos según los modelos de relleno y los modelos originales; El modelo Rell-B-122 falla al aplicarle la carga entre 19 al 40% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,63 cm. El modelo Rell-B-000 falla al aplicarle la carga entre 19 al 38% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,84 cm. modelo Orig-762 falla al aplicarle la carga entre 16 al 24% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,99 cm. El modelo Orig-1482M falla al aplicarle la carga entre 16 al 30% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,58 cm. En su trabajo de investigación se concluye que, existe diferencia y desplazamiento del ancho de los contrafuertes por tanto esta es incapaz de asumir los esfuerzos horizontales sin sufrir un gran daño. Sin embargo, en global el templo en estudio muestra un buen comportamiento ante los eventos telúricos simulados que se le aplico.

Según, Molinés (2017) en su trabajo de tesis doctoral denominada: "La Real Parroquia de los Santos Juanes de Valencia. Análisis Constructivo y Estructural." Tesis para obtener el grado de doctor en la Universidad Politecnica de Valencia – España. para preservar y garantizar la estabilidad de este monumento histórico se planteó el objetivo de estudiar e investigar el proceso constructivo y estructural, previo al realizar el estudio se realizaron los ensayos en laboratorio y la obtención de los valores de las propiedades mecánicas de los materiales de los cuales está compuesto el monumento histórico. Aplicando la metodología del análisis pushover y mediante elementos finitos. Obtuvo en su investigación los siguientes resultados con el análisis del modelo M-1 se tiene para una deformación de 0,42cm un valor que supone casi el doble de los obtenidos al momento. Al daño producido se determina que el mayor desplazamiento es en el proceso 17 que corresponde al 49% del 100% de la carga pushover estático no lineal. En su trabajo concluye que los primeros cálculos en los modelos que tienen dos módulos principales de la edificación histórica muestran la rigidez y el comportamiento en general del templo en

estudio finalmente concluye manifestando que los puntos de desempeño estructural de los modelos analizados se encuentran dentro del rango elástico el cual garantiza el buen comportamiento de la edificación ante las cargas sísmicas analizadas.

A nivel nacional

Según, Apaza (2021) en su trabajo de investigación denominada "Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento del templo San Andrés Apóstol - Atuncolla-Puno-2021", tesis para el título de ingeniero civil profesional de la Universidad César Vallejo creada para realizar investigaciones encaminadas a evaluar el estado de la estructura y proponer propuestas para fortalecer el Templo Apostólico de San Andrés en Atuncolla mediante el registro y evaluación de los tipos de refuerzo utilizados en renovación de iglesias de piedra colonial y adobe con mortero de barro y paja, determinación de propiedades físicas y Mecánica de materiales utilizados en innovación y evaluación del desempeño estructural como también los refuerzos estructurales. La investigación desarrollada fue de tipo metodológico aplicado, nivel explicativo, diseño no experimental, e incluyó el complejo del templo de San Andrés Apóstol de Atuncolla. Luego se plantea una propuesta de refuerzo estructural, y se determina el nivel de intervención en base al esfuerzo invertido en el diseño de los elementos portantes mediante un programa informático, en este caso el programa Etabs, y la importancia del estudio radica en la necesidad propuesta de refuerzo estructural del templo. Para el modelo no reforzado, los desplazamientos resultantes en los puntos críticos en la dirección (X-X) son de 2,8259 cm y tienen una desviación de 0,0038 en el eje (X-X), que es menor que el típico 0,005 de la norma E.030; Así muestra buena rigidez en la dirección (Y-Y), para un sismo en esta dirección, el desplazamiento es de 12.66 cm y la deflexión es de 0.021 en el eje (Y-Y), mayor a 0.005 especificado en la norma E.030; Por tanto, muestra una rigidez débil en este sentido. Para el modelo con refuerzo, el desplazamiento en el eje (X-X) es de 3.317 cm en esta dirección y la desviación en la misma dirección es de 0.0039, que es menor que 0.005 representado en la norma E.030; Por lo tanto, muestra buena rigidez en la dirección mencionada y en el caso de la dirección (Y-Y) es de 2,83 cm y tiene una

deflexión de 0,0046, que es menor que 0,005 escrito en la norma E.030. De los resultados del estudio se concluyó que las medidas de fortalecimiento propuestas con elementos de madera en la estructura se consideran una alternativa viable porque garantizan la continuidad estructural, previenen la inestabilidad y aseguran que estas estructuras se mantengan en estado de equilibrio.

Según, Vargas (2021) trabajo de tesis denominada “Vulnerabilidad sísmica para una propuesta de reforzamiento estructural del templo de San Felipe Caracoto - San Román - Puno, 2021”. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil, de la Universidad Cesar Vallejo. Tesis para el título de Ingeniero Civil Profesional de la Universidad Cesar Vallejo. El estudio se realizó en el Templo de San Felipe en el Distrito de Caracoto, con el objetivo de determinar el análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de fortalecimiento de la estructura del Templo de San Felipe Caracoto - San Román - Puno, 2021, con el objetivo de evaluar el estado actual de la estructura, reducir la vulnerabilidad y proteger la vida humana y/o material, el método utilizado fue la valoración del patrimonio cultural, el tipo de estudio fue de aplicación descriptiva y diseño de estudio. Fue transversal no experimental, Los resultados son los siguientes: Para el esfuerzo de compresión promedio simple de Adobe de: 5,73 kg/cm², el cálculo de la desviación estándar da un valor de: 0,40, para el esfuerzo total máximo es: 5,33 kg/cm². Y en el cálculo sísmico del muro, la carga es 3.68 kN/m², $c_1 = 2.00$, $c_2 = 1.33$, el momento efectivo es 9.235 y el momento resistente es 1.227, provocando que la estructura se vuelva inestable. En conclusión, esta tesis demuestra que el Templo de San Felipe en la región de Caracoto tiene un alto nivel de vulnerabilidad sísmica porque demuestra que el fortalecimiento del sistema estructural es necesario para preservar el patrimonio cultural.

Según, Valdez (2020) en su tesis “Comportamiento estructural de monumentos, con metodologías convencionales—de la iglesia San Cristóbal - Ayacucho”. Trabajo de investigación, para lograr obtener el título de ing. civil en la Universidad Cesar Vallejo-filial Lima. Se propuso como objetivo, determinar las reacciones y el comportamiento estructural por desempeño del templo colonial san Cristóbal de Ayacucho, mediante el

análisis pushover aplicando las cargas de su propio peso y la carga incremental lateral, para lograr obtener los valores de las máximas aceleraciones espectrales y los pesos sísmicos se empleó el sofisticado Diana FEA elementos finitos. En su trabajo de investigación propone realizarlo mediante la metodología cuantitativa obteniendo resultados de valores numéricos, previo a ello se planteó realizar los trabajos en campo recolectando in-situ los datos necesarios para proveer al software principalmente las propiedades mecánicas de los materiales que fueron usados para la construcción del templo colonial, además ya que no se cuenta con los planos geométricos se realizaran los planos necesarios para que finalmente se cree el modelamiento y se realice el análisis de elementos finitos, análisis estático pushover finalmente con los resultados obtenidos se evaluarán los puntos críticos y la evolución del tipo de refuerzo más adecuado a aplicar a este tipo de estructuras coloniales. Seguidamente del modelado y aplicado todo el análisis pushover se tienen los resultados de los desplazamientos y las cargas máximas que se pueden apreciar en el modelamiento de acuerdo a las direcciones planteadas y definidas en la edificación que se estudia. Teniendo para el muro colonial lado lateral X de 0.04 m. y lado frontal Y 0.05 m., los esfuerzos obtenidos, para $X = (-68.91; 14.15)$, $Y = (-34.56; 9.07)$ ton/m² y con aceleración espectral de 9.56 a 0.11 m/s² en un periodo de 0 a 10 segundo, por otro lado, se tienen los resultados con el método convencional para la dirección $X = 0.16$ m; $Y = 0.17$ m y de análisis estático no lineal en sentido $X = 0.04$ m; $Y = 0.05$ m. finalmente, el autor tiene como conclusión, que mediante el análisis pushover no lineal estático se obtuvo un desplazamiento en las direcciones X, Y valores de X de 0.04 m., Y de 0.05m, concluyendo que el templo colonial e histórico tiene desplazamientos no lineales y que requieren de un refuerzo con contrafuertes en muros menores a 3 m y mallas electrosoldadas en las partes altas y esquinas donde fallan las estructuras y así el desempeño y desplazamientos puedan estar dentro de los rangos permitidos por las normativas.

Según, Condori (2022) en su investigación titulado: "Evaluación estructural y determinación de la vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal Pushover del

templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022”. Para titularse como ing. Civil, realizo la tesis en la Universidad Cesar Vallejo, del cual se toma como antecedente. En su trabajo plantea su objetivo de determinar y adquirir los valores del grado de vulnerabilidad estructural al cual está expuesta el templo Santa María Magdalena de Ayacucho, ante los eventos sísmicos que se suscitan en la actualidad, con la evaluación estructural mediante el análisis estático no lineal pushover, en su trabajo como metodología siguió el proceso del análisis no lineal estático pushover el cual se realizó mediante modelado y la teoría de elementos finitos en el moderno software Diana FEA V.10.5 aplicando las cargas que requieren este tipo de análisis no lineal que son el peso propio de la estructura y la carga horizontal incremental hasta hacer que el templo en estudio falle y llegue a sus esfuerzos máximos, La tesis es tipo: aplicada, a un nivel: descriptivo y su diseño es cuasi experimental transversal. Como resultados se muestra en su trabajo los valores obtenidos en laboratorio de las rupturas de las muestras de los materiales que se emplearon en la construcción del templo, 06 muestras cubos de adobes ruptura a compresion, obteniendo una resistencia a compresion de 8.47 kg/cm², así mismo en Diana FEA se obtuvo las deformaciones y las cargas máximas y con estos valores se pudo graficar las curvas de capacidad en cada dirección XX-YY, definidos en negativas y positivos. De manera global analizado el templo se tienen valores de las aceleraciones espectrales máximas entre 0.11g. hasta 0.19g. como también desplazamientos valores entre 0.86mm. a 29.2mm. en al análisis se observó que las aceleraciones obtenidas no superan las aceleraciones máximas de acuerdo para la ciudad de Ayacucho que tiene que ser 0.25 g. es por ello que se reforzo en las esquinas y los puntos críticos que se detectaron mediante el modelado en Diana FEA, se reforzaron con contrafuertes y al volver a analizarlos se obtuvo una mejor resistencia ya que la edificación soporto una aceleración sismica de 3.3 g. en Conclusión en su trabajo de tesis con el análisis pushover, se determinó cual es la aceleración máxima que puede soportar el templo en estudio teniendo un buen desempeño estructural y manteniéndose en los rangos permisibles como es el resguardo de vida.

Según, Quiroz (2021) En su tesis titulada “Propuesta de reforzamiento estructural de viviendas de adobe utilizando mallas de acero electrosoldadas en Huarangal – Carabayllo” para titularse como Ing. Civil, elaboro la investigación en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Teniendo en cuenta que el Perú es un país donde se suscitan constantes movimientos telúricos y que estos a su vez causan daños a la edificaciones coloniales e históricas sobre todo por los años que tienen de pie estas edificaciones, distintas universidades han realizado múltiples investigaciones al respecto y a la fecha se continúan realizando trabajos de investigación para poder garantizar y asegurar la conservación de estos monumentos históricos que muchos de ellos son declarados patrimonios culturales y cuidados por el estado. Es por ello que se ven formas de reforzar estas edificaciones con drizas, cañas, madera, etc. Materiales que no alteren su arquitectura original, así pues, se planteó como principal objetivo en su tesis aplicar las mallas electrosoldadas en los muros de adobes y estas a su vez serán validados con los resultados experimentales mediante ensayos de laboratorio y mediante modelado en un software especializado. Esta clase o propuesta de reforzamiento se aplicará en el centro poblado de Huarangal, distrito Carabayllo en las viviendas de adobes que analizaran las viviendas más críticas y vulnerables ante un movimiento de la superficie terrestre. Se aplicará una metodología experimental el cual se dividió en dos partes la primera el ensayo a compresion de pilotes de adobes más mortero y la segunda la ruptura en diagonal de muretes de adobe obteniendo los diagramas de esfuerzo deformación y con esta poder realizar los cálculos correspondientes. Como resultados de los ensayos se demostró un buen comportamiento e incremento en la resistencia de corte como también una ductilidad considerable de los muretes de adobe que fueron reforzados con las mallas electrosoldadas finalmente se hizo una comparativa de los resultados de los muros con refuerzo y los muros sin refuerzos, resistencia máxima al corte de muros sin refuerzo de mallas electrosoldada de $\tau_{\text{máx}}=0.47 \text{ kgf/cm}^2$, ya que los esfuerzos de corte que se observaron en el modelo de la vivienda resultaron mayores a la capacidad calculada. Muretes reforzados con mallas de $\frac{1}{2}$ ” cara exterior e interior mejoraron considerablemente

la resistencia al corte incrementando su resistencia en un (33.61 %) así mismo en su trabajo de investigación se realizaron ensayos con los muretes reforzados con mallas electrosoldadas de mayor diámetro obteniéndose muretes reforzados con mallas de $\frac{3}{4}$ " interior y exterior se mejoró en un 393 % la ductilidad. Finalmente, como conclusión se validó y demostró que las mallas electrosoldadas de acuerdo a su diámetro y cocada puede mejorar la ductilidad de los muros de adobes y por consecuente mejorar la resistencia y el comportamiento ante las fuerzas cortantes.

A nivel regional

Según, Noel Tapia (2020) en su trabajo de investigación denominada: "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de iglesias andinas coloniales típicas a partir de análisis límite cinemático y el método N2". Realizo el trabajo de investigación para titularse como ing. Civil, en la PUCP. A nivel nacional el Perú posee gran cantidad de edificaciones coloniales e históricas, que se van heredando con el pasar del tiempo de generación en generación, en ese contexto se tienen la necesidad de realizar el estudio del comportamiento y el desempeño estructural de las iglesias coloniales en el interior del Perú para poder conocer el estado actual y la vulnerabilidad sísmica que tienen ante los sismos, se planteó como objetivo evaluar y diagnosticar la vulnerabilidad sísmica de los templos coloniales en el interior del Perú. Para este estudio se tomó como muestra los templos coloniales de San Juan Bautista del distrito de Huaró y la iglesia San Pedro Apóstol del distrito Andahuaylillas ambos templos ubicados en la provincia de Quispicanchi - cusco - Perú. Estos templos son muy referentes y visitados por miles de turistas por ende también genera el movimiento económico en los distritos donde se ubican, para lograr el objetivo se aplicó el método N2 y el análisis límite cinemático para la evaluación se consideraron 04 periodos de retornos posibles de sismos 43, 72, 475 y 970 años, que corresponden a terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, respectivamente. Como resultado se obtuvo que en el combinado de análisis límite cinemático y el método N2 permito determinar con eficiencia las propiedades de ductilidad y el desempeño que tienen los templos en estudio ante los movimientos telúricos teniendo así que en el caso de la iglesia de Huaró se pudo demostrar

que las primeras fallas se producen en el muro entrada principal, arco triunfa y un volteo colapso en la parte alta de la torre campanario. En el caso del templo colonial del distrito de Andahuaylillas los puntos críticos más inseguros ante un viento sísmico sería el volteo fuera del plano de la fachada posterior y el colapso del muro lateral. como conclusión se identificó que el templo que necesita un plan o propuesta de reforzamiento más urgente es el templo del distrito de Andahuaylillas ya que sufrirá graves daños ante sismos de 72 años de periodo de retorno, por otro lado, el templo de huario será dañada por sismos de 475 años de periodo de retorno.

Según, Flores y Paucar (2019) en su tesis denominada: “análisis de vulnerabilidad sísmica en el templo colonial del distrito de Chinchero, provincia de Urubamba, 2017, para obtener el título de ingeniero civil, en la universidad nacional san Antonio abad del Cusco. El templo para realizar el trabajo de investigación es; Señora de Natividad la misma que por los años de historia y que lleva de pie ante el azote del tiempo y los años, ha sufrido algunas alteraciones y presenta problemáticas como filtraciones de aguas pluviales, humedad y fisuras por desgaste de los materiales así mismo este templo colonial en chinchero ha soportado numerosos sismos que han sacudido en Urubamba y lugares aledaños, en ese contexto se ha planteado el objetivo de la tesis que es determinar las características físicas y mecánicas de los principales materiales que fueron empleados para la construcción del templo de Chinchero para el cual se dispuso de los laboratorios de la escuela profesional de ingeniería civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, solicitando los equipos necesarios para realizar los distintos ensayos de ruptura de los materiales y obtener el valor de sus resistencia. Se aplica la metodológica teniendo en cuenta dos tipos de métodos que se emplean para el análisis de vulnerabilidad de edificaciones de adobes históricos; método de las fichas de evaluación propuesto por Tarque y Mosqueira (PUCP 2004) y por el método de Índice de Vulnerabilidad, así mismo se empleara un análisis del método de elementos finitos por la complejidad e irregularidad estructural del templo en estudio en el programa estructural Sap 2000 V.19, este análisis nos ayudara a conocer al comportamiento y la comprobación

del nivel de vulnerabilidad de la estructura en análisis. Finalmente, después de haber realizado el modelamiento de la estructura, la interpretación de resultados y calculado el valor de vulnerabilidad sísmica, calificando el nivel de desempeño de la misma frente a un evento sísmico, como conclusión se propone un reforzamiento en los puntos críticos detectados en el modelamiento, en coordinación con los entes encargados de velar la seguridad de estos monumentos, para no alterar su arquitectura y originalidad, se propuso el desmontaje y la restauración estructural del templo, así garantizar el buen comportamiento sísmico ante los desastres naturales en especifica los movimientos sísmicos.

3.1 Bases teóricas

El templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, fue construido a inicios del siglo XVII y fue declarado patrimonio cultural de la Nación por R.M. N.º 0928-1980-ED. Es de estilo renacentista y cuenta con una nave central, bautisterio, sacristía y una torre integrada donde se ubica el campanario, que resalta en la trama urbana del distrito de Quiquijana el cual conto con un proyecto de restauración en el año 2014. Siendo el ministerio de cultura quien asumió estos gastos que conllevo dicha intervención con recursos propios. (Ministerio de Cultura, 2019)

Desarrollar la presente investigación en el templo San Pedro Apóstol de Quiquijana es muy importante y necesario, que al mismo tiempo implica un reto nada sencillo, esta investigación busca analizar e identificar las estructuras que pueden ser dañadas por los movimientos sísmicos según sus magnitudes y aportar propuestas de reforzamientos para la conservación del templo colonial que es reconocido patrimonio cultural, así mismo por ser una edificación antigua el templo San Pedro Apóstol de Quiquijana necesita un trato especial para su conservación, reforzamiento y/o reparación estructural, no obstante también, se debe tener en cuenta que los elementos a utilizar o para realizar una intervención en el templo deben ser aceptados y aprobados por el ministerio de cultura, entidad que tiene como régimen el cuidado y la protección de dichos patrimonios

culturales esto implica tener que realizar el análisis con responsabilidad, para poder obtener los resultados precisos y adecuados.

Para realizar el estudio del comportamiento de las estructuras del templo San Pedro Apóstol de Quiquijana frente a los movimientos telúricos se requiere conocer las propiedades mecánicas del material de los componentes estructurales, el tipo de construcción que se aplicó, el tipo de cimientos de la construcción, para así poder realizar un modelado idéntico del templo con todas sus características y mediante este modelado analizar la estructura logrando identificar y ver en qué puntos pueden fallar las estructuras de acuerdo a la magnitud de los sismos. Así mismo se propone desarrollar tipos de reforzamientos con materiales de alta resistencia que irán incrustadas en las estructuras principales del templo y estas serán recubiertas con el material de acabado (barro) original, así mismo estos trabajos se realizaran de tal manera de no dañar las estructuras originales, lo que lo hace sostenible e ideal para poder conservar las edificaciones coloniales que la mayoría son en mampostería de adobe.

Quiquijana es la antigua capital de la provincia de Yanacocha ahora conocida como Quispicanchi, ubicada a 65 Km. Al sur de la ciudad del Cusco, a 3210 msnm, este es un pueblo histórico, con grandes estructuras y monumentos arqueológicos coloniales que aún permanecen hasta la actualidad pero con ciertos deterioros por el pasar del tiempo, en ella se encuentra el gran puente de piedras llamado "puente colonial de Cal y Canto" y el "templo colonial San Pedro Apóstol" en tal sentido se indago y se verifica que en el distrito de Quiquijana según los reportes investigados en el instituto geofísico del Perú no tiene muchas incidencia de sismos registrados como epicentro, sin embargo Quiquijana no es ajena ante estos desastres naturales ya que llegan las ondas sísmicas al producirse un sismo en las poblaciones cercanas, lo que nos lleva a un desafío urgente para poder prevenir algún tipo de desastre en el templo colonial y garantizar la resistencia sísmica de la estructuras principales.

Con el propósito de realizar el análisis más profundo y preciso mediante el modelado del templo colonial San Pedro Apóstol, utilizando el Diana FEA v. 10.5 y realizar

el análisis del comportamiento sísmico mediante modelado, aplicando el análisis no lineal pushover a las estructuras del templo colonial con la finalidad de evaluar los puntos y/o estructuras propensas a fallar ante un evento sísmico. Finalmente determinar propuestas técnicas de reforzamientos basándonos de acuerdo a las normativas vigentes y actualizadas de sismo resistencia en estructuras coloniales de mamposterías de adobe, para así garantizar la estabilidad de estas estructuras coloniales y sobre todo salvaguardar la vida y la salud de las personas ante un evento sísmico. Así pues, el presente estudio se centra en el “Análisis del comportamiento sísmico mediante modelado del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi-Cusco 2024” teniendo en cuenta que La evaluación y el análisis sísmico de un templo colonial es de suma importancia, ya que mediante el modelado y aplicando simulación de sismos nos permite comprender su verdadero comportamiento estructural frente a un movimiento sísmico de magnitudes diferentes, este análisis utilizando el Diana FEA v. 10.5 es fundamental para poder buscar y dar propuestas de soluciones adecuadas y óptimas para este tipo de construcciones coloniales. El software Diana FEA v. 10.5 son indispensables para poder agilizar y lograr este trabajo de investigación ante la presente problemática.

Figura 10.

Vista del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, 1997



Nota. tomado de tierra inca.com, 1997

Indagando con las autoridades encargadas que velan por su seguridad y conservación del templo, no se tiene ningún plano geométrico en planta ni de elevaciones

del templo, así mismo no se tiene ningún documento técnico que haga constar que se ha realizado un análisis del comportamiento sísmico y/o estructural del templo colonial.

Figura 11.

Vista aérea del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, 2024



Nota. tomado con dron DJI mini 4 Pro

Variable independiente

Sismos

Sismos, son vibraciones que pueden ser percibidas y como también no, por las personas esto de acuerdo a su intensidad, estos movimientos telúricos se originan en la corteza terrestre, con características de intensidad y magnitud. Clasificadas en placas continentales incluyendo la placa africana, placa americana, placa Antártica, placa australiana, placa europea, placa del Pacífico y placa subcontinental, las más famosas son: placa de Nazca, placa de Cocos y placa del Caribe. La sismicidad en el Perú desde Tumbes hasta Tacna se ubica sobre la placa de Nazca, que es la fosa Perú-Chile, por lo que el Perú tiene las características geomorfológicas de la cordillera de los Andes, la región subandina y la llanura amazónica oriental. (Bazán, 2017)

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es la probabilidad de que una determinada estructura sobre la superficie terrestre sufra un daño, a causa de los sismos o movimientos telúricos.

La vulnerabilidad sísmica depende del diseño, secciones geométricas de los elementos estructurales y los procesos constructivos de una edificación. La vulnerabilidad también es considerada como un agente determinante del riesgo sísmico que corre una determinada estructura, que es el resultado de la falla de estructuras que no pueden soportar la fuerza de un terremoto. Para reducir el riesgo sísmico, se pueden considerar las siguientes recomendaciones técnicas: construir en zonas con bajas incidencia sísmica, mejorar y hacer los estudios de diseños sismorresistentes, tener un control de calidad estricto en los procesos constructivos, Reforzar estructuras existentes. Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, se pueden utilizar diferentes mecanismos, como: inspección visual, análisis detallado. (Delgado, 2012)

Condiciones geotécnicas según la norma e.030

Perfiles de suelo: los perfiles de un suelo, se clasifican en 05 tipos estos son: perfil tipo S₀, aquí se encuentran las rocas; perfil tipo S₁, aquí se encuentran rocas y suelo muy rígidos, tipo S₂, en este tipo se ubican los suelos intermedios, tipo S₃, aquí se ubican los suelos blandos o suelo flexibles; tipo S₄, en este tipo están los suelos excepcionalmente flexibles de acuerdo al tipo de suelo que se tenga, esto en base al lugar o zona donde se encuentre la edificación que se estudia, también se tiene una tabla de la norma E.030 para obtener los valores de parámetros de sitio, para ello se debe elegir o determinar el mejor tipo de perfil de suelo que se asemeje al tipo de suelo de la zona en estudio.

(norma e0.30, 2016)

Figura 12.

Factor de suelo y periodos

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"					Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _l "				
ZONA \ SUELO	Perfil de suelo				Perfil de suelo				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10	T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20	T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40					
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00					

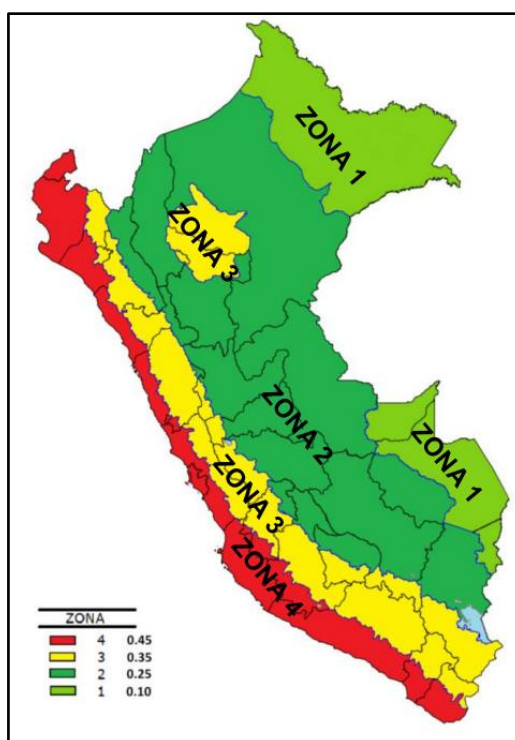
Nota. tomado de (noma e.030,2016)

Zonificación sísmica

El territorio peruano está dividido en 04 zonas sísmicas, cada una cuenta con un valor de factor sísmico según los estudios y cálculos realizados, así mismo; de acuerdo a su incidencia sísmica se diferencia por colores, siendo el color rojo la zona más crítica, como se muestra en la Fig. N° 13. La zonificación que se realiza al territorio peruano es de acuerdo a los estudios y registros que se obtuvieron por parte de IGP. En el anexo N°1 de la normativa peruana de sismoresistencia e.030 nos presenta el listado más detallado de cada provincia y localidad con su factor de sismicidad, para realizar estudios de análisis sísmicos en estructuras. (NTP e.030, 2019)

Figura 13.

Zonificación sísmica



Nota. obtenido de NTP e.080, 2017

En el territorio del Perú, de acuerdo a los registros de los eventos sísmicos producidos y la ubicación geográfica de cada localidad y región. Se asigna un valor sísmico esto en base al mapa sísmico; este valor es conocido como un factor Z, siendo esta la aceleración horizontal máxima que se produce en un suelo y tiene una probabilidad de

ocurrencia de 10 % que puede sobre pasar en 50 años. Este factor Z es una parte fraccionaria de la aceleración de la gravedad (g).

Variable dependiente

Comportamiento estructural

En ingeniería civil el comportamiento estructural, se entiende por cómo una estructura reacciona ante determinados patrones de cargas y fuerzas que se le aplican, compartiendo y distribuyendo las cargas. El análisis de comportamiento estructural también contempla la estabilidad, resistencia y rigidez de los elementos estructurales, para garantizar la integridad y seguridad de una edificación histórica y colonial, El comportamiento estructural depende de:

- ✓ La geometría de la estructura, es decir, su forma, tamaño y disposición
- ✓ El material de la estructura, es decir, sus propiedades como la resistencia, la rigidez y la ductilidad
- ✓ Las cargas externas, como la gravedad, el viento, el terremoto y la temperatura
- ✓ Para analizar el comportamiento estructural se utilizan métodos de análisis, criterios de diseño y herramientas de diseño.

El comportamiento estructural es importante porque determina la seguridad, el rendimiento y la eficiencia de las estructuras.

Propiedades físicas y mecánicas del adobe

Las propiedades mecánicas del adobe varían significativamente según la calidad de la mano de obra y la calidad del suelo. Para edificios históricos, la resistencia a la compresión mínima recomendada es de 5.10 kg/cm². (Lourenco, 2020)

La construcción en edificios históricos, se basa en el tipo y calidad de los materiales disponibles en una ubicación geográfica determinada y en la tecnología constructiva que se empleará utilizando bloques de adobe, ladrillos y piedra, apilados y adheridos con un mortero específico en juntas que puedan soportar diferentes condiciones de carga, como tensión y compresión. (Gómez, 2016).

Ensayo a compresión de pilas de adobe: De los adobes que se obtienen, se moldean muestras más pequeñas para poder analizarlas en laboratorio, moldeando pilas de adobes y mortero, para cada pila se utilizaron 3 piezas, obteniéndose así un total de 03 pilas. De sección de 0.10m x 0.10 m x 0.30m. Estos especímenes se sometieron a carga de compresión hasta alcanzar la ruptura del material, como se puede observar en el siguiente gráfico. (Ruiz, 2010)

Figura 14.

Ensayo a compresion de pilas



Nota. elaborado en laboratorio

En el presente trabajo de investigación, para conocer los valores de resistencia ante cargas por compresion de las muestras de adobes. Se fabricaron muestras que fueron llevados al laboratorio para realizar los ensayos correspondientes, así mismo cabe mencionar que se tomó como referencia los valores que nos brinda la norma peruana e.080, diseño y construcción con tierra reforzada, donde; en su art. 8 nos brinda información y procedimientos para la elaboración correcta de dichos ensayos.

Análisis estático no lineal (pushover)

El análisis pushover permite realizar análisis de comportamiento y desempeño estructural ante fuerzas laterales incrementales, esta a su vez hacen o simulan fuerzas sísmicas. Su principio es aplicar gradualmente fuerzas horizontales a la estructura hasta que se logra el desplazamiento objetivo o la estructura colapsa. El Pushover es un método de análisis estático-no lineal, en donde una estructura está sujeta a dos principales cargas

para realizar el análisis del comportamiento de una estructura, siendo esta la carga por gravedad y la carga lateral incremental esta carga lateral está en base al valor de la aceleración de la gravedad $9,8 \text{ m/s}^2$ teniendo esta fuerza en un g . y su configuración puede ser proporcional a la distribución de masa a lo largo de la altura del edificio, formas modales u otros medios prácticos. (Lourenco, 2020)

Normativas para la metodología del análisis estático no lineal pushover

La metodología del análisis pushover se basa en normativas, como: FEMA 440, FEMA 356, ATC-40, SEAOC y ASCE/SEI 41-17 que son normativas estadounidenses, las cuales proporcionan procedimientos para su aplicación. El análisis estático no lineal, conocido como pushover, utiliza estos marcos de referencia para modelar el comportamiento de las estructuras bajo cargas sísmicas, mediante los cuales permite determinar la curva de capacidad para evaluar el desempeño sísmico de una estructura. El FEMA 365 es una guía para la mejora de edificios existentes este documento describe un procedimiento de análisis sísmico no lineal para evaluar y mejorar edificios existentes. El SEAOC Vision 2000 es una propuesta del comité de la organización de ingenieros estructurales de California (SEAOC) para establecer objetivos de desempeño sísmico para edificaciones este sistema define cuatro niveles de demanda sísmica frecuente, ocasional, raro y muy raro y establece los objetivos de desempeño deseados como "Totalmente Operacional", "Operacional", "Seguridad" y "Pre-Colapso" para que se cumplan ante cada nivel de sismo. Su objetivo es guiar el diseño de las construcciones para que tengan un comportamiento predecible y seguro durante y después de un terremoto, garantizando así la seguridad de las personas y la funcionalidad de los servicios esenciales. ASCE significa la sociedad estadounidense de ingenieros civiles (American Society of Civil Engineers en inglés). Es la organización profesional de ingeniería civil más antigua de Estados Unidos, fundada en 1852, y representa a más de 160.000 ingenieros civiles en todo el mundo.

¿Qué es el análisis pushover?

El análisis pushover es un método estático de análisis no lineal, que emplea la teoría de elementos finitos y está a la vez es muy óptima para analizar estructuras de

geometrías complejas, en el análisis pushover a la estructura a analizar se le aplica dos tipos de cargas; la primera es la carga gravitatoria (su propio peso) y la segunda una carga lateral incremental que se aplica de acuerdo a la composición y diseño estructural de la edificación a estudiar, esta carga lateral es según a la aceleración sísmica que se obtiene del producto de los parámetros sísmicos que nos da la norma e.080 y de acuerdo a la zonificación sísmica donde se ubica el templo en estudio, obteniendo un factor de aceleración de 0.29g. este factor de aceleración se aplica progresivamente iniciando de 0.01g, se aplica la carga lateral progresivamente para poder ver el comportamiento de la estructura y así se va obteniendo los datos para graficar la curva de capacidad. Se aplica esta carga lateral hasta llegar a un comportamiento inelástico de la estructura, en resumen, primero se aplica el peso propio gravitacional y como segunda etapa se aplica la carga pushover, generándose la curva estática pushover. (Cuadros, 2020)

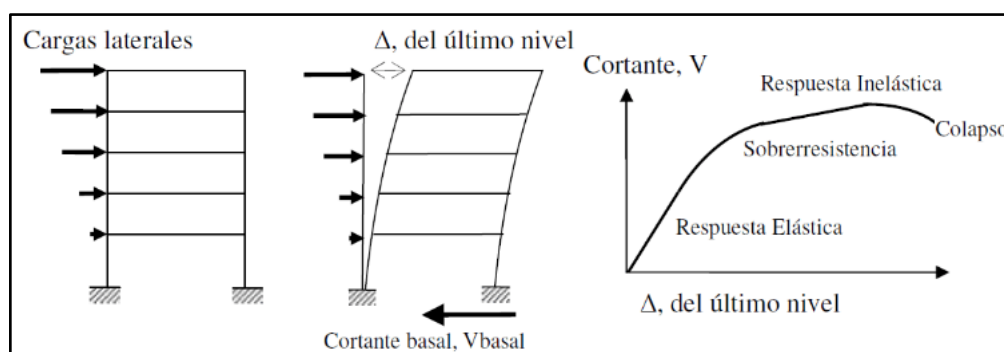
Cargas para el análisis pushover

En el análisis pushover, se aplican principalmente dos tipos de cargas: las cargas de gravedad (cargas muertas y vivas) y las cargas laterales incrementales.

- ✓ Cargas por gravedad: peso propio de la edificación
- ✓ Cargas laterales: la carga lateral está en base al valor de la aceleración de la gravedad $9,8 \text{ m/s}^2$ y el factor de aceleración de acuerdo al mapa de zonificación sísmica, teniendo esta fuerza en unidades de (g)

Figura 15.

Análisis estático no lineal



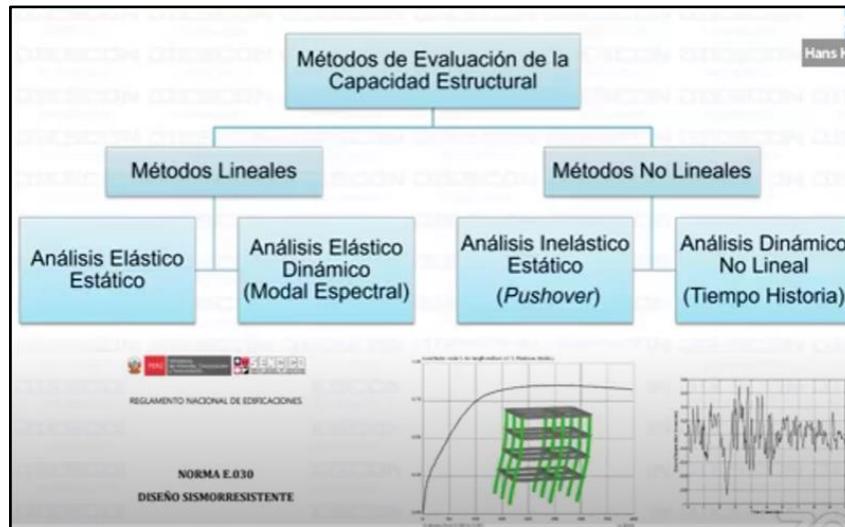
Nota. obtenido de (Saavedra, 2018)

¿Por qué se empleó el análisis estático no lineal pushover?

Cabe mencionar que la normativa peruana e.030 diseño sismorresistente, solo da dos procedimientos de análisis sísmico siendo estos el análisis estático o de fuerzas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral. A su vez en la misma normativa indica que el análisis se hace considerando un modelo de comportamiento lineal y estático con las solicitaciones sísmicas reducidas; siendo esta una limitación ya que solo nos permite realizar un análisis en el límite lineal, así mismo; la norma e.030 nos remite a la norma e.080 diseño y construcción con tierra reforzada, por el tipo de material que se usó para la construcción del templo en estudio, el presente trabajo es el análisis de una edificación histórica colonial de adobe. En la norma e.080 nos da pasos de cómo obtener la cortante basal y nos da más indicaciones de cómo se debe diseñar las edificaciones de adobe con refuerzo, mas no nos da mayor referencias o pasos para poder aplicar un tipo de análisis estático no lineal, que es el análisis que se desea realizar en el presente trabajo de investigación. No obstante; si recomienda que para validar algún análisis se deban realizar mediante modelados o análisis experimentales. Es por ello que se optó por realizar el análisis estático no lineal pushover aplicando normas internacionales, ya que este método permite realizar el análisis estructural de una edificación de una forma más real y permite ver el comportamiento de una estructura en la región plástica, llegando incluso al límite del colapso, así mismo en los últimos años en el Perú se realizan este tipo de análisis en templos históricos para poder analizar las condiciones de sus estructuras, este tipo de análisis se basa en normativas internacionales que la avalan, es por ello que en el presente trabajo de investigación se aplica la metodología del análisis no lineal pushover porque permitió predecir el comportamiento de la estructura del templo colonial bajo las cargas pushover (cargas del propio peso y carga lateral incremental). Por otra parte, el método pushover se puede aplicar mediante modelado y se cuenta con fórmulas que brindan las normativas internacionales para poder obtener los resultados esperados. Finalmente, el análisis pushover es fundamental para entender cómo una estructura se deformará más allá de su estado elástico, mostrando la capacidad de la estructura antes del colapso total.

Figura 16.

Métodos de la evaluación de la capacidad estructural

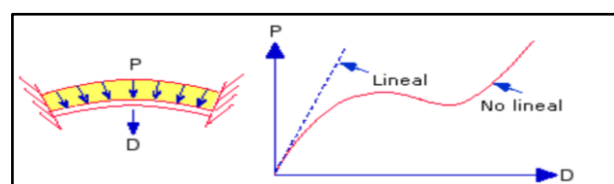


Nota. obtenido de (Huamani,2022)

El presente trabajo de investigación se enfocó en el análisis estático no lineal, por el tipo de material que está compuesto el templo colonial, donde el principal material de construcción es el adobe, como también por la geometría compleja del templo colonial es por ello que se empleó la teoría de elementos finitos, por otra parte las deformaciones que se obtuvieron alcanzaron los límites en las regiones inelásticas, así mismo este método permitió analizar de forma más real al templo colonial ante las cargas aplicadas y permitió ver el comportamiento de la estructura hasta el punto de colapso o antes del colapso. Finalmente, con el análisis pushover se pudo obtener la curva de capacidad y con ella el punto de desempeño para poder determinar el comportamiento y el desempeño de la estructura ante las cargas sísmicas. (Dassault,2024)

Figura 17.

Deformación lineal y no lineal



Nota. obtenido de (Dassault,2024)

En un análisis no lineal la proporcionalidad esfuerzo deformación no es constante. A diferencia de los análisis lineales que asumen una relación lineal, los no lineales son necesarios cuando la rigidez de la estructura cambia debido a grandes deformaciones, variaciones en las propiedades del material, Estos análisis son cruciales para evaluar el comportamiento de estructuras sometidas a condiciones extremas, como cargas sísmicas o grandes deformaciones, y para predecir con precisión su respuesta.

Tabla 2.

Diferencias entre análisis lineal – no lineal

Característica	Análisis lineal	Análisis no lineal
Relación entrada-salida	Proporcional, lineal	No proporcional, no lineal
Ecuaciones	Ecuaciones lineales	Ecuaciones no lineales
Complejidad	Simple, rápido	Complejo, requiere más recursos

Nota. obtenido de (cuadros,2020)

Análisis estático

El análisis estático es un procedimiento importante en el diseño estructural. Mediante el análisis estático es posible obtener la respuesta de una estructura a una carga lateral constante de forma incremental durante un período de tiempo, obteniendo respuestas por parte de las estructuras; estas respuestas incluyen fuerzas/momentos internos y tensiones internas utilizadas durante el proceso de diseño de edificaciones. En este tipo de análisis se puede aplicar la teoría de elementos finitos, de acuerdo a la complejidad y geometría de las estructuras. (Lourenco, 2020)

Características principales del análisis estático

- Realizar un análisis sísmico antes cargas horizontales incrementales
- Realizar el análisis en los rangos no lineales, incluso se puede llegar al límite del colapso
- Se puede aplicar la teoría de elementos finitos de acuerdo a la complejidad de la sección de los elementos estructurales

Software para modelado y análisis no lineal pushover

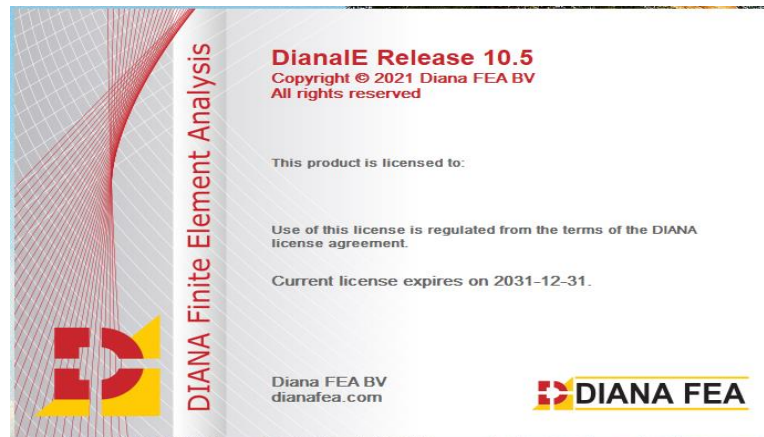
El modelado y análisis estructural en tiempos pasados se realizaban mediante procedimientos extensos, donde las posibilidades de errores eran mayores. Actualmente, se empleó el software Diana FEA v. 10.5. Estas herramientas tecnológicas del momento permiten crear y manipular representaciones digitales de estructuras físicas, como edificios, puentes, presas o torres, etc. Para un análisis tridimensional. Entre la más usada por los trabajos desarrollados se tiene para modelado y análisis para este tipo de edificaciones al software Diana FEA v. 10.5.

Diana FEA V. 10.5

Diana FEA es el nombre de un software de ingeniería y especializado en el campo del análisis de elementos finitos, el software es conocido como un paquete de software integral en el campo del análisis de una amplia gama de problemas causados por la ingeniería civil, incluidos problemas como defectos estructurales, geotecnia y terremotos. Este programa es un paquete de software completamente confiable y ha sido utilizado por ingenieros y especialistas en varios proyectos destacados en todo el mundo. Este software utiliza algoritmos de análisis de elementos finitos (FEA), herramientas de flujo de trabajo avanzadas y automatizadas para ayudar a los ingenieros a tomar decisiones más informadas sobre el diseño estructural. Diana FEA v. 10.5 es muy adecuado para optimizar los métodos de solución para una variedad de modelos no lineales complejos y aplicar el análisis pushover. De manera que; con la ayuda de las capacidades de este producto, puede obtener cálculos y resultados muy precisos. (Diana FEA, 2024).

Figura 18.

Licencia de Diana FEA v. 10.5

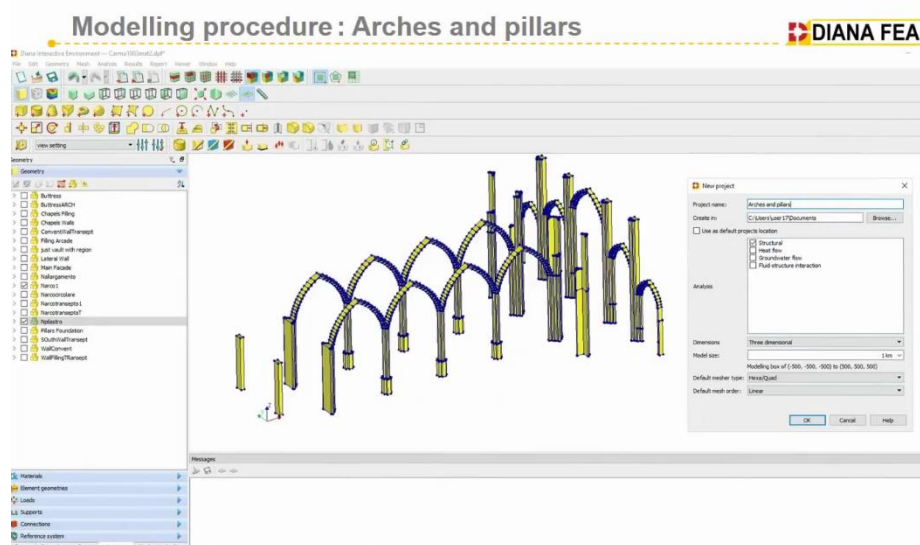


Nota. Tomado de Diana FEA, 2024

Se obtuvo la licencia del software Diana FEA v. 10.5, así mismo cabe mencionar que; el software Diana FEA se basa en las teorías y métodos del análisis de elementos finitos (FEA), que son ampliamente reconocidos y utilizados en la ingeniería. Las prácticas y estándares del FEA, así como las normativas específicas de los sectores en los que se aplica Diana fea, sí lo respaldan indirectamente.

Figura 19.

Modelados de arcos y pilares coloniales en Dina FEA

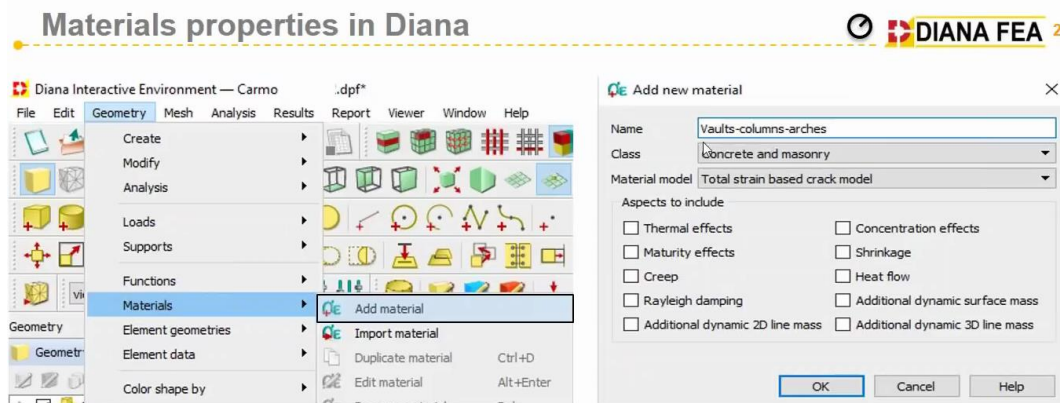


Nota. tomado de Diana FEA,2024

Con el software Diana FEA es posible modelar estructuras complejas, como; arcos, pilares coloniales, muros de adobes, etc. Diana FEA ha desarrollado múltiples funciones especializadas para permitir el modelado de estructuras irregulares y complejas.

Figura 20.

Características de Diana FEA v. 10.5



Nota. tomado de Diana FEA, 2024

Diana FEA cuenta con las siguientes características:

- ✓ Importar modelados CAD
- ✓ Realizar modelados de estructuras complejas
- ✓ Aplicar cargas estáticas y sísmicas
- ✓ Realizar restricciones en apoyos
- ✓ Realizar malla de elementos finitos (Mesh)
- ✓ Realizar análisis Pushover

Figura 21.

Análisis Pushover con Diana FEA v. 10.5



Nota. Tomado de Diana FEA, 2024

Análisis no lineal pushover con Diana FEA v. 10.5

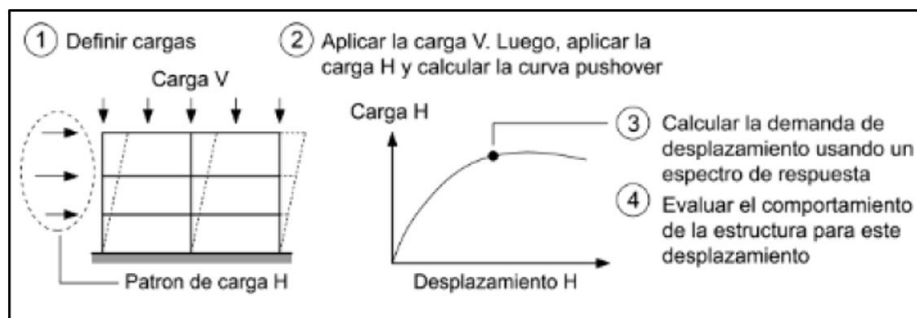
Para el trabajo de investigación de análisis no lineal, se tomó las normativas del ASCE/SEI 41-13. Este análisis sirve para determinar el desempeño estructural del templo colonial en estudio. Para realizar el análisis estático no lineal pushover con el software Diana FEA v. 10.5, primero se tienen que realizar el análisis mecánico de los materiales principales empleado en la construcción de la edificación, ya que el software nos solicitara datos de los materiales que se emplearon en la construcción, datos como:

- ✓ Módulo de Young
- ✓ Módulo de Poisson
- ✓ Resistencia a la compresion
- ✓ Densidad
- ✓ Resistencia a la tracción
- ✓ Peso especifico

Seguidamente se asignan las cargas y restricciones, para obtener la curva de capacidad.

Figura 22.

Procedimiento y fases del método pushover.



Nota. tomado de (Lourenco, 2020)

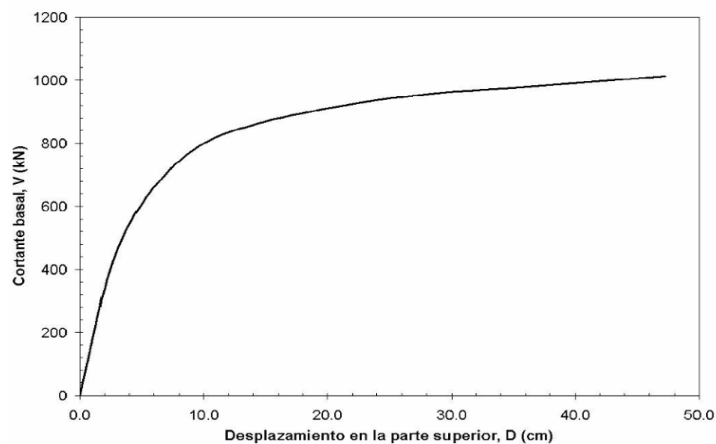
Cortante basal con diana FEA v.10.5

Después del modelado, asignación de los materiales, asignación de cargas y restricciones en los apoyos de la edificación en el software Diana FEA v.10.5; otro paso importante para lograr el análisis es determinar las cortantes basales, Para el presente trabajo de investigación se utiliza el software Diana FEA v. 10.5 siendo este un software

que fue desarrollado principalmente para realizar análisis sísmicos en estructuras de templos históricos. Ya que el análisis sísmico de los templos coloniales es más complejo por las formas geométricas de sus estructuras y arquitectura, así mismo; por el tipo de material empleado para su construcción, en este caso el adobe lo hace más complejo, ya que el análisis no es igual que realizar un análisis estático de una edificación de concreto armado, porque los sistemas estructurales y materiales que se emplean son distintos. De acuerdo a todos los trabajos de investigación revisados y citados en el presente trabajo de investigación, en el análisis pushover para determinar la cortante basal (basal shear) con Diana FEA v. 10.5, si bien es cierto la norma e.080 nos da una fórmula para calcular la cortante basal esta se aplicara para comprobar el resultado obtenido mediante el software, en el presente trabajo de investigación se obtuvo la cortante basal a través de los resultados de las reacciones mediante el modelo estructural, al aplicársele las cargas y propiedades de los materiales. La cortante basal representa la fuerza total de corte en la base de la estructura y se determina al final del análisis de empuje, que simula una carga lateral que aumenta gradualmente hasta la falla de la estructura, esta carga lateral es un factor que se aplica en Diana FEA y va incrementándose hasta que la estructura colapse en nuestro trabajo de investigación el factor inicial mínimo es 0.01g, y se aplicara esta carga lateral de forma incremental hasta llegar a la aceleración máxima que se calculó con la norma e.080, siendo este valor 0.29g. no obstante cabe recalcar que la estructura de acuerdo a su diseño, secciones, propiedades de sus materiales, etc. puede fallar antes de llegar a los 0.29g.

Curva de capacidad con diana FEA v.10.5

La curva de capacidad pushover es la representación gráfica de la relación entre el cortante total en la base de un edificio y el desplazamiento lateral de un punto de control, (generalmente en la parte superior) durante un análisis estático no lineal (pushover), para ello; es imprescindible utilizar algún modelo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis pushover, esta curva es la representación entre la fuerza generada cortante en la base y los desplazamientos generados en la edificación histórica (Condori y Vilca, 2022).

Figura 23.*Curva de Capacidad*

Nota. tomado de (Condori y Vilca, 2022).

El software Diana FEA permite obtener curvas de capacidad para el análisis no lineal pushover de elementos finitos, en el cual permite ver las deformaciones vs las cortantes basales que se producen en la edificación.

Punto de desempeño

Con la curva de capacidad, se pueden obtener valores que son necesarios para calcular el punto de desempeño, el punto de desempeño se calculó mediante las fórmulas que nos brinda la normativa ASCE-41, en función de resistencia, ductilidad, rigidez lateral, que permite identificar el nivel de daño y seguridad del edificio, para diferentes niveles de sismo. Las mismas reglamentadas por normas internacionales; Comité, 2000; SEAOC, 1995; ATC-40, 1996; FEMA 273. (Condori, 2020.)

La determinación precisa del punto de operación de una estructura es útil en el diseño de nuevas estructuras, análisis de vulnerabilidad, análisis de daños sísmicos y reparación de estructuras existentes. Comprender esto proporcionará una mejor comprensión de cómo se comportan las estructuras bajo diferentes intensidades sísmicas y puede resultar de gran utilidad. Y ser una medida para mejorar la seguridad a bajo coste. El punto de desempeño se analiza y calcula en las curvas de capacidad estas representan diferentes niveles de daño o desempeño que sufren las estructuras analizadas frente a las cargas asignadas. (ASCE-41, 2024)

Figura 24.

Ecuación según ASCE-41 – para cálculo de punto de desempeño

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

C0	1	a	60
C1	1.814	Te(seg)	0.180
ke(tonf/m)	90787.13	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	40249	Vy (tonf)	764.45
ti(seg)	0.271	W(ton)	6828.00
C2	1.097	cm	1
punto de Desemp.(cm)	0.47	Ustrength	2.590

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where
 a = Site class factor:
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C.

$$T_e = T_e \sqrt{\frac{K_e}{K_e}} \quad (7-27)$$

where
 T_e = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_e = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_y}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$$

where S_y is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T_e , is greater than 1.0 s.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings	
	Triangular Load Pattern (1,1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2,1)	Any Load Pattern	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2	1.2
3	1.2	1.2	1.3	1.3
5	1.3	1.2	1.4	1.4
10+	1.3	1.2	1.5	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete		Concrete		Steel		Steel		Steel	
	Moment Frame	Shear Wall	Moment Frame	Pier-Spandrel	Moment Frame	Concentrically Braced Frame	Eccentrically Braced Frame	Other	Other	
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T_e , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Nota. Elaborado en Excel 2023

Obteniendo la curva de capacidad, se puede obtener los factores que nos pide la ecuación que nos proporciona el ASCE-41. Para poder calcular el punto de desempeño, hay que desarrollar las otras ecuaciones para calcular el valor de cada factor, como se puede apreciar en la fig. 25. Estos factores son:

















- ✓ C0 = es el factor que sirve para relacionar los desplazamientos de un solo grado de libertad con otros desplazamientos con sistema de múltiples grados de libertad.
- ✓ C1 = es el factor que permite relacionar y analizar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados.
- ✓ C2 = este factor regula el efecto de la histéresis reducida, la degradación cíclica de la rigidez y la pérdida de la resistencia estructural
- ✓ Sa = Aceleración espectral (ZUCS)
- ✓ T= Período fundamental elástico
- ✓ G = Aceleración de la gravedad




- ✓ W (ton)= Peso sísmico del edificio
- ✓ V_y = Punto de fluencia
- ✓ C_m = Masa efectiva
- ✓ μ_{strength} = es la interacción entre la resistencia elástica y la resistencia de fluencia

El comité SEAOC VISION 2000; identifica las brechas de desempeño utilizando una tabla de entrada dual llamada matriz de desempeño. Donde las filas corresponden al nivel de peligrosidad sísmica y las columnas corresponden al nivel de desempeño deseado. Cada campo de la matriz corresponde a un objetivo de desempeño. El objetivo mínimo corresponde a la diagonal amarilla de la matriz; los campos debajo de la diagonal (campos verdes) corresponden a comportamientos aceptables, y los campos arriba (campos rojos) corresponden a comportamientos indeseables, la ubicación del punto de desempeño se puede ver en la sectorización de la curva de capacidad con la demanda de la aceleración espectral y la demanda de deformaciones. (Borda, 2007)

Figura 25.

Matriz de desempeño - VISION 2000 del SEAOC

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Peligro Sísmico	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Comportamiento Aceptable	
Comportamiento Mínimo Aceptable	
Comportamiento Inaceptable	

Nota. obtenido de (Borda, 2007)

Sectorización de la curva de capacidad VISION 2000 del SEAOC

Si dividimos la curva de carga en secciones según estos niveles, podemos comprender mejor la respuesta del edificio a diversas tensiones externas expresadas como desplazamientos o fuerzas de corte. Para esta división del área sólo es necesario determinar el límite elástico efectivo, a partir del cual se calculan las posibilidades de desplazamiento elástico e inelástico.

Desplazamiento elástico: Es el desplazamiento que se produce antes del límite elástico efectivo.

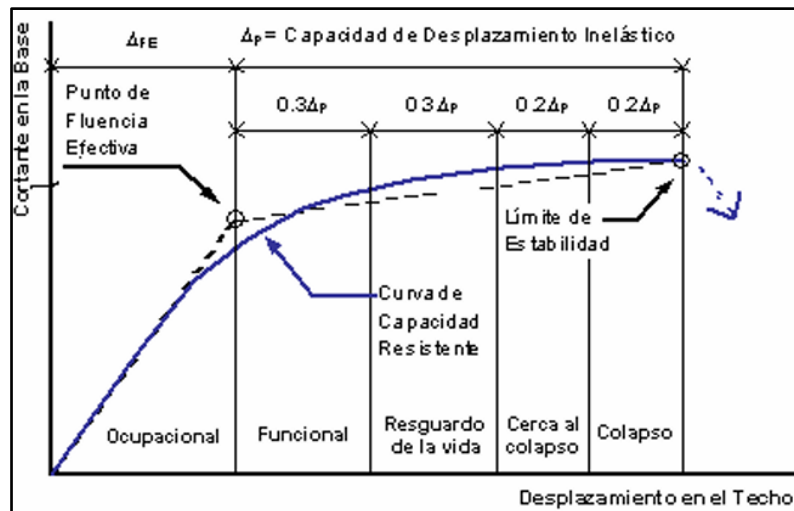
Capacidad de desplazamiento inelástico: Es el desplazamiento que se produce desde el punto de fluencia efectivo, hasta el punto donde la estructura colapsa por completo.

Estos niveles están definidos y calculados de acuerdo a las recomendaciones del SEAOC el cual da una recomendación en base a porcentajes de desplazamientos que se van produciendo en las estructuras:

- ✓ Ocupacional: es el 100% de la capacidad de desplazamiento Elástica.
- ✓ Funcional: es el 30% de la capacidad de desplazamiento Inelástica, después del desplazamiento elástico.
- ✓ Resguardo de Vida: es el 30% de la capacidad de desplazamiento, después del desplazamiento funcional.
- ✓ Cerca al colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento, después del desplazamiento de resguardo de vida.
- ✓ Colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento, después del desplazamiento de cerca al colapso. (Borda, 2007)

Figura 26.

Sectorización de curva de capacidad – según SEAOC



Nota. obtenido de (Borda, 2007)

Detalle de los niveles de desempeño según SEAOC

- ✓ Funcional: Se espera que el daño sea insignificante, y la estructura no requiera reparaciones para seguir funcionando.
- ✓ Resguardo de vida: Se espera que la operación de la estructura no se vea interrumpida después del terremoto, con la posible excepción de funciones menores.
- ✓ Cerca al colapso: Se espera que la estructura proporcione un margen de seguridad adecuado para evitar colapsos y lesiones graves, aunque puede que requiera reparaciones.
- ✓ Colapso: Se espera que la estructura evite el colapso, aunque puede sufrir daños significativos y requerir reparaciones extensas.

Estos niveles de desempeño se utilizan para evaluar y diseñar edificios existentes para que tengan un comportamiento adecuado frente a terremotos. La norma ASCE 41-17 proporciona métodos y criterios para determinar si un edificio cumple con el nivel de desempeño deseado para un sismo de diseño específico. (ASCE-41, 2024)

Para iniciar con la sectorización de la curva de capacidad, también es muy

importante y necesario entender sobre la ley de elasticidad de Hook, ya que con el punto de fluencia es donde la deformación pasa a la región plástica y ahí iniciaremos a dividir a la curva de capacidad en los sectores que recomienda el SEAOC.

Figura 27.

Ley de elasticidad de Hooke.

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{F}{A E}$$

dónde:

L: medida de longitud

A: área transversal de la sección

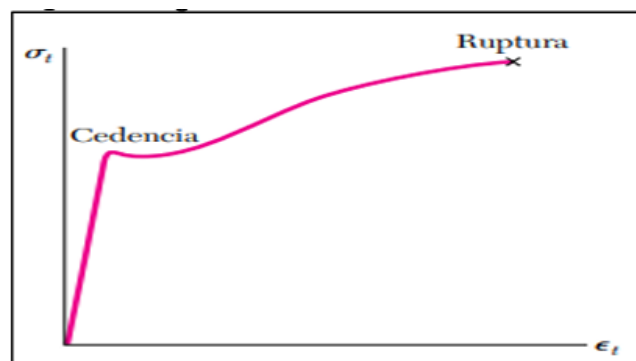
E: módulo de Young

F: fuerza

ΔL : diferencia del estiramiento

Figura 28.

curva punto de fluencia y punto de ruptura



Nota. obtenido de (Beer, 2010)

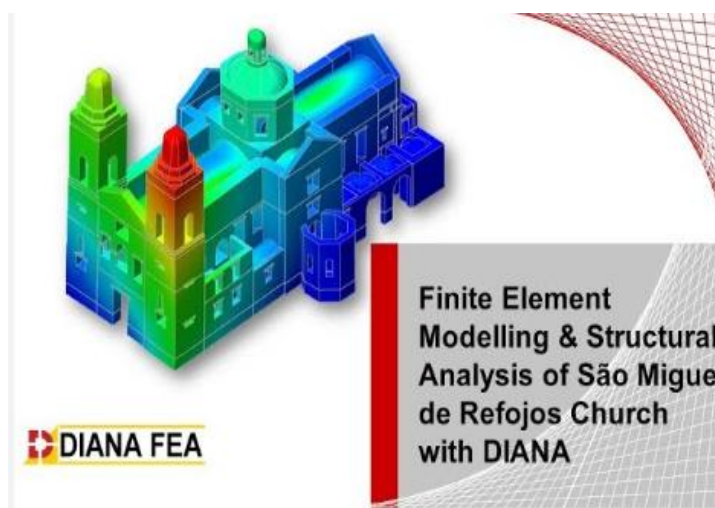
- **Deformación plástica irreversible o permanente:** se refiere al tipo de deformación en el que el material no vuelve a su forma original, después de que se retira la carga aplicada. Esto ocurre porque durante la deformación plástica, el material sufre cambios termodinámicos irreversibles, adquiriendo mayor energía potencial elástica. (Aguilar, 2013)

- **Deformación elástica, reversible o no permanente:** en este caso según la ley de Hooke, después de cargarle de fuerza un material este resiste y al retirar la carga el material vuelve a su estado original. (Aguilar, 2013)

Modelamiento no lineal para análisis de macro modelos: El modelamiento no lineal en el análisis estructural de macro modelos se refiere a la simulación del comportamiento de estructuras complejas, como edificios o puentes, considerando que las relaciones entre fuerzas y desplazamientos no son lineales, lo que ocurre bajo cargas elevadas o deformaciones importantes. Este tipo de análisis es crucial para evaluar el desempeño de las estructuras ante situaciones extremas, como sismos o cargas pesadas, y para asegurar un diseño seguro y confiable. En análisis estructural, un macro modelo es una representación simplificada de una estructura compleja, donde se utilizan componentes o elementos que representan grupos de elementos más pequeños o detalles intrincados de la estructura original. Esta simplificación permite realizar análisis estructurales más eficientes, especialmente en estructuras grandes o complejas, donde un análisis detallado con cada componente individual sería computacionalmente costoso o difícil de manejar.

Figura 29.

Macro modelo



Nota. obtenido de página web de Diana FEA

3.3 Definición de términos

- **Mampostería de adobe:**

El adobe es un elemento de construcción, que se fábrica de forma artesanal y manual. El principal componente del adobe es el barro de tierra, para la fabricación del adobe se debe seleccionar una tierra adecuada el cual se mezcla con paja y agua en un molde de medidas definidas, dejándose secar en el sol hasta que adquiera sus propiedades mecánicas de resistencias. (catalán, 2019)

- **Estructura y arquitectura colonial:**

La iglesia fue la propulsora de las construcciones de monumentos coloniales como: templos, conventos y monasterios. Entre las que destacan por su inmenso tamaño y su compleja geometría de sus estructuras, se tienen: la catedral de lima (lima), Santa Catalina (Arequipa), Catedral Basílica de la Virgen de la Asunción (Cusco). (Educared, 2020)

- **Modelado:**

Es el proceso de llevar a la edificación del terreno al software con todos los detalles y sus medidas reales, en este caso se realizó el modelado del templo colonial en sólido, se realiza este modelado con propósito de analizar sus reacciones y desplazamientos ante las cargas aplicadas (Delgado, 2016)

- **Magnitud sísmica:**

La magnitud del terremoto es un número que describe la intensidad del terremoto y la energía sísmica liberada. Medido en escala logarítmica. (Unam. 2024)

- **Intensidad sísmica:**

Es una medida de los efectos causados sobre personas, objetos, edificios y el medio ambiente. La intensidad en cada ubicación es diferente porque cambia con la distancia del terremoto. (Universidad de Granada, 2024)

- **Vulnerabilidad sísmica:**

La vulnerabilidad sísmica se refiere a la susceptibilidad de estructuras, edificios o

infraestructura a sufrir daños durante un terremoto. Esta sensibilidad puede deberse a una serie de factores como la calidad del diseño y la construcción, la ubicación geográfica, la sostenibilidad de los materiales utilizados, etc. (Ocsa, 2024)

- **Zonificación sísmica:**

En el Perú; cada localidad y provincia tiene un factor Z en específico de acuerdo al mapa de zonificación sísmica, que fue elaborado por el IGP, en base a los registros sísmicos y la ubicación geográfica de cada localidad en el territorio peruano. (NTP- E030)

- **Compresión axial:**

La compresión axial en un adobe, es la fuerza que se aplica en sentido longitudinal para acortar el adobe, la compresión es la aplicación de fuerzas equilibradas hacia adentro en un material o estructura. En el caso de la compresión axial, se aplica una fuerza longitudinal que reduce el tamaño del adobe en una o más direcciones. (Ocsa, 2024)

- **Resistencia estructural:**

Es la capacidad de una estructura de soportar una carga aplicada, también llamado el desempeño estructural. Este se puede analizar mediante el análisis estático no lineal pushover u otros análisis estructurales. (Ocsa, 2024)

- **Software:**

Es la herramienta tecnológica que permite visualizar a la estructura o edificación en 3d o en sólido, con todos sus detalles reales para poder realizar un análisis sísmico. (Milenium, 2022)

- **Análisis pushover:**

Es un método de análisis estructural, específicamente consiste en aplicar dos cargas, su propio peso y la carga horizontal incremental hasta hacer que la estructura sufra desplazamientos en los rangos plásticos irreversibles, obteniendo como resultado la curva de capacidad y el punto de desempeño de una edificación. (CSI, 2024)

- **Curva de capacidad:**

Es el gráfico que da como resultado el análisis pushover, así mismo; la curva de capacidad es la representación de los esfuerzos generados en la base de la edificación cortantes basales vs los desplazamientos máximos mediante un punto de control. (CSI, 2024)

- **Deformación estructural:**

La deformación de un elemento estructural se puede definir como; un cambio en su estado físico bajo la influencia de fuerzas mecánicas externas, cambios de temperatura, asentamiento de soportes, etc. (Universidad de Mendoza, 2013)

- **Cortante basal:**

Las fuerzas sísmicas pueden ser reemplazadas por cargas estáticas, llamadas fuerzas de corte fundamentales. La fuerza de diseño horizontal en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtiene distribuyendo la fuerza cortante básica en la dirección vertical. (Celigueta, 2022)

- **Punto de desempeño:**

El "punto de desempeño", se refiere al nivel de daño o deformación que una estructura puede experimentar bajo ciertas condiciones de carga, como un sismo. Es el punto donde la capacidad de la estructura (su resistencia y rigidez) satisface la demanda impuesta por las fuerzas externas. (Condori y Vilca, 2022).

- **Aceleración sísmica:**

Es una medida de la rapidez con la que cambia la velocidad del suelo durante un terremoto. Esta aceleración induce fuerzas y deformaciones en las estructuras, es un factor crucial en el diseño sismorresistente. (Condori y Vilca, 2022).

IV. Metodología

4.1 Tipo y nivel de investigación

➤ Tipo

El presente trabajo de investigación es de tipo Básico, El tipo de investigación básico es aquella que tiene como objetivo poner a prueba una hipótesis causal, manipulando (al menos) una variable independiente y analizar las reacciones o comportamientos de la variable dependiente (Valderrama, 2011)

En la presente investigación de análisis de comportamiento estructural del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, se enfoca en identificar y analizar la forma en la que se relaciona una variable independiente sobre la variable dependiente.

➤ Nivel de investigación

Explicativo, La investigación de nivel explicativo, se refiere a poder analizar y explicar la relación de causalidad de una variable sobre otra, en este caso la variable independiente producirá algún efecto sobre la variable dependiente. (Valderrama, 2011)

➤ Diseño de la investigación

El presente trabajo de investigación es un diseño no experimental. Es de diseño no experimental porque no se realizó la manipulación de ninguna de las variables, ya que en el software Diana FEA v.10.5 solo se aplica un patrón de cargas, y mediante el análisis de elementos finitos (causa) se obtuvieron datos de la variable dependiente (efecto).

4.2 Ámbito temporal y espacial

➤ Temporal

El presente trabajo de investigación se dio comienzo en agosto del 2024, con la correspondiente resolución de aprobación del proyecto de tesis: análisis del comportamiento sísmico mediante modelado del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi-Cusco 2024, la recopilación de datos, procesado y el correspondiente análisis se realizó hasta el último bimestre del año 2025, siguiendo y cumpliendo con el cronograma presentado, la sustentación final se realizaría el mes de diciembre del 2025.

Espacial: El presente estudio se realizó en el distrito de Quiquijana, provincia de Quispicanchi, departamento de Cusco.

4.3 Población y muestra

➤ Población

Definido como un universo o conjunto de elementos denominados unidades de análisis a escala espacial, y son objeto de estudio de la investigación. (Condori 2022)

En el sur del Cusco, en la provincia de Quispicanchi, distrito de Quiquijana se tienen 01 templo colonial.

- ✓ Templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana

➤ Muestra

En el presente trabajo de investigación, la muestra es el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana.

4.4 Instrumentos

Las herramientas de recolección de datos representan los recursos físicos y conceptuales para recolectar datos, información y preguntas para resolver los problemas planteados en la investigación. (Ñaupas, 2020)

Para la investigación se utilizarán los siguientes instrumentos:

➤ Equipos

- ✓ Dron

- ✓ Estación total
- ✓ Prensa Automática (en laboratorio)
- ✓ Prensa universal (laboratorio)
- **Softwares**
- ✓ Programa Microsoft Excel.
- ✓ Programa Microsoft Word.
- ✓ AutoCAD
- ✓ Diana FEA V.10.5
- **Herramientas**
- ✓ Flexómetro y herramientas manuales
- **Normativas vigentes aplicables en la investigación**
- ✓ N.T.P. E-0.20 - Cargas
- ✓ N.T.P. E-0.80 – Diseño y construcción con tierra reforzada
- ✓ ASCE 41 - American Society of Civil Engineers
- ✓ SEAOC vision 2000

Validez y confiabilidad de instrumentos

La validez será de acuerdo a la evaluación de juicio de expertos, que validaran los formatos y certificados de los equipos con los cuales se realizaron la toma de datos in-situ en campo.

Tabla 3.

Validación y confiabilidad de instrumentos

N°	Grado académico	Nombres y apellidos	CIP	Evaluación
1	ing. civil	Renzo Navarrete Arizabal	269667	validado
2	ing. civil	Luis Romeo Román Carrasco	130844	validado
3	ing. civil	Guildo Huancahuire Bravo	170054	validado

Nota. realizado en Excel 2016

4.5 Procedimientos

Para realizar el comportamiento sísmico del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, mediante el análisis estático no lineal pushover y cumplir con los objetivos planteados de acuerdo a la presente investigación, se realizaron diferentes actividades como: la obtención de datos en campo y laboratorio, metrados de cargas, modelado del templo y finalmente aplicar el análisis sísmico mediante el método pushover.

Finalmente se realizó el modelado en Diana FEA v.10.5. Así mismo se creó el enmallado de elementos finitos para los sólidos; seguidamente se realizó el análisis sísmico por desempeño de la estructura del templo colonial. Aplicándole las restricciones en los apoyos, cargas pushover, parámetros sísmicos, etc.

➤ Datos geométricos del templo

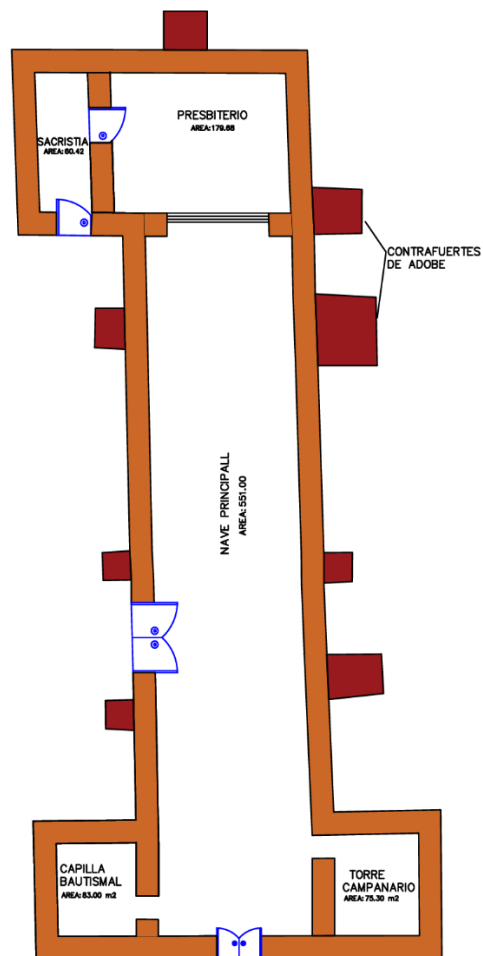
El templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, en la actualidad no cuenta con ningún tipo de plano de arquitectura en planta y elevación, por lo tanto; se realizó el levantamiento topográfico a detalle de toda la edificación, utilizando estación total y un dron georreferenciado. Como también; se tomaron las medidas necesarias con un flexómetro de los espesores de los muros, ventanillas, puertas, etc. Posteriormente se realizó los planos geométricos como se pueden observar en las siguientes figuras.

Figura 30.

Levantamiento topográfico



Nota. con estación total topcon 105s

Figura 31.*Levantamiento aéreo**Nota. obtenido con Dron***Figura 32.***Plano geométrico en planta del templo colonial**Nota. elaborado en AutoCAD*

➤ **Obtención de datos de sobrecimientos del templo**

En todo el perímetro de la construcción del templo, se puede apreciar un sobrecimiento con una altura de 1.00 metro; el cual está construido con mortero de barro y roca ígnea de mina de 4" a 6". Así mismo esta impermeabilizado con mortero de concreto compuesto por arena y cemento.

Figura 33.

Obtención de datos de sobrecimiento



Nota. mediciones en campo – templo colonial de Quiquijana

➤ **Obtención de datos de la cobertura del templo**

Para la obtención de datos de la cobertura (techo) del templo, se indago en la restauración que se realizó al templo en estudio, para poder saber que materiales se utilizaron para restaurar el techo. En la actualidad solo se puede ver que por el exterior está cubierta con teja artesanal y por el interior acabado con yeso; los aleros exteriores están sellados con madera y listones, también; se sabe que en el interior de la cobertura hay armaduras de tijerales y largueros de rollizos.

Figura 34.*Restauración del templo colonial Quiquijana*

Nota. ministerio de cultura, 2019

En la presente fotografía, se puede apreciar algunos de los materiales que se usaron en el techo del templo. Así pues, procedemos a realizar el metrado de la carga muerta que transmite el techo a los muros del templo.

➤ **Obtención de muestras de adobe**

Se procedió a buscar y obtener cuidadosamente las muestras de adobe, el párroco responsable del templo. Nos facilitó 02 adobes íntegros, de los que quedaron después de la restauración que se realizó al templo de Quiquijana; estos adobes se usaron para reparar los muros y contrafuertes que se dañaron por el tiempo, los adobes tienen las medidas de 60 cm de longitud, 30 cm de ancho y 15 cm de altura, estas son muestras muy sensibles y débiles a cualquier acción mecánica torpe, así que se manipulo y moldeo las muestras con sumo cuidado para posteriormente ser trasladada al laboratorio de mecánica de suelos.

Figura 35.*Obtención de muestras de adobe**Nota. adobes del templo*

➤ **Obtención de muestra para estudio de suelos**

Se realizó la excavación de un (01) pozo, para obtener una muestra del suelo, para conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo donde se ubica el templo colonial, también poder clasificar y determinar qué tipo de suelo es, esta apertura de calita se realizó en el área verde que rodea al templo, ya que existe restricciones por ser un patrimonio cultural, la calicata realizada tiene medidas de 1.00m x 1.00m x 1.50m de altura.

Figura 36.*Apertura de calicata y obtención de muestra de suelo**Nota. área verde del templo*

➤ **Ensayo de rotura de muestra de adobe 10cm x 10cm x 10cm.**

De los adobes obtenidos como muestras, se realizó el moldeado de 06 muestras de adobe y después de los ensayos correspondientes, se tomó las 04 mejores muestras con las resistencias más altas para promediar su resistencia y obtener la resistencia última. Según; la normativa peruana E-080. Las muestras de adobes deberán tener las medidas de 0.10x0.10x0.10 m., Se procede a la medición de sus aristas para determinar el área, el pesado correspondiente en una balanza y la rotura de los especímenes a compresión axial.

Figura 37.

Habilitado de muestras para rupturas a compresión



Nota. ensayos en laboratorio

Figura 38.

Ensayo de ruptura de muestras de adobe 1 y 2 a compresión



Nota. ensayos en laboratorio

Figura 39.

Ensayo de ruptura de muestras de adobe 3 y 4 a compresión



Nota. ensayos en laboratorio

Figura 40.

Ensayo de ruptura de muestras de adobe 5 y 6 a compresión



Nota. ensayos en laboratorio

➤ **Obtención y ensayo de ruptura de muestras de pilotes de adobe**

Se procedió a obtener cuidadosamente las muestras de pilotes de adobe, en el templo aún se conservaron fragmentos de muretes originales del templo colonial, estos quedaron después de su restauración que culminó el año 2019. El párroco responsable del templo nos facilitó 01 murete de; 50cm x 60cm para lograr realizar el análisis estructural del templo colonial, del cual se logró obtener 03 pilotes de adobes de altura 0.30m, ancho 0.10m y espesor 0.10m, realizando cortes precisos cuidadosamente, se obtuvo los pilotes de adobe con juntas originales de 1.5 cm a 2 cm, posteriormente; estos pilotes se trasladaron a laboratorio para su respectivo ensayo a compresión, este ensayo servirá para poder calcular y obtener las propiedades mecánicas de los muros que componen el templo colonial. Como, por ejemplo: su módulo de elasticidad, punto de fluencia, punto máximo de resistencia, punto de ruptura, etc.

Figura 41.

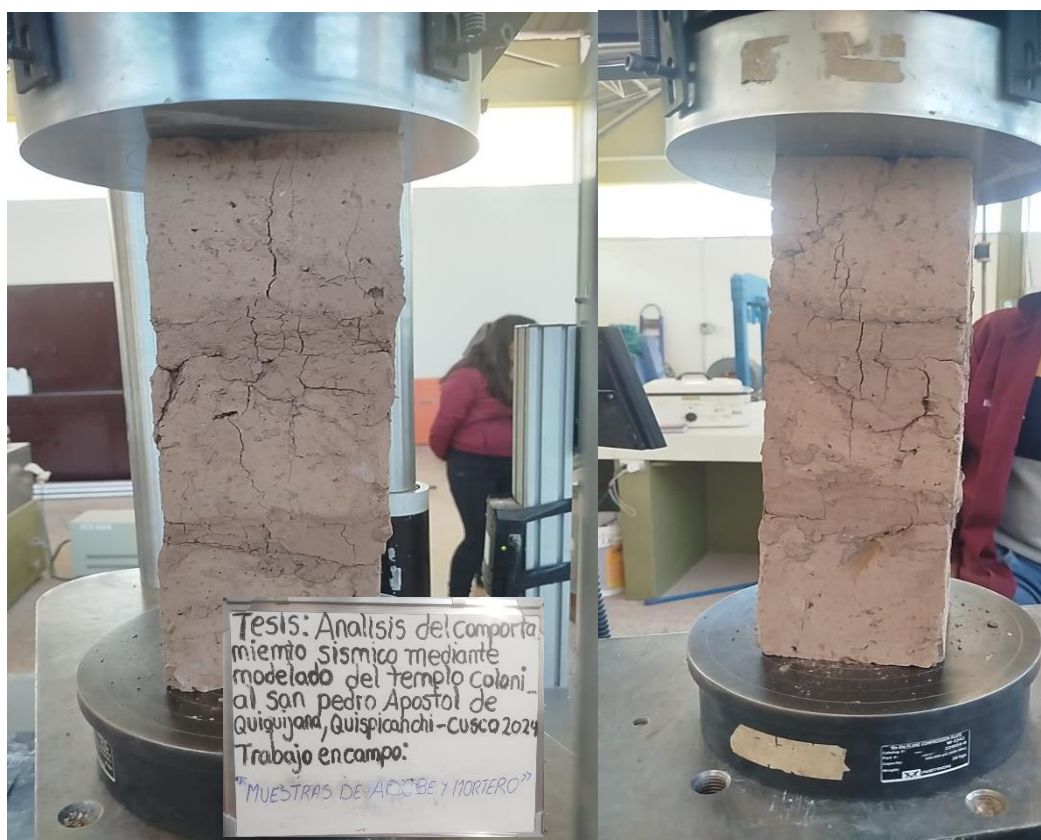
Obtención de pilotes de adobes más mortero de barro



Nota. adobes más mortero del templo

Figura 42.

Ensayo de ruptura de pilotes - adobe más mortero muestras 1 y 2



Nota. ensayo en laboratorio – Maquina universal

Figura 43.

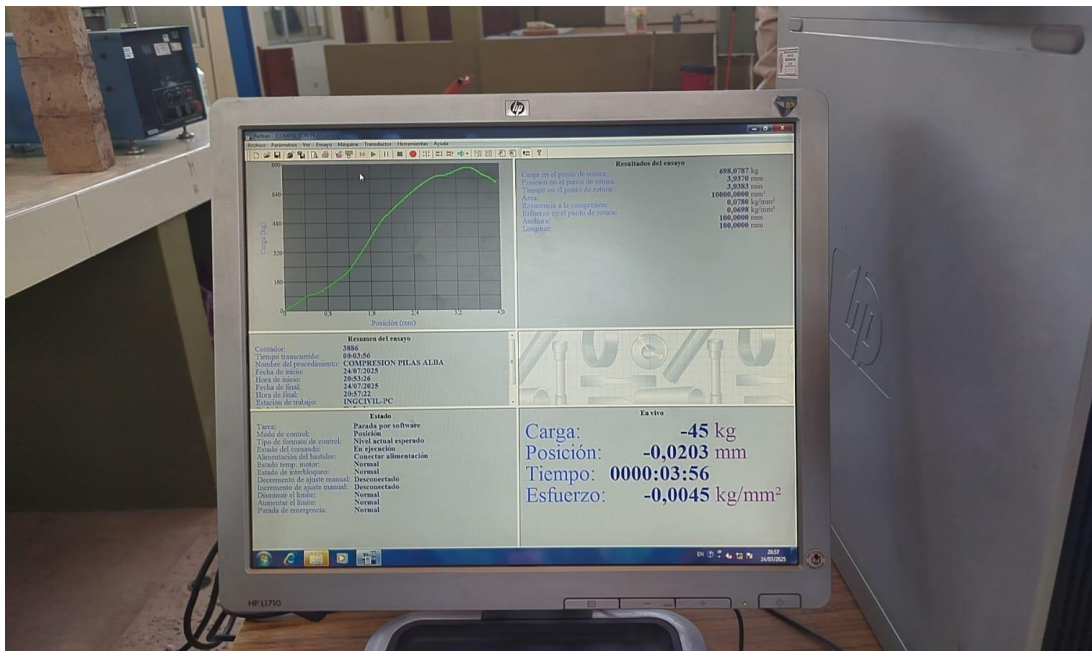
Ensayo de ruptura de pilotes - adobe más mortero muestra 3



Nota. ensayo en laboratorio – maquina universal

Figura 44.

Ensayo de ruptura de pilote - diagrama esfuerzo deformación



Nota. ensayo en laboratorio – reporte computarizado

Figura 45.

Toma de medidas y datos post ensayo de ruptura



Nota. ensayo en laboratorio

➤ **Ensayo granulométrico y límites de Atterberg del adobe**

Después de los ensayos de ruptura a compresión de las muestras del adobe, se continúa triturando cuidadosamente para realizar los análisis granulométricos y límites de atterberg. Para las muestras del adobe en un laboratorio de mecánica de suelos.

Figura 46.

Análisis granulométrico del adobe



Nota. ensayos en laboratorio

Figura 47.

Ensayo de límites de Atterberg del adobe y del suelo



Nota. ensayos en laboratorio

➤ **Ensayo para determinar la capacidad portante del suelo**

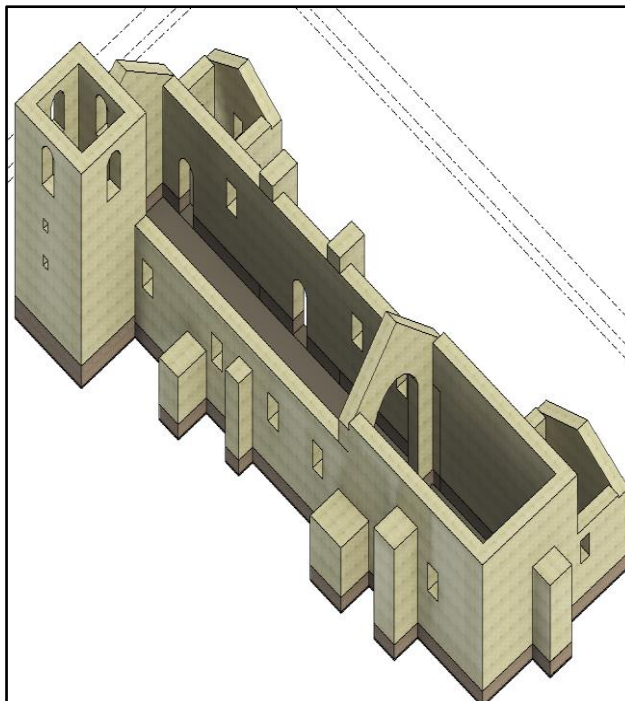
Con la muestra obtenida del suelo en campo, después de concluido con los análisis de la composición de partículas que componen este suelo, se prosiguió a realizar el ensayo de corte directo para calcular el valor de la capacidad portante del suelo.

➤ **Modelamiento del templo colonial de Quiquijana con Revit 2023**

Se realizó el modelado 3D del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana. Realizar el modelado de este tipo de edificaciones es un poco más complicado y complejo por la misma geometría del templo colonial. El templo en estudio está compuesto por distintos tipos de geometrías como: arcos, triángulos, torres, etc. Una vez realizado este primer modelado se vuelve a realizar el modelado en el software Diana FEA v.10.5. En este software el sistema de modelado es por bloques sólidos, mediante el cual se puede lograr realizar el análisis sísmico obteniendo resultados óptimos y confiables.

Figura 48.

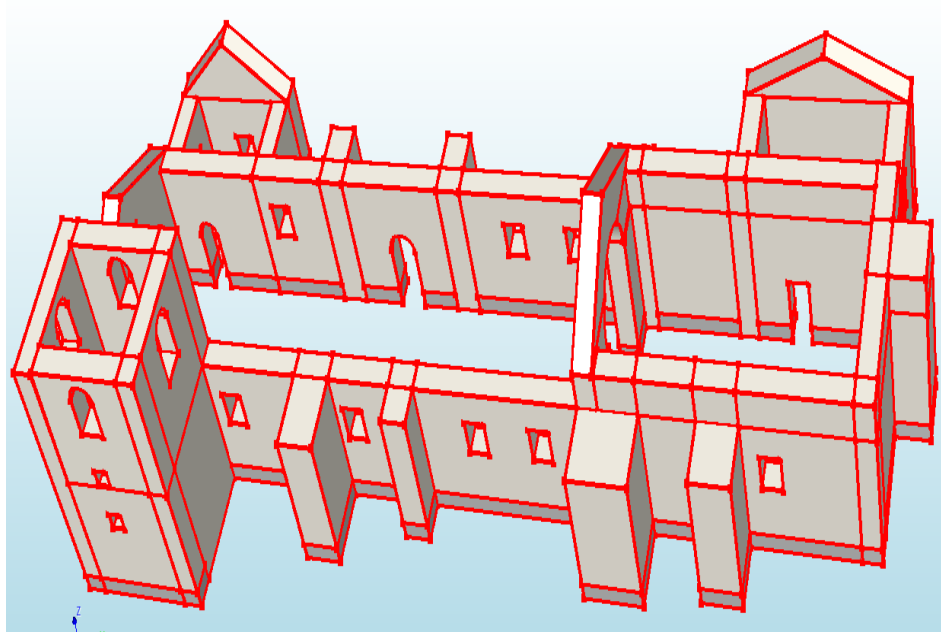
Modelado 3D solido del templo



Nota. elaborado en Revit 2023

Figura 49.

Modelado del templo en Diana FEA v.10.5



Nota. elaborado con Diana FEA v.10.5

➤ **Asignación de materiales**

El templo colonial, la parte estructural está compuesto por dos tipos de materiales principales, los cimientos están compuestos por mampostería de piedra desordenada, los muros y contrafuertes están compuestos por adobes. Así mismo, se cuenta con el cuadro de propiedades mecánicas que se utilizarán para el modelamiento y el respectivo análisis. La normativa peruana E.080, indica que la densidad debe ser mayor a 1200 kg/m^3 y una resistencia a compresión mínima de 10.20 kg/cm^2 , se logró indagar y obtener valores recomendados utilizados en otros trabajos de investigación en el Perú, de los cuales se tomarán algunos valores como el módulo de poisson y la energía de fractura a tracción, ya que en los ensayos realizados no se logró obtener dichos valores. A continuación, se muestra las tablas con datos recomendados.

Tabla 4.*Datos recomendados, para edificios históricos de adobe*

Propiedad Mecánica	Valor Propuesto
densidad (kg/m ³)	2000
Módulo de Young (E)(Mpa)	200
Módulo de poisson (V)	0.2
Fc (Mpa)	0.83
Ft (Mpa)	0.04
Energía de fractura a compresion (N/m)	155
Energía de fractura a Tracción (N/m)	10

Nota. tomado de (Cuadros, 2020)**Tabla 5.***Datos recomendados para muros de adobes históricos*

Propiedad Mecánica	Valor	Valor
densidad	0.002 kg/cm ³	2000 kg/m ³
Módulo de Young E	1025.91 kg/cm ²	100 Mpa
Módulo de poisson	0.25	0.25
Resistencia a la compresion	2.30 kg/cm ²	0.22 Mpa

Nota. tomado de (Quiroz y Tena, 2021)**Tabla 6.***Datos recomendados de módulo de Young, para muros de adobe*

Autores	Em (kg/cm ²)	Mpa
Delgado salvador Ericka (2006)	6500	637
Roberto Meli	6232.86	611
Norma mexicana	5592.1	548
Norma de el Salvador	4986.29	488
Norma Peruana	2040	200

Nota. tomado de Flores y Paucar, 2017 (UNSAAC)**Tabla 7.***Datos recomendados de módulo de Poisson, para muros de adobe*

Autores	u
Delgado Ericka, 2006 (PUCP)	0.25
Blondet Marcial, 2006 (PUCP)	0.20
Llampas Rojiro 2011 (Cyprus)	0.35
Varrum Humberto, 2015 (Porto)	0.20

Nota. tomado de Flores y Paucar, 2017 (UNSAAC)

Para el presente trabajo de investigación se emplearon los datos que se obtuvieron en los diferentes ensayos que se realizaron a las muestras del adobe y los pilotes de adobe – mortero. Si bien es cierto se realizaron ensayos en laboratorio para obtener la mayor cantidad de datos y valores del adobe y mortero como principal material de construcción de la edificación en estudio sin embargo por el límite de laboratorios y equipos especializados en el cusco no se logró obtener algunos valores que son necesarios para cargar al software pero teniendo los antecedentes y sabiendo que a nivel nacional ya se realizaron muchos trabajos de investigación similares al presente trabajo, se logró indagar y obtener valores recomendados los cuales fueron utilizados en otros trabajos de investigación en el Perú, los cuales se tomaron algunos valores como el módulo de poisson y la energía de fractura a tracción, ya que en los ensayos realizados no se logró obtener dichos valores.

En este caso se tomaron valores que se calcularon en otros trabajos de investigación, valores que no fueron posible obtener mediante los ensayos en el presente trabajo, en este caso valores empleados por (Cuadros,2020) en su trabajo de investigación quien realizo el análisis estructural avanzado del templo San Juan Bautista de Huaytará en Huancavelica, y el templo que estudió en su trabajo de investigación es semejante al templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana.

Figura 50.

Mampostería de adobe - San Juan Bautista de Huaytará en Cusco

de las juntas de mortero (Paulay & Priestly, 1992). Por lo tanto para este análisis se asume el valor de 0.45 MPa (Tarque 2019; Torrealva, Vicente y Michiels 2018) para la resistencia a la compresión media para el adobe (Inca y Colonial). Acercándonos al lado de la seguridad. En consecuencia las otras propiedades mecánicas se relacionaran a estos estudios por lo que para el módulo de elasticidad se asume el valor 200 MPa (Tarque et al., 2019) y la Norma Peruana E.080, la resistencia a la tracción $f_t = 0.04$ MPa (Tarque et al., 2019) equivalente a 10% de f_c y densidad de 2000 kg/m^3 .

Las propiedades No lineales (postcríticas) G1c y G1f para la mampostería de adobe se asumen los valores deducidos en el estudio: "Non-linear dynamic analysis of an adobe module PUCP" (Tarque et al., 2019).

Tabla 18. Propiedades mecánicas de la mampostería de Adobe.

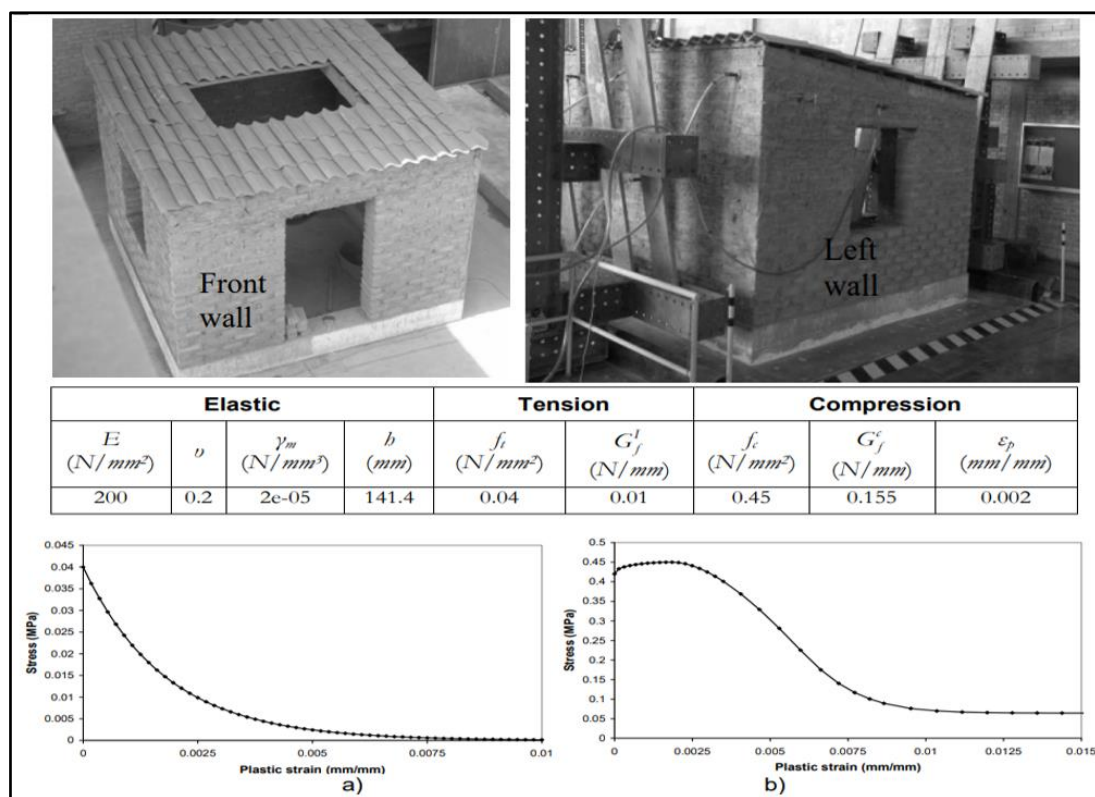
Item	Material	Densidad (Kg/m ³)	Young's modulus, E [MPa]	Poisson ratio, v	f_c [MPa]	f_t [MPa]	Energía de Fractura Compresion G1C [N/m]	Energía de Fractura Traccion G1F [N/m]
3	Mampostería de Adobe	2000	200	0.2	0.45	0.04	155	10

Nota. obtenido de (Cuadros,2020)

Así mismo se hace mención a (Tarque et al., 2019) quien en su trabajo de investigación “Non-linear dynamic analysis of an adobe module” en la PUCP. analizo y determino mediante ensayos las propiedades de la mampostería de adobe siendo este la fuente principal de donde tomaremos los valores de la energía de fractura a tracción y el módulo de poisson y del cual también varios investigadores toman como referencia estos valores.

Figura 51.

Propiedades de mampostería de adobe



Nota. obtenido de (Tarque et al, 2019)

A continuación, se muestra los valores que se emplearon para el análisis estructural del templo colonial.

Tabla 8.

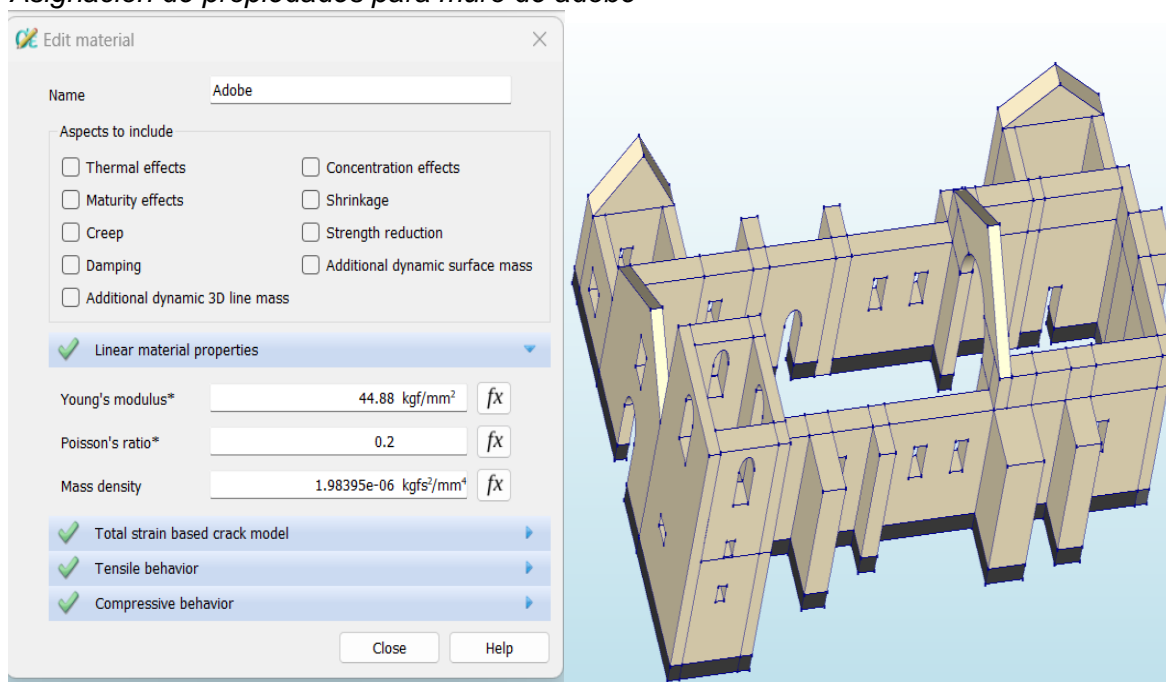
Datos obtenidos del adobe para cargar a Diana FEA v.10.5

propiedad	valor	und	valor	und	obs.
Módulo de Young	440	Mpa	44.88	kg/mm2	propio
Módulo de Poisson	0.20				Tarque et al., 2019
Fc	0.078	kg/mm2			propio
Ft	0.0025	kg/mm2			e.080
Energía de fractura a Compresion (N/m)	82.19	N/m	0.0083810476	kg/mm	propio
Energía de fractura a tracción (N/m)	10	N/m	0.00101972	kg/mm	Tarque et al., 2019
Densidad	1983.95	kg/m3	1.98395e-6	kg/mm3	propio

Nota. obtenido de ensayos en laboratorio

Figura 52.

Asignación de propiedades para muro de adobe



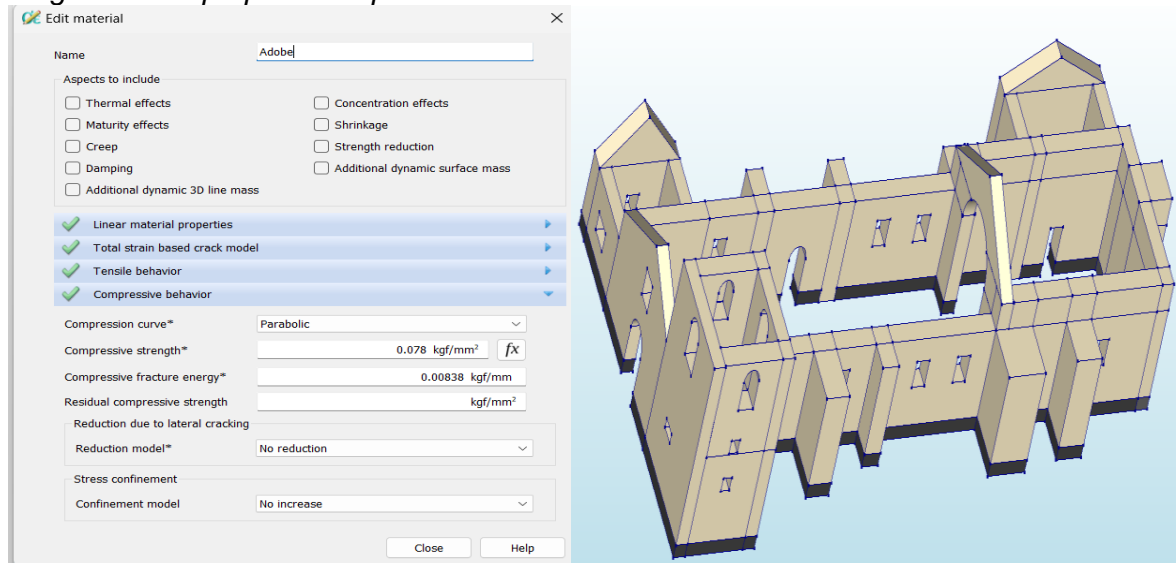
Mampostería de adobe

Mampostería de piedra

Nota. elaborado con Diana FEA v.10.5

Figura 53.

Asignación de propiedades para muro de adobe



- Mampostería de adobe
- Mampostería de piedra

Nota. elaborado con Diana FEA v.10.5

Para las propiedades de la mampostería de piedra tipo colonial se tomó como referencia los valores que toma en su trabajo de investigación (Cuadros, 2020) ya que realizó el análisis del templo San Juan Bautista de Huaytará en cusco siendo el sobrecimiento del templo que estudia muy semejante al templo San Pedro Apóstol de Quiquijana. El cual a su vez manifiesta que estos son los valores más altos normativos de acuerdo a la norma italiana Circolare a la NTC 2018 que existen a la fecha. Siendo estos los siguientes valores:

Tabla 9.

Datos recomendados, para mampostería de roca - tipo colonial

Propiedad Mecánica	Valor Propuesto
densidad (kg/m ³)	2140
Módulo de Young (E)(Mpa)	2340
Módulo de poisson (V)	0.25
Fc (Mpa)	3
Ft (Mpa)	0.15
Energía de fractura a compresion GIC (N/m)	4800
Energía de fractura a Tracción GIF (N/m)	4.35

Nota. Cuadros, 2020

Figura 54.

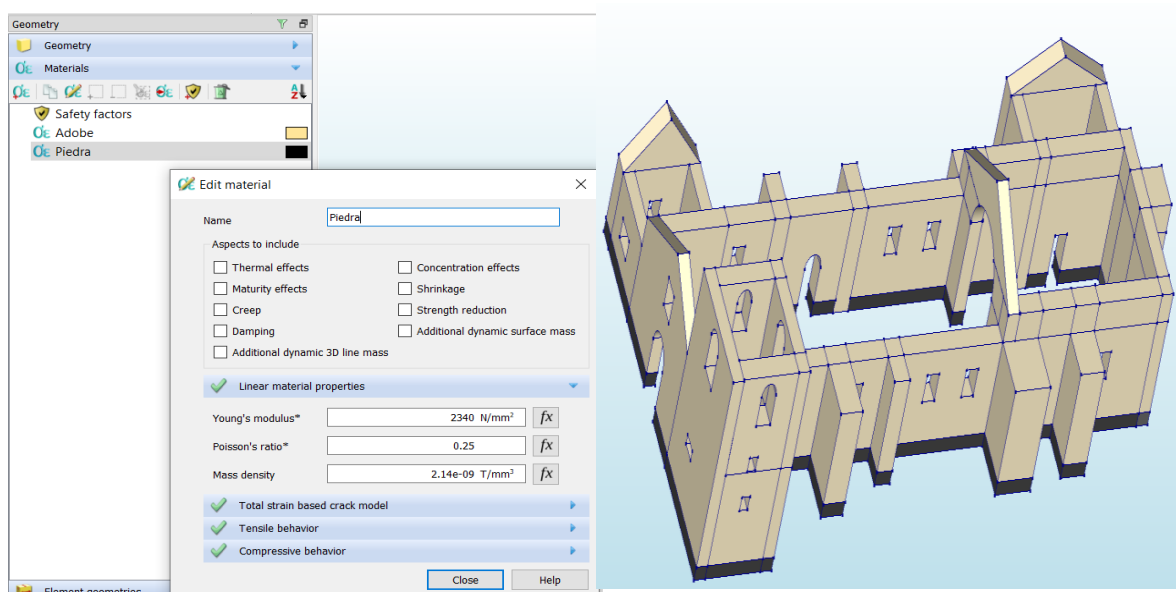
mampostería san Juan Bautista vs San Pedro Apóstol



Nota. obtenido de (cuadros 2020) y fotografía en campo

Figura 55.

Asignación de propiedades de mampostería de piedra



- Mampostería de adobe
- Mampostería de piedra

Nota. elaborado con Diana FEA v.10.5

➤ **Cargas de la cobertura**

Las cargas muertas del techo del templo colonial en estudio fueron calculados al detalle mediante planos en corte y los pesos específicos de los materiales que componen esta parte del templo y tomando como referencia la normativa E.020 se realizaron el

metrado de cargas, Como se puede observar la cobertura del techo está compuesta por rollizos de eucaliptos, y cobertura de teja artesanal, y un cielorraso acabado con yeso, para el metrado de cargas se obtuvo los pesos específicos por 1 m² de cada material, el cual se muestra a continuación los procedimientos correspondientes.

Figura 56.

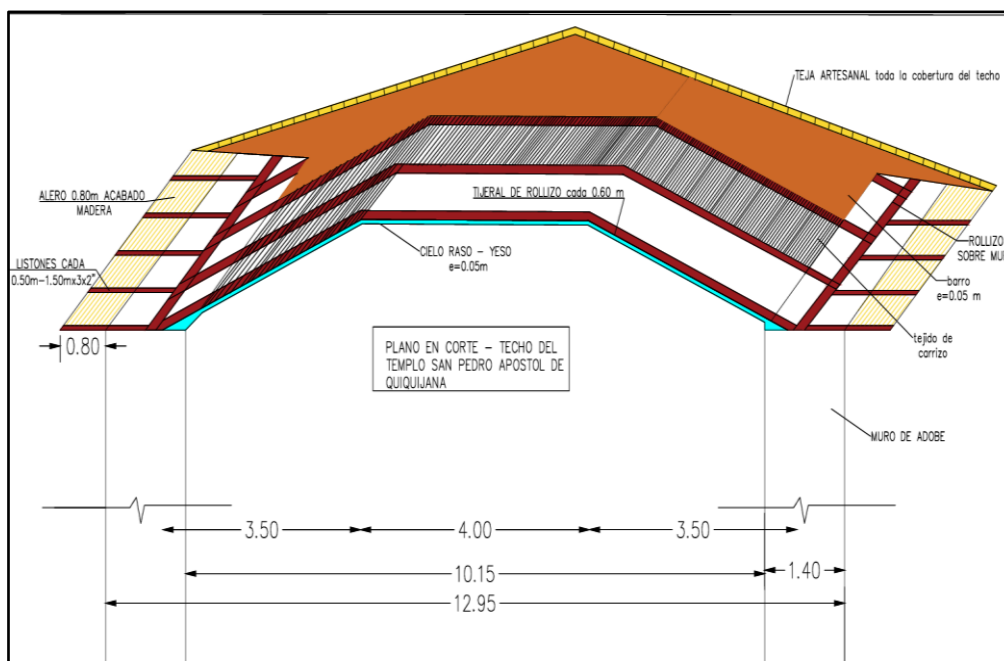
Vista panorámica de cubierta de techo del templo colonial



Nota. toma fotográfica en campo

Figura 57.

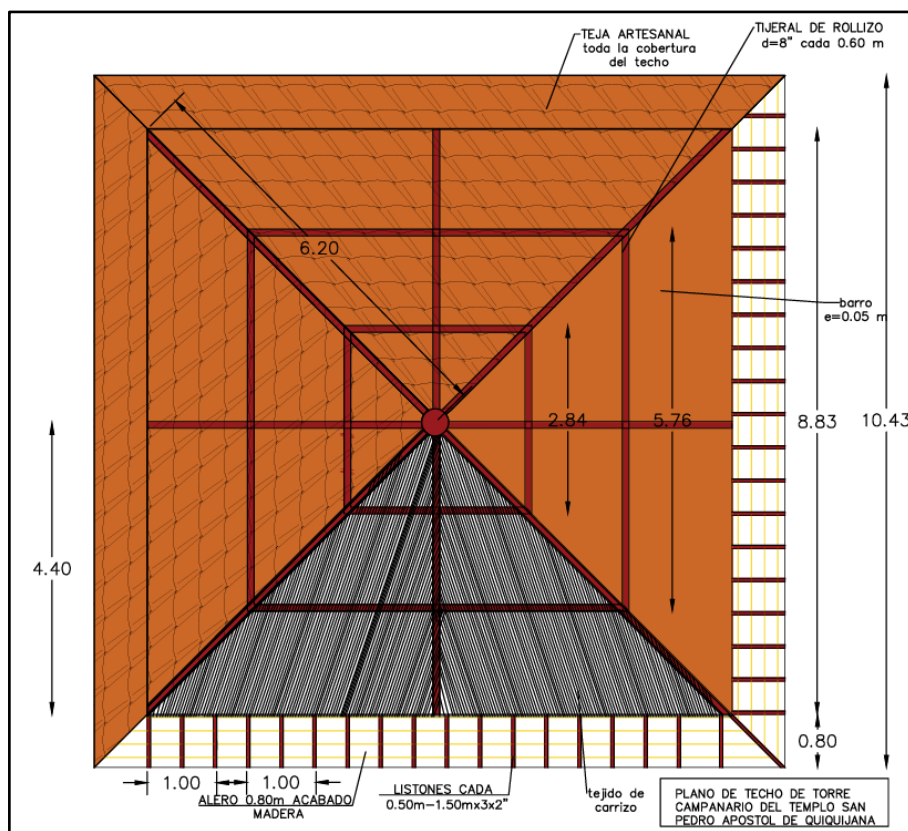
Plano en corte de techo del templo San Pedro Apóstol de Quiquijana



Nota. realizado en AutoCAD 2021

Figura 58.

Plano en corte de techo de torre campanario del templo



Nota. realizado en AutoCAD 2021

Figura 59.

Pesos específicos de rollizos, yeso, madera y barro según e.020

MATERIALES	PESO kN/m^3 (Kg/m ³)
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)
Maderas:	
Coníferas	7,5 (750)
Grupo A*	11,0 (1100)
Grupo B*	10,0 (1000)
Grupo C*	9,0 (900)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de albañilería cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de albañilería cocida huecas	13,5 (1350)

Nota. obtenido de e.020

Figura 60.

Pesos específicos de la teja cobertura del techo



Nota. medición y pesado de teja cobertura de techo.

Tabla 10.

Cálculo de peso de rollizo en torre campanario

peso de rollizo en torre campanario				
descripción	veces	longitud	total	Long. rollizo d=8"
diagonales	4	6.2	24.8	
medios	4	4.4	17.6	76.8
collarín mayor	4	5.76	23.04	
collarín menor	4	2.84	11.36	
material	peso específico kg/m3	Long. (m)	volumen /m3	peso (kg)
rollizos de d=8"	750.00	76.80	2.41	1809.51

Nota. elaborado en Excel

Tabla 21.Cálculo de pesos unitarios por m²

material	Peso/ und (kg)	peso específico (kg/m ³)	und/long. x m ²	espesor /altura (m)	volumen (m ³)	peso por m ² (kg)
teja artesanal 42x18 cm	1.49		39.00			58.11
enlucido - yeso e=0.05 m		1000.00		0.05		50.00
rollizos de d=8"		750.00	2.00		0.06	47.12
listones(madera) 2"x3"		750.00	3.00		0.01	8.44
maderas en alero e=1"		750.00	1.00		0.02	15.00
capa de barro para teja e=0.05m		1600.00		0.05		80.00
cama de carrizo seco e=1"		160.00	1.00		0.03	4.00

Nota. elaborado en Excel

Tabla 12.

Metrado de carga muerta del techo del templo colonial

Sacristia				
carga muerta	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
teja artesanal	58.11	60.42	3511.01	
capa de barro e=0.05m	80.00	60.42	4833.60	
cama de carrizo e=1"	4.00	60.42	241.68	
rollizo de 8"	47.12	60.42	2846.99	
listones de 2"x3" en aleros	8.44	20.9	176.40	14944.17
madera - acabado en aleros e=1"	15.00	20.9	313.50	
enlucido con yeso e=0.05m	50.00	60.42	3021.00	
peso total en cobertura			14944.17	
Presbiterio				
carga muerta	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
teja artesanal	58.11	179.68	10441.20	
capa de barro e=0.05m	80.00	179.68	14374.40	
cama de carrizo e=1"	4.00	179.68	718.72	
rollizo de 8"	47.12	179.68	8466.52	43667.18
listones de 2"x3" en aleros	8.44	29.11	245.69	
madera - acabado en aleros e=1"	15.00	29.11	436.65	
enlucido con yeso e=0.05m	50.00	179.68	8984.00	
peso total en cobertura			43667.18	
Nave principal				
carga muerta	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
teja artesanal	58.11	551.00	32018.61	133247.45

capa de barro e=0.05m	80.00	551.00	44080.00	
cama de carrizo e=1"	4.00	551.00	2204.00	
rollizo de 8"	47.12	551.00	25963.12	
listones de 2"x3" en aleros	8.44	61.08	515.52	
madera - acabado en aleros e=1"	15.00	61.08	916.20	
enlucido con yeso e=0.05m	50.00	551.00	27550.00	
peso total en cobertura			133247.45	
Capilla bautismal				
carga muerta	kg/m2	área (m2)	peso total (kg)	carga total (kg)
teja artesanal	58.11	62.40	3626.06	
capa de barro e=0.05m	80.00	62.40	4992.00	
cama de carrizo e=1"	4.00	62.40	249.60	15349.87
rollizo de 8"	47.12	62.40	2940.29	
listones de 2"x3" en aleros	8.44	18.00	151.92	
madera - acabado en aleros e=1"	15.00	18.00	270.00	
enlucido con yeso e=0.05m	50.00	62.40	3120.00	
peso total en cobertura			15349.87	
Torre campanario				
carga muerta	kg/m2	área (m2)	peso total (kg)	carga total (kg)
teja artesanal	58.11	75.30	4375.68	
capa de barro e=0.05m	80.00	75.30	6024.00	
cama de carrizo e=1"	4.00	75.30	301.20	
rollizo de 8"			1809.51	17057.73
listones de 2"x3" en aleros	8.44	33.38	281.69	
madera - acabado en aleros e=1"	15.00	33.38	500.64	
enlucido con yeso e=0.05m	50.00	75.30	3765.00	
peso total en cobertura			17057.73	

Nota. elaborado en Excel

Figura 61.

Carga viva de techo – e. 020

Artículo 7.- CARGA VIVA DEL TECHO	
Se diseñarán los techos y las marquesinas tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otras prescritas a continuación.	
7.1	Carga Viva.- Las cargas vivas mínimas serán las siguientes:
a)	Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a al horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m ²).
b)	Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m ²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m ²), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m ²).
c)	Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m ²).
d)	Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m ²),

Nota. obtenido de norma e.020

Tabla 13.

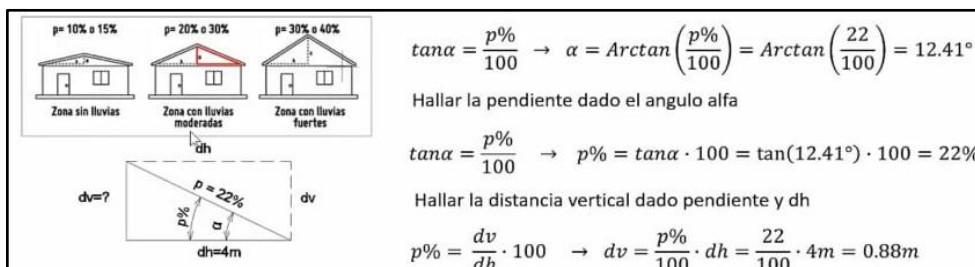
Cálculo inclinación de techo en grados

Sacristia	
altura de techo	2.80 m
longitud de techo	6.00 m
pendiente %	46.67 %
inclinación en grados	24.70 °
presbiterio	
altura de techo	3.20 m
longitud de techo	7.53 m
Pendiente %	42.50 %
inclinación en grados	23.03 °
nave principal	
altura de techo	3.20 m
longitud de techo	7.53 m
pendiente %	42.50 %
inclinación en grados	23.03 °
capilla bautismal	
altura de techo	2.80 m
longitud de techo	6.00 m
pendiente %	46.67 %
inclinación en grados	24.70 °
torre campanario	
altura de techo	2.00 m
longitud de techo	5.00 m
pendiente %	40.00 %
inclinación en grados	21.80 °

Nota. realizado en Excel 2013

Figura 62.

Ecuaciones para convertir p% a grados



Nota. obtenido de (ingeniería y construcción,2024)

Como se puede observar la inclinación de los techos son mayores a 3°, y según la norma en este caso se tienen que aplicar una reducción de 5 kgf/m² a 100 kgf/m², por

cada grado excedente superior a 3°, pero se puede considerar en un mínimo de 50 kgf/m², es por ello que se consideró 50 kgf/m².

Tabla 14.

carga viva de cobertura del templo

sacristia				
carga viva	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
carga viva - e. 020	50.00	60.42	3021.00	3021.00
presbiterio				
carga viva	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
carga viva - e. 020	50.00	179.68	8984.00	8984.00
nave principal				
carga viva	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
carga viva - e. 020	50.00	551.00	27550.00	27550.00
capilla bautismal				
carga viva	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
carga viva - e. 020	50.00	62.40	3120.00	3120.00
torre campanario				
carga viva	kg/m ²	área (m ²)	peso total (kg)	carga total (kg)
carga viva - e. 020	50.00	75.30	3765.00	3765.00
carga viva total				46440.00

Nota. elaborado con Excel

Tabla 15.

Peso total por sector de la cobertura del techo - 100%CM+50%cv

peso total por cada sector			
Categoría A: P =100%CM+50%cv			
sector	CM	CV	Peso total
Sacristia	14944.17	3021.00	16454.67
Presbiterio	43667.18	8984.00	48159.18
Nave principal	133247.45	27550.00	147022.45
Capilla bautismal	15349.87	3120.00	16909.87
Torre campanario	17057.73	3765.00	18940.23
peso total de cobertura - techo			247486.40

Nota. elaborado con Excel

Tabla 16.

Valor de carga distribuida en la superficie (kg/m²)

valor de la fuerza superficial (kg/m ²)					
sector	ancho muro	perímetro	área (m ²)	peso total (kg)	peso total (kg/m ²)
Sacristia	1.40	37.90	53.06	16454.67	310.11
Presbiterio	1.40	72.82	101.95	48159.18	472.39
Nave principal	1.40	103.86	145.40	147022.45	1011.13
Capilla bautismal	1.40	33.28	46.59	16909.87	362.94
Torre campanario	1.40	37.08	51.91	18940.23	364.85

Nota. elaborado con Excel

Finalmente, las carga muerta y carga viva del techo del templo colonial fue asignado en el software Diana FEA v. 10.5, por ser uno de los requisitos para el análisis estático pushover.

Figura 63.

cargas muertas distribuidas del techo en los muros



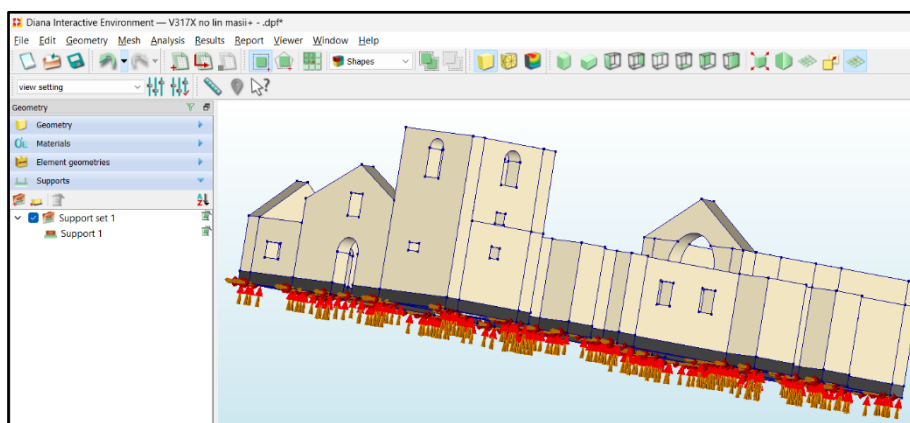
Nota. elaborado con Diana FEA V.10.5

➤ **Restricciones en apoyos del templo colonial con Diana FEA V.10.5**

Para las condiciones de contorno en el modelamiento en el software Diana FEA V.10.5, se aplicaron las restricciones en los apoyos, que vendrían ser toda la base de cimiento del templo colonial, con apoyo fijo en las orientaciones X, Y, Z, para restringir los movimientos de traslación, en este análisis se aplicaran cargas gravitacionales lateras, las cuales producirán cortantes basales en la base del templo colonial, para ello en toda la base del templo colonial se restringirán los grados de libertad ya que la base esta empotrada al suelo.

Figura 64.

Restricciones en la base del modelado, como apoyos empotrados



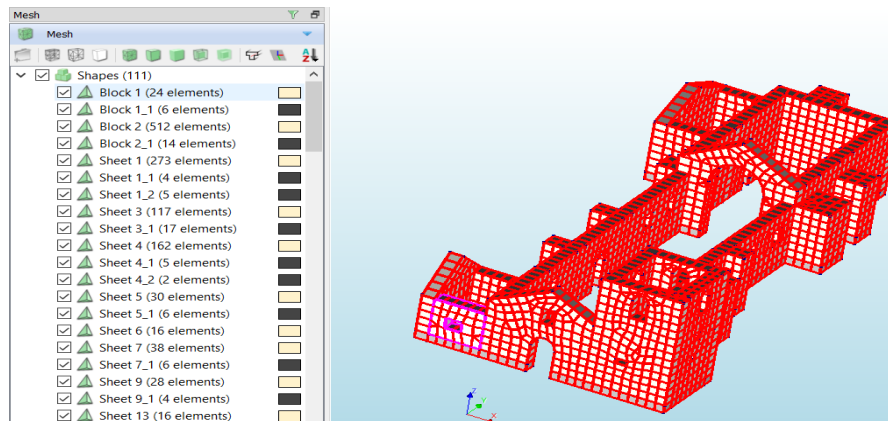
Nota. elaborado con Diana FEA V.10.5

➤ **Malla de elementos finitos, con Diana FEA V.10.5**

Por ser las estructuras del templo colonial secciones complejas e irregulares, también se tienen elementos curvos, Se creo la malla de elementos finitos de tipo rectangulares, cuadráticas y triangulares realizando este enmallado en cada bloque modelado para un mejor análisis y lograr obtener resultados más precisos, en total se obtuvieron en la modelación, 111 bloques o formas, 6600 elementos y 423645 nodos.

Figura 65.

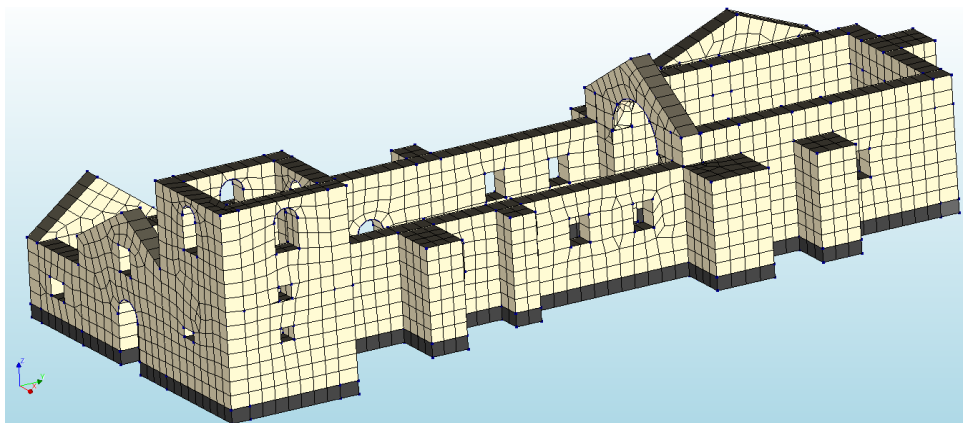
Numero de formas, elementos y nodos en el mesh



Nota. elaborado con Diana FEA V.10.5

Figura 66.

Malla de elementos finitos, con software Diana fea



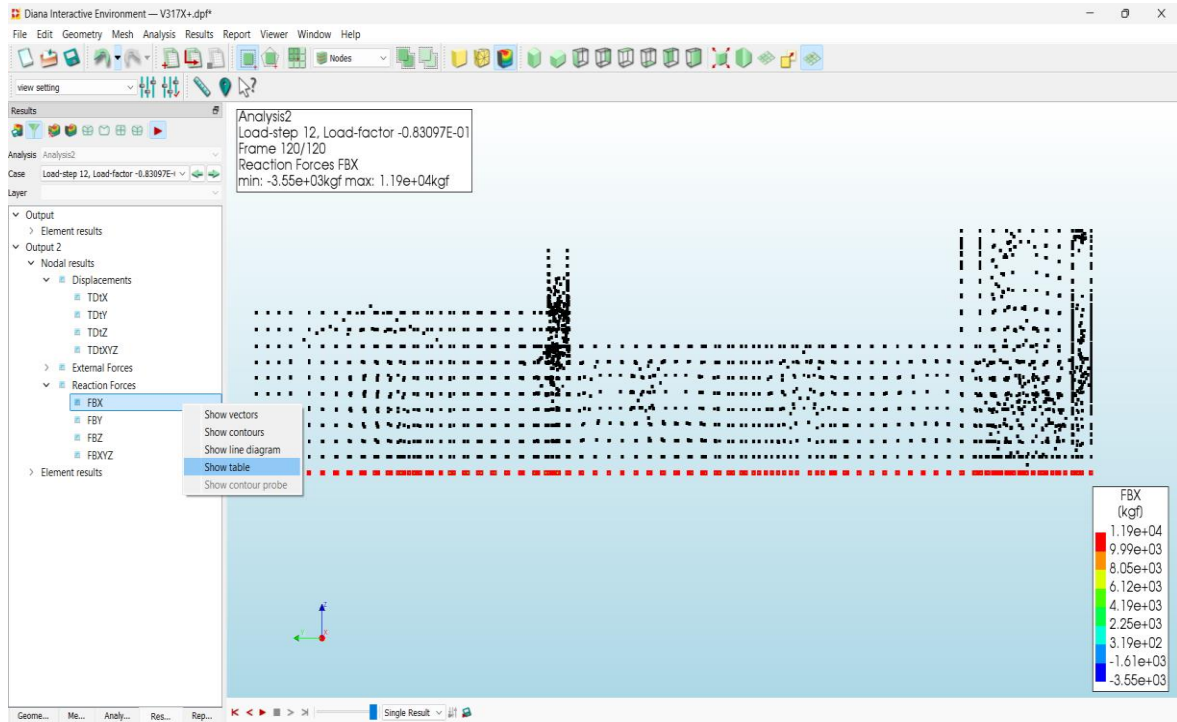
Nota. elaborado con Diana FEA V.10.5

➤ **Obtención de la cortante basal con Diana FEA V.10.5**

Los valores de la cortante basal lo obtuvimos de los resultados del software Diana FEA, después de asignarles las cargas, restricciones y configurar el análisis estático no lineal pushover, haciendo correr el análisis se obtuvo la fuerza cortante en cada dirección.

Figura 67.

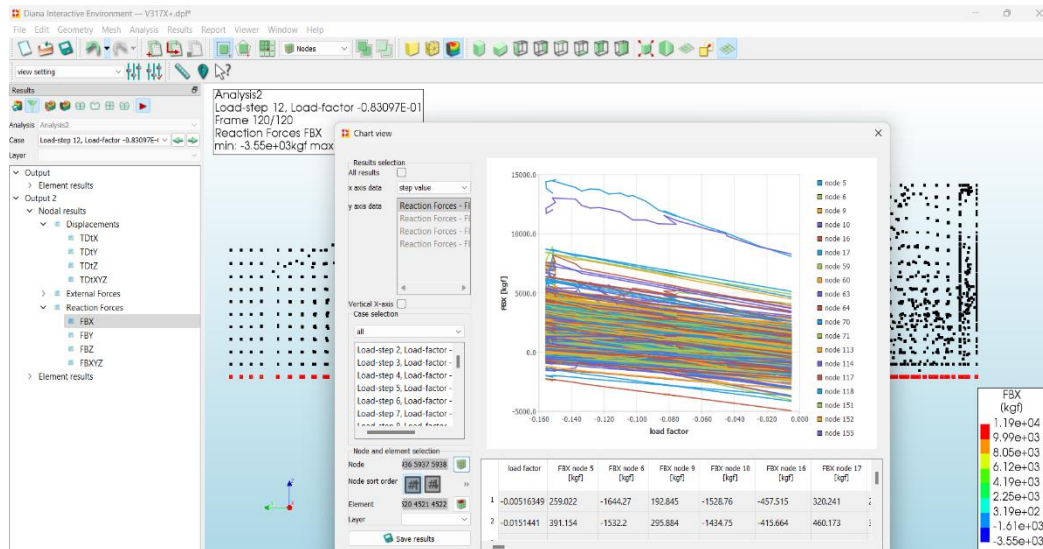
Exportación de las cortantes basales - FBX



Nota. elaborado con Diana FEA V.10.5

Figura 68.

Exportación de las cortantes basales - FBX



Nota. elaborado con Diana FEA V.10.5

Figura 69.

Cortantes basales en cada nodo para el eje +X

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
	FBX node 5	FBX node 6	FBX node 9	FBX node 10	FBX node 16	FBX node 17	FBX node 59	FBX node 60	FBX node 63	FBX node 64	FBX node 70	FBX node 71	FBX node 113	FBX node 114
1														
2	240.349	-1,660.12	178.273	-1,542.06	-463.432	300.461	258.659	-1,535.35	207.223	-1,498.65	-432.32	312.331	1,016.64	-1,350.54
3	372.369	-1,548.14	281.223	-1,448.13	-421.618	440.272	378.413	-1,428.33	324.832	-1,394.35	-390.725	455.506	1,152.19	-1,219.09
4	499.991	-1,439.90	380.739	-1,357.33	-381.197	575.424	494.217	-1,324.86	438.495	-1,293.53	-350.514	593.926	1,295.88	-1,084.48
5	580.207	-1,371.89	443.265	-1,300.29	-355.8	660.359	567.415	-1,259.63	509.676	-1,230.22	-325.215	681.085	1,384.33	-1,033.27
6	708.913	-1,262.72	543.627	-1,208.73	-315.036	796.659	684.23	-1,155.26	624.288	-1,128.55	-284.659	820.691	1,502.62	-921.075
7	834.285	-1,156.38	641.389	-1,119.53	-275.328	929.428	798.04	-1,053.58	735.915	-1,029.50	-245.152	956.69	1,606.34	-823.095
8	961.747	-1,048.28	740.781	-1,028.83	-234.953	1,064.42	913.72	-950.215	849.426	-928.805	-204.987	1,094.95	1,723.51	-711.406
9	1,082.88	-945.513	835.135	-942.685	-196.597	1,192.63	1,023.68	-851.967	957.256	-833.115	-166.817	1,226.33	1,806.84	-630.863
10	1,202.33	-844.257	928.088	-857.861	-158.803	1,318.99	1,132.02	-755.132	1,063.59	-738.775	-129.191	1,355.83	1,896	-543.674
11	1,223.69	-826.021	944.489	-842.622	-152.028	1,341.46	1,151.26	-737.703	1,082.61	-721.785	-122.439	1,378.92	1,860.97	-567.739
12	1,326.44	-739.101	1,023.85	-770.146	-119.639	1,449.72	1,244.23	-654.564	1,173.95	-640.751	-90.1301	1,490.10	1,947.42	-480.681
13	1,385.01	-692.098	1,062.99	-734.628	-102.637	1,506.76	1,294.97	-609.132	1,224.45	-596.201	-72.4126	1,551.11	1,978.81	-430.36
14	1,589.12	-520.313	1,218.70	-592.469	-38.7741	1,720.26	1,478.99	-444.656	1,405.34	-435.838	-8.47289	1,771.22	2,188.07	-215.682
15	1,732.76	-399.151	1,328.72	-491.869	6.30426	1,870.87	1,608.65	-328.808	1,532.76	-322.881	36.5681	1,926.28	2,366.08	-28.1261
16	1,897.06	-260.32	1,455.06	-376.309	57.9937	2,043.54	1,757.11	-196.062	1,678.59	-193.497	88.1586	2,103.77	2,518.84	137.187
17	2,044.09	-135.694	1,569.07	-271.99	104.481	2,198.74	1,890.09	-76.9686	1,809.07	-77.4388	134.43	2,262.44	2,629.86	269.232
18	2,088.87	-96.705	1,606.33	-237.858	119.223	2,247.90	1,931.01	-40.1537	1,849.17	-41.5709	148.719	2,311.12	2,636.37	294.127
19	1,958.10	-206.739	1,506.43	-328.84	78.2825	2,110.95	1,812.89	-145.696	1,732.66	-144.66	107.633	2,169.69	2,423.13	77.4938
20	2,123.01	-66.6072	1,634.95	-211.15	130.588	2,285.57	1,961.99	-12.0782	1,879.28	-14.3575	159.556	2,347.88	2,581.75	253.403
21	2,193.39	-6.51535	1,690.42	-160.309	153.065	2,360.56	2,025.16	45.0192	1,941.61	41.4088	181.734	2,423.17	2,645.01	340.13
22	2,242.47	35.286	1,728.74	-125.09	168.673	2,412.60	2,068.69	84.6136	1,984.87	80.2065	197.127	2,475.20	2,716.35	418.631

Nota. obtenido con Diana FEA V.10.5

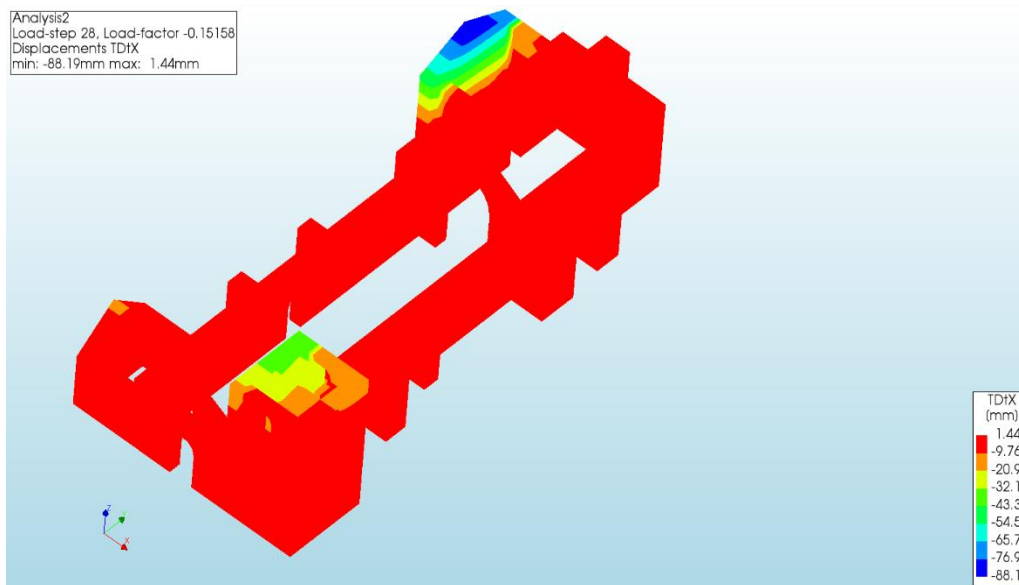
Es preciso aclarar que, en el presente trabajo de investigación, el Diana FEA aplica la metodología de elementos finitos, ya que por la forma irregular de sus estructuras la hace más complejo el análisis, es por ello que el software divide a las estructuras en elementos más pequeños para realizar el análisis más detallado y preciso.

➤ Desplazamientos - Diana FEA V.10.5

El templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, por sus materiales constructivos, las estructuras responden a comportamientos y/o reacciones diferentes como también formas de las derivas y desplazamientos ante las cargas sometidas, estas formas modales, son obtenidos con el software Diana FEA v.10.5, en este caso se crearon y aplicaron dos casos y/o análisis que corrió el software, el primer análisis fue aplicar la carga del propio peso de la estructura y ver sus deformaciones, el segundo caso es aplicar la carga del Push (empuje lateral incremental) con los factores de aceleraciones sísmicas calculados según el "SUC" de la norma e.080, el factor de aceleración obtenido fue de 0.29g. obteniendo así las siguientes deformaciones como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 70.

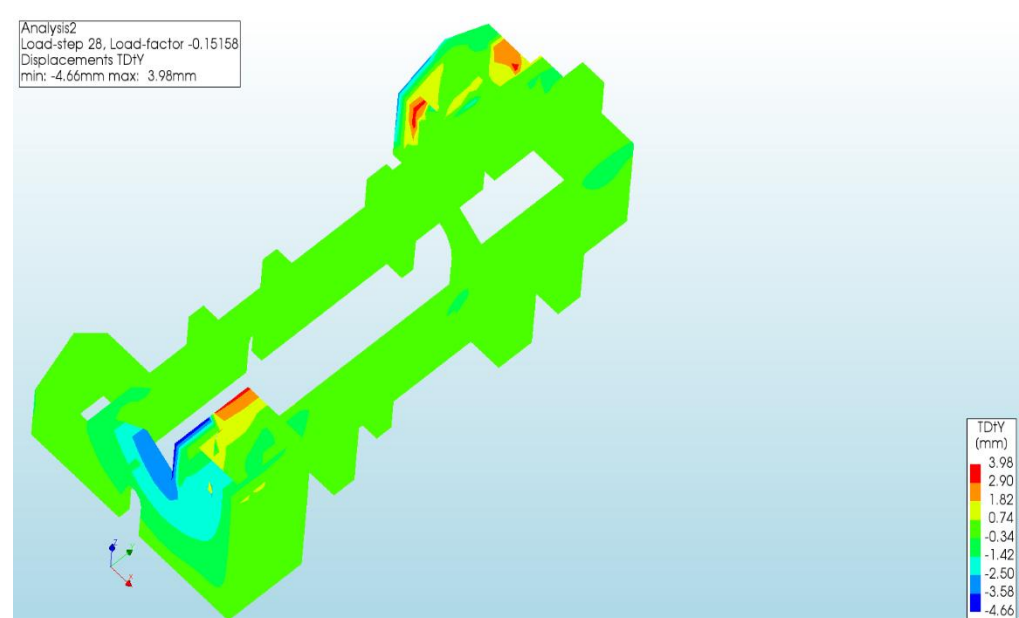
Desplazamiento aplicando PUSH – dirección X



Nota. obtenido de Diana FEA v.10.5

Figura 71.

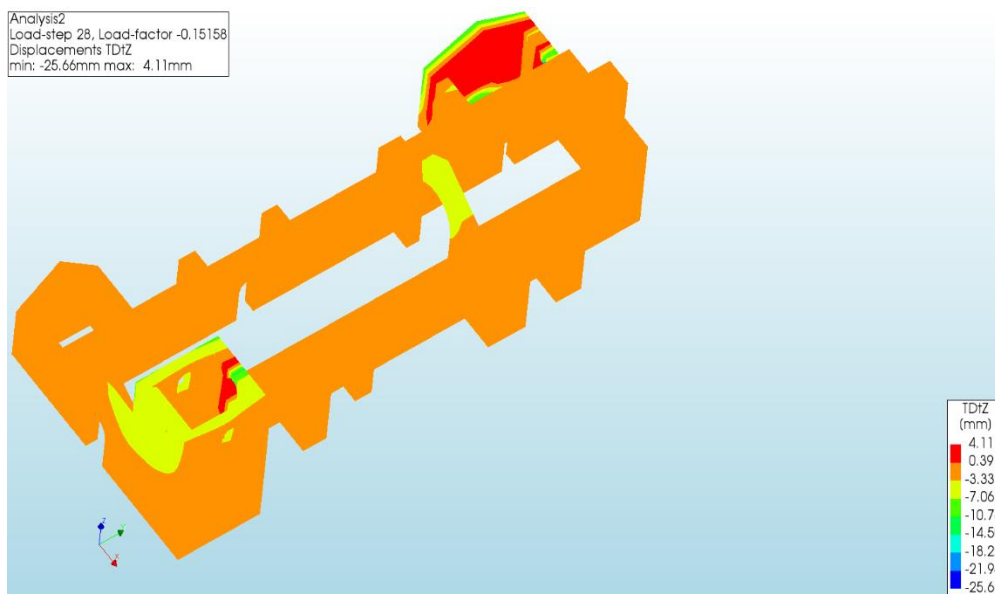
Desplazamiento aplicando PUSH – dirección Y



Nota. obtenido de Diana FEA v.10.5

Figura 72.

Desplazamiento aplicando PUSH – dirección Z



Nota. obtenido de Diana FEA v.10.5

Finalmente se obtuvo los desplazamientos máximos y mínimos aplicando la carga propia de toda la estructura y aceleración máxima calculado según la norma e.080, en los cuales se obtuvieron desplazamientos desde 4.11mm hasta 88.19mm, viendo que existe mayor desplazamiento en la dirección X, así mismo se pudo observar que en las direcciones X,Y,Z; los mayores desplazamientos se producen en la parte alta de campanario, el arco del presbiterio, y la parte alta de sacristía. Así mismo teniendo los máximos desplazamientos y las cortantes basales, se prosiguió a realizar el gráfico de la curva de capacidad y a la vez realizar la curva bilineal mediante iteraciones y cumpliendo la teoría del equilibrio de energías, esto con el fin de poder corregir y simplificar la curva de capacidad.

➤ **Punto de desempeño y sectorización de la curva de capacidad**

Después de obtener los datos y valores de cortante basal y desplazamientos con Diana FEA v.10.5, se realiza el análisis y manejo de datos para poder realizar la curva bilineal, el punto de desempeño y finalmente realizar la sectorización de la curva de capacidad, estos conceptos se desarrollaron en el marco teórico páginas más arriba, a continuación, se detallará el procedimiento para la obtención de estos componentes.

Obtención del punto de desempeño según ASCE – 41

Se calcula el punto de desempeño según la normativa ASCE – 41, aplicando la ecuación que nos brinda la normativa, los valores para la ecuación lo obtenemos de los datos obtenidos con Diana FEA v.10.5 y la curva bilineal. Para ello también se necesitan que calcular factores y parámetros como:

- C_0 = es el factor que sirve para relacionar los desplazamientos de un solo grado de libertad con otros desplazamientos con sistema de múltiples grados de libertad.
- C_1 = es el factor que permite relacionar y analizar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados.
- C_2 = este factor regula el efecto de la histéresis reducida, la degradación cíclica de la rigidez y la pérdida de la resistencia estructural
- S_a = Aceleración espectral (ZUCS)
- T = Período fundamental elástico
- G = Aceleración de la gravedad
- W (ton) = Peso sísmico del edificio
- V_y = Punto de fluencia
- C_m = Masa efectiva
- $\mu_{strength}$ = es la interacción entre la resistencia elástica y la resistencia de fluencia

Figura 73.

Punto de desempeño ASCE-41 – dirección X+

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

C0	1	a	60
C1	1.814	Te(seg)	0.180
ke(tonf/m)	90787.13	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	40249	Vy (tonf)	764.45
ti(seg)	0.271	W(ton)	6828.00
C2	1.097	cm	1
punto de Desemp.(cm)	0.47	Ustrength	2.590

$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$

where
a = Site class factor:
= 130 for Site Class A or B;
= 90 for Site Class C;

$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_1}{K_e}} \quad (7-27)$$

where
 T_1 = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_1 = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$$

where S_a is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 74.

Punto de desempeño ASCE-41 – dirección X-

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

c0	1	a	60
c1	2.363	te(seg)	0.156
ke(tonf/m)	98065.217	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	32436	Vy (tonf)	663.00
ti(seg)	0.271	W(tonf)	6828
c2	1.203	cm	1
punto de Desemp.(cm)	0.50	ustrg	2.987

$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$

where
a = Site class factor:
= 130 for Site Class A or B;
= 90 for Site Class C;

$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_1}{K_e}} \quad (7-27)$$

where
 T_1 = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_1 = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$$

where S_a is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 75.

Punto de desempeño ASCE-41 – dirección Y+

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

c0	1	a	60
c1	2.185	te(seg)	0.116
ke(tonf/m)	172108	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	24392	Vy (tonf)	1015.44
ti(seg)	0.307	W(tonf)	6828
c2	1.08	cm	1
punto de Desemp.(cm)	0.23	ustrg	1.950

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where

a = Site class factor:
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C;

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$$

where

T_i = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_i = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where

S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$

where S_a is defined above and

V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Centrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 76.

Punto de desempeño ASCE-41 – dirección Y-

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

c0	1	a	60
c1	2.270	te(seg)	0.113
ke(tonf/m)	173352.94	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	23694	Vy (tonf)	999.10
ti(seg)	0.307	W(tonf)	6828
c2	1.094	cm	1
punto de Desemp.(cm)	0.23	ustrg	1.982

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where

a = Site class factor:
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C;

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$$

where

T_i = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_i = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where

S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$

where S_a is defined above and

V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Centrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Nota. realizado en Excel 2016

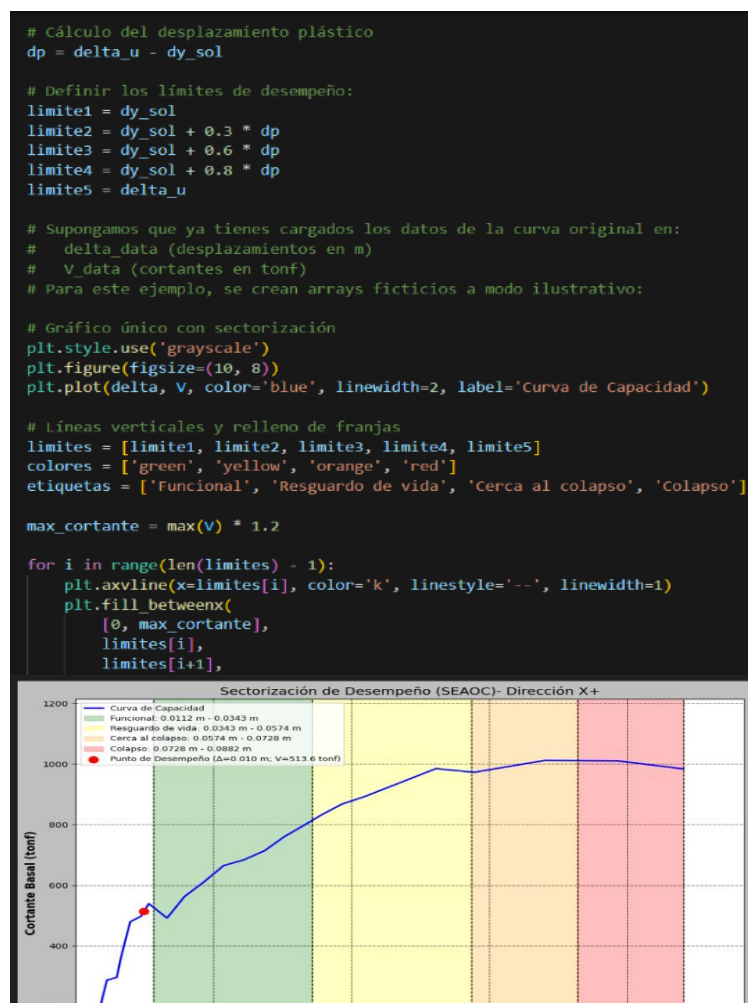
Obtenido el valor de punto de desempeño también se puede programar en Python para que este lo grafique en la curva de capacidad y de esa forma lo pudimos ver en la sectorización que se realizó de acuerdo al SEAOC visión 2000.

Sectorización de la curva de capacidad

- ✓ Ocupacional: es el 100% de la capacidad de desplazamiento Elástica.
- ✓ Funcional: es el 30% de la capacidad de desplazamiento Inelástica después del desplazamiento elástico.
- ✓ Resguardo de Vida: es el 30% de la capacidad de desplazamiento después del desplazamiento funcional.
- ✓ Cerca al colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento después del desplazamiento de resguardo de vida.
- ✓ Colapso: es el 20% de la capacidad de desplazamiento después del desplazamiento de cerca al colapso. (Borda, 2007)

Figura 77.

Sectorización de curva de capacidad -SEAOC



Nota. realizado con Python v.3.9.13

➤ **Evaluación de criterios de configuración del templo colonial San Pedro**

Apóstol - respecto a la norma E.080

Según la norma e.080 “Diseño y construcción con tierra reforzada” las edificaciones de tierra reforzada, deben cumplir con los siguientes criterios de configuración, sin embargo, el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana no fue construida con los parámetros de diseño de la norma e.080 por el tiempo en que se realizó la construcción del templo que fue a inicios del siglo XVII, por lo que se realizó la evaluación para poder estimar y verificar con que parámetros que indica la norma cumple o no cumple la construcción del templo.

Tabla 17.

Evaluación de criterios de configuración según la norma e.080

ítem	criterios según norma e0.80	Si cumple	No cumple	Observación
1	Muros anchos para su mayor resistencia y estabilidad frente al volteo. El espesor mínimo del muro es de 0.40 m.	X		espesor del muro= 1.40 m
2	Los muros deben tener arriostres horizontales (entrepisos y techos) así como arriostres verticales (contrafuerte o muros transversales)	X		Cuenta con techo y contrafuertes
3	La densidad de muros en la dirección de los ejes principales debe tener el valor mínimo indicado en la Tabla 2 - Factor de uso (U) y densidad según tipo de edificación.	X		NT A.090 Servicios comunales = 1.4 - densidad 15% - se obtuvo 31% de densidad y los muros son portantes
4	Tener una planta simétrica respecto a los ejes principales.		X	La edificación es irregular

5	El espesor (e), densidad y altura libre de muros (H), la distancia entre arriostres verticales (L), el ancho de los vanos (a).	X	$L + 1,25H \leq 17,5e$ construcción homogénea
6	Los vanos deben tener las proporciones y ubicación de acuerdo a lo indicado en la Figura 2. Así mismo, se recomienda que sean pequeños y centrados.	X	$a \leq L/3$, si cumple en la parte baja del templo, en la torre campanario no cumple
7	Tener como mínimo una viga collar en la parte superior de cada muro fijada entre sí, así como a los refuerzos.	X	sí cuenta con viga collar, pero sin ningún tipo de refuerzo
8	Cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales – Cortante basal $H=S.U.C.P.$		el cálculo se adjunta en la tabla N°
9	Se debe evitar el deterioro de las edificaciones de tierra reforzada, causadas por el viento, la lluvia y la humedad	X	cuenta con veredas y sobrecimientos de piedra y estas a su vez con sellado de arena cemento,
10	Para los refuerzos se debe tener en cuenta las consideraciones siguientes	X	no tiene ningún tipo de refuerzo

Nota. realizado en Excel 2013

Tabla 18.

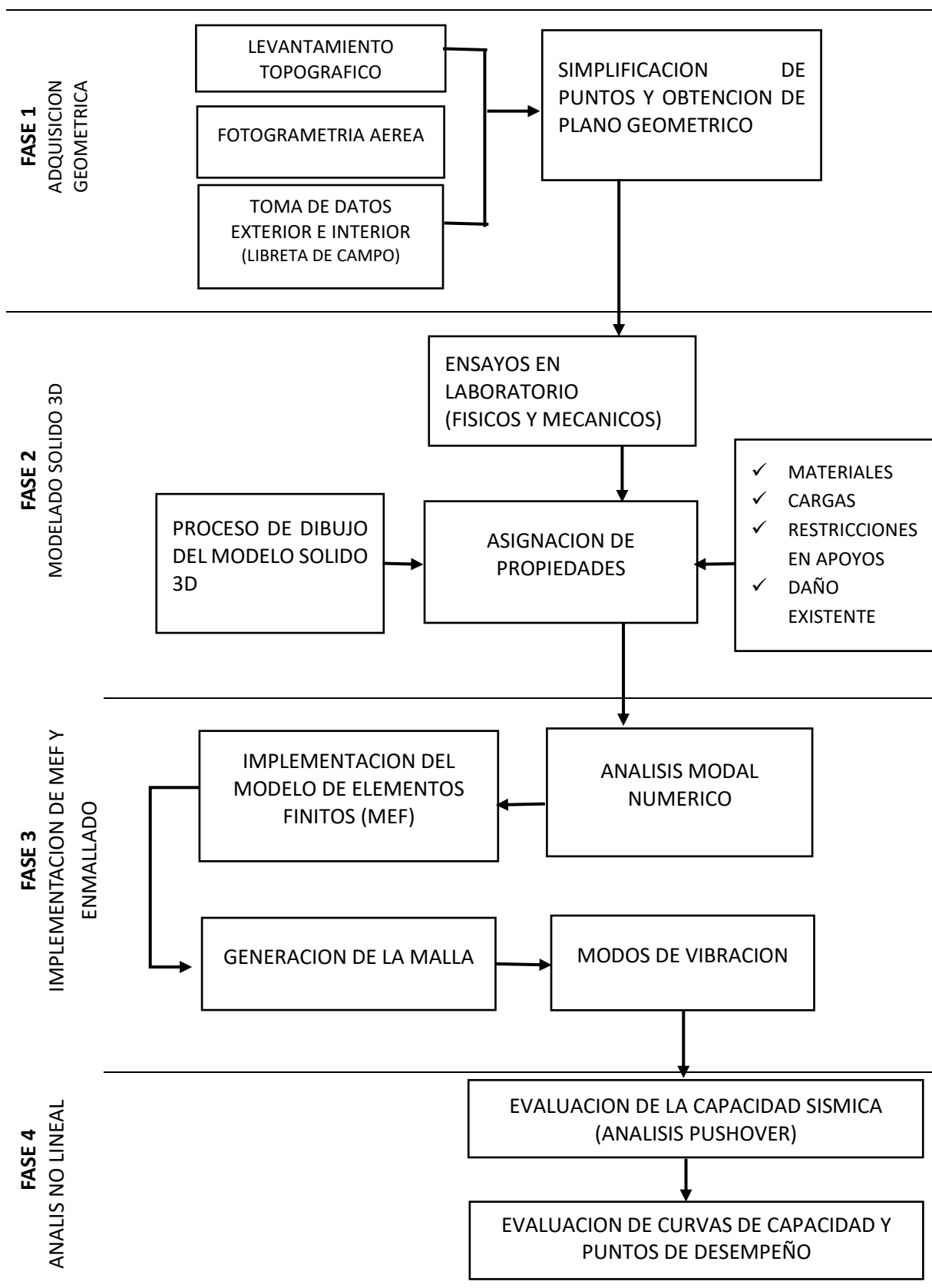
Cortante basal según E.080 - $H=S.U.C.P.$

H=	2007.44	ton
S=	1.4	Suelo blando
U=	1.4	servicios comunales
C=	0.15	zona 2
P=	6828.03	ton

Nota. realizado en Excel 2013

Figura 78.

procedimientos de desarrollo del trabajo de investigación



Nota. fases de la investigación elaborado en Word, 2016

4.6 Análisis de datos

Para conocer, el comportamiento sísmico del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, se empleó el análisis estático no lineal pushover, que a su vez aplicó, la teoría de elementos finitos, para ello también fue importante realizar el análisis mecánico de los materiales, clasificar y definir el tipo del suelo, ensayos laboratoriales, el modelamiento utilizando el software Diana fea v. 10.5. Para determinar el comportamiento estructural del templo colonial, así mismo por la complejidad e irregularidad de los elementos estructurales del templo colonial en estudio, se realizó el análisis mediante elementos finitos para obtener resultados más reales y precisos.

4.7 Consideraciones éticas

Este trabajo de investigación, respeta los principios de honestidad y autenticidad. La investigación desarrolló diferentes capítulos de acuerdo a lo aprobado por la casa de estudios, respetando los contenidos y citas de acuerdo a la teoría escrita.

V. Resultados y discusión

Ubicación política y geográfica

Ubicación política

La presente investigación se desarrolló en la siguiente ubicación:

Departamento : Cusco

Provincia : Quispicanchi

Distrito : Andahuaylillas

Figura 79.

Mapa político Perú y departamento del Cusco



Nota. página web, generador de imágenes- 2024

Ubicación geográfica

Quispicanchi es una de las trece provincias que conforman el departamento del Cusco en el sur del Perú, como provincia del Cusco está en la región quechua y se posiciona geográficamente en la zona central sur del Perú, a una altitud de 3300 m.s.n.m.

Coordenadas: 13°42'S 71°38'O

Figura 80.

Mapa provincia de Quispicanchi



Nota. página web municipalidad provincia de Quispicanchi, 2021

Figura 81.

Mapa distrito de Quiquijana



Nota. página web municipalidad distrital de Quiquijana, 2024

Limites

- Como limites el distrito de Quiquijana limita con los distritos:
- Por el norte con el distrito de Urcos
- Por el este con los distritos de Ocongate y Ccatca
- Por el sur con el distrito de Cusipata
- Por el oeste con los distritos de Huaro y la provincia de Acomayo

Descripción de la zona de estudio y ubicación del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana

El distrito de Quiquijana posee una superficie de 503.8Km², se ubica en la zona alto andina a 3,810 m.s.n.m. comprende 18 comunidades y 6 anexos, es el de mayor extensión en la provincia de Quispicanchi. Así mismo el templo colonial se encuentra ubicada en la plaza de armas del distrito de Quiquijana y al pie de la pista principal Cusco-Sicuani

Figura 82.

Ubicación del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana



Nota. tomado de Google Earth 2024

Referencia histórica

El templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, fue construido a inicios del siglo XVII en el año 1630 con los obispos Molinedo y Angulo construcción que duro más de 20 años, posee características de los templos coloniales de acuerdo a bibliografías y documentos antiguos referidos a los pueblos andinos el templo San Pedro Apóstol de Quiquijana habría sido construido después del terremoto de 1650 que azoto al Cusco y a los pueblos cercanos, recientemente el templo colonial. (Ministerio de cultura,2019)

Figura 83.*Arquitectura del templo de Quiquijana*

Nota. ministerio de cultura,2019

actualmente en campo se realizó el siguiente diagnostico físico del templo colonial el cual está compuesto por:

❖ Sobrecimiento:

- ✓ Mampostería de piedra desordenada
- ✓ Altura de sobrecimientos 1.00 m

❖ Muros

Todo el perímetro del templo está compuesto por muros de adobe, y tiene un $e=1.40m$

❖ Contrafuertes

Por el exterior En la dirección longitudinal en la nave central cada tramo aleatorio se tienen contrafuertes de adobes que soportan a los muros, estas tienen dimensiones distintas entre 1.50 m x 1.50 hasta 2.50 m x 2.50 m. con una altura que varía desde 2.50 m a 3.00 m

❖ Techo y/o cobertura

- ✓ Cobertura teja artesanal
- ✓ Rollizos
- ✓ Carrizo
- ✓ Acabado con yeso

Figura 84.*Diagnóstico físico del templo de Quiquijana - 2024*

Nota. diagnóstico realizado en campo

Resultados

Resultados del objetivo específico 1: Determinar las propiedades mecánicas de los muros que constituyen el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana.

➤ Análisis granulométrico del adobe y el suelo

Se tienen los resultados de los tres análisis granulométricos realizados en laboratorio en los cuales aplicando la estadística descriptiva se obtiene un resultado promedio y confiable del análisis granulométrico del adobe empleado en la construcción del templo colonial.

Tabla 19.

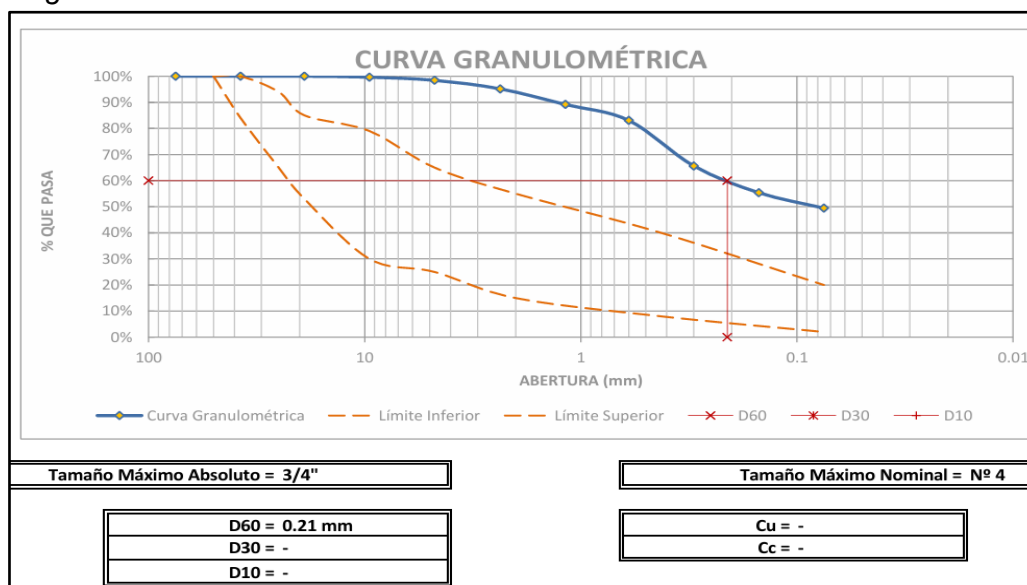
Análisis granulométrico por tamizado del adobe

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	Peso que pasa	% Retenido	% que pasa
3"	75	0.00	2323.00	0.00%	100.00%
1 1/2"	37.5	0.00	2323.00	0.00%	100.00%
3/4"	19	0.00	2323.00	0.00%	100.00%
3/8"	9.5	8.44	2314.56	0.36%	99.64%
N°4	4.75	27.78	2286.78	1.20%	98.44%
N°8	2.36	76.22	2210.56	3.28%	95.16%
N°16	1.18	139.04	2071.52	5.99%	89.17%
N°30	0.6	141.71	1929.81	6.10%	83.07%
N°50	0.3	405.46	1524.35	17.45%	65.62%
N°100	0.15	238.31	1286.04	10.26%	55.36%
N°200	0.075	137.04	1149.00	5.90%	49.46%
Cazuela	-	22.99	-	0.99%	-
Lavado	-	1125.00	-	48.47%	-
total, fracción retenida en lavado=		1196.99		100.00%	

Nota. resultados de laboratorio

Figura 85.

Curva granulométrica del adobe

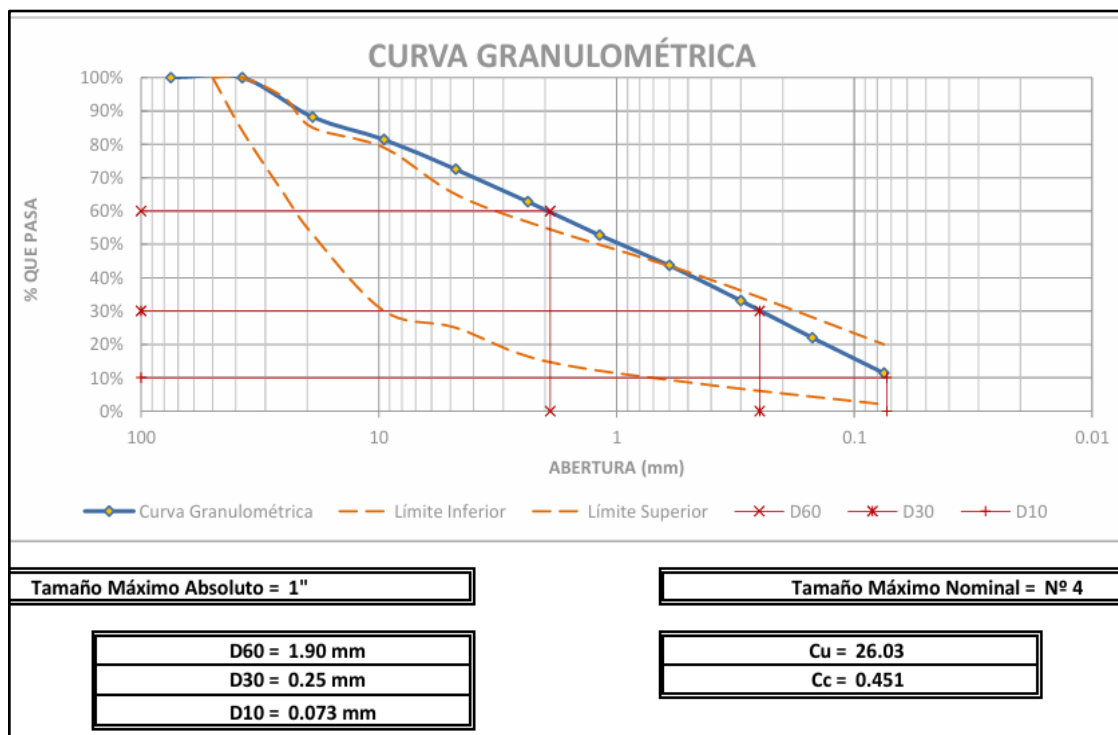


Nota. resultados de laboratorio

Tabla 20.*Análisis granulométrico por tamizado del suelo*

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido	Peso que pasa	% Retenido	% que pasa
3"	75	0.00	1307.00	0.00%	100.00%
1 1/2"	37.5	0.00	1307.00	0.00%	100.00%
3/4"	19	154.58	1152.47	11.82%	88.18%
3/8"	9.5	88.29	1064.18	6.76%	81.42%
N°4	4.75	116.37	947.81	8.90%	72.52%
N°8	2.36	127.32	820.49	9.74%	62.78%
N°16	1.18	130.94	689.55	10.02%	52.76%
N°30	0.6	118.50	571.05	9.07%	43.69%
N°50	0.3	138.68	432.83	10.58%	33.12%
N°100	0.15	145.82	287.01	11.16%	21.96%
N°200	0.075	138.68	148.33	10.61%	11.35%
Cazuela	-	17.12	-	1.31%	-
Lavado	-	131.00	-	10.04%	-
total, fracción retenida en lavado=		1175.79		100.00%	

Nota. resultados de laboratorio

Figura 86.*Curva granulométrica del suelo*

Nota. resultados de laboratorio

➤ **Límites de Atterberg del adobe y del suelo**

Se realizaron 03 ensayos de límites de Atterberg al adobe y al suelo para garantizar que los resultados sean los correctos, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados, obteniendo un resultado promedio final. Previo a ello En laboratorio Se utilizó el método de Casagrande para determinar los límites de consistencia, Con los equipos y herramientas especializadas para este tipo de trabajos.

Tabla 21.

Desviación estándar de resultados límite de Atterberg para el adobe

	M-1	M-2	M-3	Promedio	Desviación estándar
LL	28.52%	28.52%	28.52%	28.52%	0.000%
LP	16.49%	16.48%	16.49%	16.49%	0.005%
IP	12.03%	12.03%	12.02%	12.03%	0.005%

Nota. resultados de laboratorio

Tabla 22.

Desviación estándar resultados límite de Atterberg para el suelo

	M-1	M-2	M-3	Promedio	Desviación estándar
LL	22.94%	22.93%	22.94%	22.94%	0.005%
LP	11.64%	11.64%	11.64%	11.64%	0.000%
IP	11.30%	11.32%	11.30%	11.31%	0.009%

Nota. resultados de laboratorio

Interpretación: los valores del análisis de granulometría a las partículas que componen el adobe se han fijado en base a las partículas que pasan y las partículas que se retienen en un tamiz con apertura determinado logrando como resultado los siguientes porcentajes; porcentaje de grava 1.56 %, arena 43.08% y finos menores a la malla # 200

con 55.36 %. para el suelo el contenido en porcentaje de gravas 27.48 %, para arenas con 50.57% y para finos menores a la malla #200 de 21.96%.

como resultados en los ensayos de límite de atterberg para el adobe se obtuvo los valores de limite liquido 28.52%, limite plástico 16.49% e índice de plasticidad 12.03% y para el suelo los valores de limite liquido 22.94%, limite plástico 11.64% e índice de plasticidad 11.31%.

➤ Clasificación de suelos para el adobe y el suelo

Figura 87.

Clasificación de suelos del adobe - SUCS

DATOS PARA CLASIFICACIÓN		CRITERIOS PARA LA ASIGNACIÓN DE SÍMBOLOS DE GRUPO Y NOMBRE DE GRUPO CON EL USO DE ENSAYOS DE LABORATORIO			SÍMBOLO	NOMBRE DE GRUPO	
De Granulometría							
% de Gruesos = 50.54%							
% de Finos = 49.46%							
Total = 100.00%							
% de Grava = 1.56%							
% de Arena = 48.98%							
Total = 50.54%							
Fracción Gruesa							
% de Grava = 3.09%							
% de Arena = 96.91%							
Total = 100.00%							
Coeficientes							
Cu = -							
Cc = -							
De Límites de Consistencia							
LL = 28.52%							
LP = 16.49%							
IP = 12.03%							
Otros Datos							
Tipo = <i>Inorgánico</i>							
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más del 50% es retenido en la malla Nº 200	GRAVAS Más del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla Nº 4	GRAVAS LIMPIAS	Menos del 5% pasa la malla Nº 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada	
		GRAVAS CON FINOS	Más del 12% pasa la malla Nº 200	$Cu < 4$ ó $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada	
		GRAVAS LIMPIAS Y CON FINOS	Entre el 5 y 12% pasa malla Nº 200	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
				IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
				$4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC - GM	Grava limosa arcillosa	
				Cumple los criterios para GW y GM	GW - GM	Grava bien graduada con limo	
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS El 50% o más pasa la malla Nº 200	ARENAS El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla Nº 4	ARENAS LIMPIAS	Menos del 5% pasa la malla Nº 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada
			ARENAS CON FINOS	Más del 12% pasa la malla Nº 200	$Cu < 6$ ó $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada
			ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS	Entre el 5 y 12% pasa malla Nº 200	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa
				IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa	
				$4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC - SM	Arena limosa arcillosa	
				Cumple los criterios para SW y SM	SW - SM	Arena bien graduada con limo	
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	LIMOS Y ARCILLAS Limite Líquido menor que 50	Inorgánicos		IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	ML	Limo de baja plasticidad	
				IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL	Arcilla de baja plasticidad	
				$4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL - ML	Arcilla limosa	
	LIMOS Y ARCILLAS Limite Líquido 50 o mayor	Inorgánicos		(Limite Líquido secado al horno)/(Limite Líquido no secado) < 0.75	OL	Limo orgánico	
				Se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad	
				Se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad	
			(Limite Líquido secado al horno)/(Limite Líquido no secado) < 0.75	OH	Limo orgánico		
						Arcilla orgánica	
				Pt	Turba		

SC = Arena arcillosa

Nota. resultados de laboratorio de suelos

Figura 88.

Clasificación de suelos del suelo - SUCS

DATOS PARA CLASIFICACIÓN	CRITERIOS PARA LA ASIGNACIÓN DE SÍMBOLOS DE GRUPO Y NOMBRE DE GRUPO CON EL USO DE ENSAYOS DE LABORATORIO		SÍMBOLO	NOMBRE DE GRUPO
De Granulometría				
% de Gruesos = 88.65%	SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más del 50% es retenido en la malla N° 200	GRAVAS LIMPIAS Menos del 5% pasa la malla N° 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW Grava bien graduada
% de Finos = 11.35%		GRAVAS CON FINOS Mas del 12% pasa la malla N° 200	$Cu < 4$ ó $1 > Cc > 3$	GP Grava mal graduada
Total = 100.00%		GRAVAS LIMPIAS Y CON FINOS Entre el 5 y 12% pasa malla N° 200	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad $4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM Grava limosa GC Grava arcillosa GC - GM Grava limosa arcillosa
% de Grava = 27.48%		ARENAS LIMPIAS Menos del 5% pasa la malla N° 200	Cumple los criterios para GW y GM Cumple los criterios para GW y GC o para GW y GC - GM	GW - GM Grava bien graduada con limo GW - GC Grava bien graduada con arcilla
% de Arena = 61.17%		ARENAS CON FINOS Mas del 12% pasa la malla N° 200	Cumple los criterios para GP y GM Cumple los criterios para GP y GC o para GP y GC - GM	GP - GM Grava mal graduada con limo GP - GC Grava mal graduada con arcilla
Total = 88.65%		ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS Entre el 5 y 12% pasa malla N° 200	Cumple los criterios para SW y SM Cumple los criterios para SW y SC o para SW y SC - SM Cumple los criterios para SP y SM	SW - SM Arena bien graduada con limo SW - SC Arena bien graduada con arcilla SP - SM Arena mal graduada con limo
Fracción Gruesa		ARENAS CON FINOS Mas del 12% pasa la malla N° 200	Cumple los criterios para SP y SC o para SP y SC - SM IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad $4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SP - SC Arena mal graduada con arcilla ML Limo de baja plasticidad CL Arcilla de baja plasticidad CL - ML Arcilla limosa
% de Grava = 31.00%		ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS Entre el 5 y 12% pasa malla N° 200	(Límite Líquido secado al horno)/(Límite Líquido no secado) < 0.75	OL Limo orgánico Arcilla orgánica
% de Arena = 69.00%		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor que 50	Inorgánicos Orgánicos	MH Limo de alta plasticidad CH Arcilla de alta plasticidad
Total = 100.00%		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido 50 o mayor	Inorgánicos Orgánicos	OH Limo orgánico Arcilla orgánica
Coeficientes	SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Principalmente materia orgánica de color oscuro	Pt Turba	
Cu = 26.03	SP - SC = Arena mal graduada con arcilla y grava			
Cc = 0.451				
De Límites de Consistencia				
LL = 22.94%				
LP = 11.64%				
IP = 11.30%				
Otros Datos				
Tipo = <i>inorgánico</i>				

Nota. resultados de laboratorio de suelos

➤ **Propiedades mecánicas de muestras del adobe**

Se prepararon 06 muestras en forma de lados iguales con dimensiones de 0.10 x 0.10 x 0.10 m. se uniformizaron las áreas de las caras superior e inferior de los cubos de adobes utilizando una técnica del desgaste cuidadosamente, realizando el ensayo de compresión axial se obtuvieron los siguientes resultados de los cuales se toma para sacar el promedio los 4 mejores resultados que más se aproximan entre ellos.

Figura 89.

Ensayo de rotura a compresión de cubos de adobe.



Nota. ensayo en laboratorio

Tabla 23.

Propiedades de resistencia a la compresión de muestra de adobe.

Muestra	dimensiones y área				prop. mecánicas
	largo	ancho	altura	área	f _c (kg/cm ²)
1	10.01	10.00	10.00	100.10	10.08
2	10.00	10.00	10.00	10.00	9.96
4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
6	10.01	10.00	10.00	100.10	9.90
promedio total					9.99
media					9.99
desviación estándar					0.08
coeficiente de variación x 100					1%

Nota: resultados de laboratorio

➤ **Propiedades mecánicas del adobe más mortero de barro**

Figura 90.

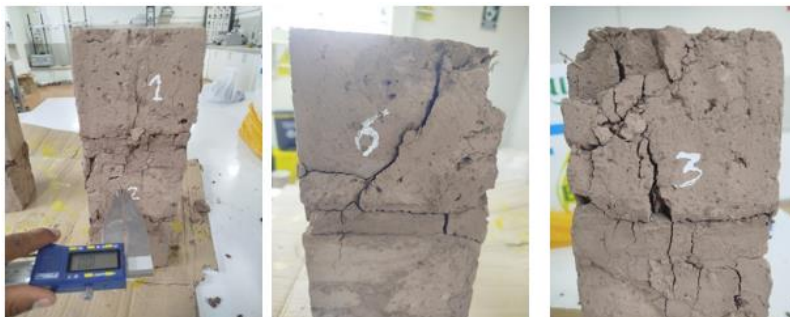
Ensayo de rotura de pilote de adobe más mortero de barro.



Nota. obtenido de laboratorio – maquina universal

Figura 91.

Medición de grietas y fallas en pilotes de adobes



Nota. realizado en laboratorio

Tras los ensayos y los resultados obtenidos en laboratorio se prosiguió a realizar la corrección del diagrama de esfuerzo - deformación y se calcularon los valores de las muestras de pilote del adobe más el mortero de barro del templo colonial en estudio, estos valores obtenidos fueron útiles para proveer de datos al Diana Fea V.10.5, de los tres ensayos realizados se seleccionó los datos para trabajar de la muestra que mejor comportamiento y resistencia logro. Siendo este la muestra N°2. Tal como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 24.

Propiedades de resistencia a la compresión de muretes

Muestra	dimensiones y área				prop. mecánicas
	largo (cm)	ancho (cm)	altura (cm)	área (cm)	f'c (kg/cm ²)
1	10.00	10.00	30.00	100.00	4.5
2	10.00	10.00	30.00	100.00	7.8
3	10.00	10.00	30.00	100.00	7.2
promedio total					6.5
media					0.05
desviación estándar					0.02
coeficiente de variación x 100					0.36

Nota. procesado en Excel 2013

Figura 92.

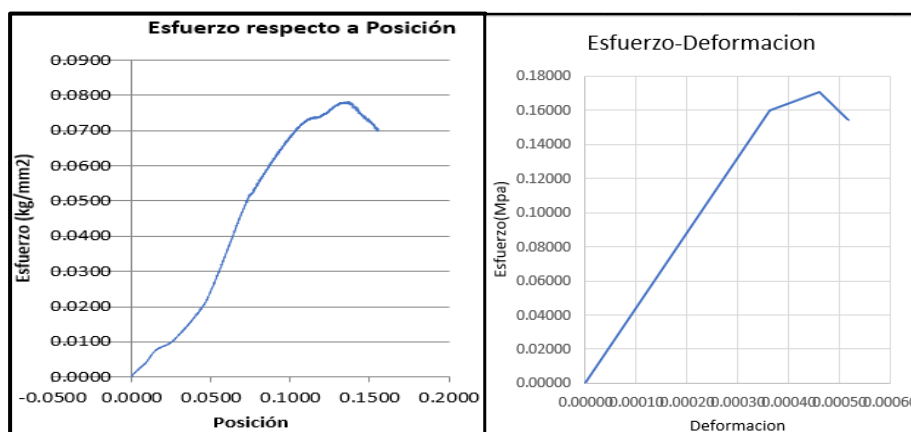
Gráficos de los ensayos realizados esfuerzo - deformación



Nota. obtenido de la maquina Universal – laboratorio

Figura 93.

Gráficos de esfuerzo – deformación (curva original vs curva corregida)



Nota. realizado en Excel 2013

Tabla 25.*Resultados obtenidos propiedades mecánicas del adobe - mortero*

Propiedad	valor	Und	valor	und	obs.
módulo de elasticidad	440	Mpa	44.88	kg/mm ²	propio
Fc	0.078	kg/mm ²			propio
energía de fractura a compresion	82.19	N/m	0.0083810476	kg/mm	propio
Densidad	1983.95	kg/m ³	1.98395e-6	kg/mm ³	propio
punto de fluencia:	0.073	Kg/mm ²			propio

Nota. procesado y realizado en Excel 2013**Tabla 26.***Comparación de valores obtenido con la norma e.080*

Muestras	Propiedad	Valor obtenido	Valor según normativa	und
cubo de adobe	resistencia a la compresion	9.99	10.2	kgf/cm ²
	Densidad	1983.95	1600	Kg/m ³
murete de adobe	Módulo de Young	440	200	Mpa
	resistencia a la compresion	7.80	6.12	kgf/cm ²
	Resistencia a la tracción	–	0.25	kgf/cm ²

Nota. realizado en Excel 2016

Interpretación: se realizaron el ensayo de 06 especímenes de cubos de adobe y se han obtenido en promedio de 9.99 kg/cm² a compresión axial. La normativa peruana E-080, recomienda como mínimo 10.20 kg/cm² a compresión axial. El templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana posee más de 395 años y su estructura de adobe posee una fragilidad. En los ensayos en laboratorio de los muretes adobe más mortero de barro se obtuvo una resistencia de 7.80 kg/cm² y la norma e.080 indica que como mínimo debería ser 6.12 kg/cm, lo que indica que la resistencia de los muros del templo colonial está sobre el mínimo requerido según la norma.

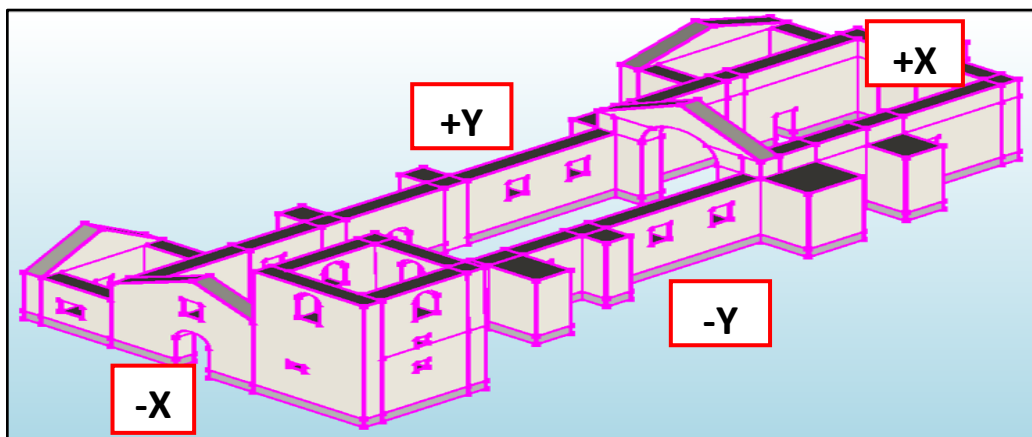
Resultados del Objetivo específico 2: Obtener los valores de los puntos de desempeño ante cargas sísmicas en cada dirección del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana obtenido mediante el análisis pushover.

➤ **Modelamiento**

Para determinar la curva de capacidad o curva Pushover, y calcular el punto de desempeño, previo a ello como pasos importantes se realizó la obtención del plano geométrico del templo colonial y así mismo realizar el modelamiento sólido 3D estructural del templo San Pedro Apóstol de Quiquijana, y aplicándole las carga de gravedad y cargas laterales según la aceleración calculado con la norma e.080 corresponde 0.29g de aceleración máxima del suelo y analizando los resultados obtenidos se propondrá un sistema de reforzamiento adecuado para este tipo de estructuras coloniales. Previo a ello se definieron las direcciones para aplicar las fuerzas horizontales.

Figura 94.

Definición de direcciones, para las direcciones X-X, Y-Y.



Nota. elaborado con diana fea v. 10.5

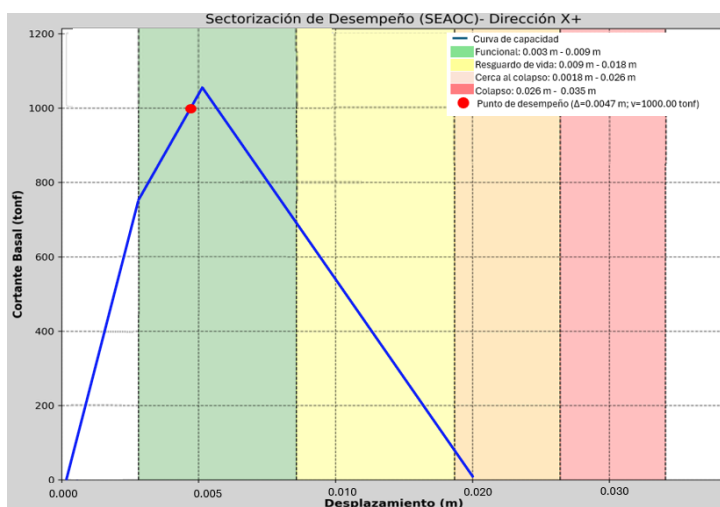
➤ **Análisis pushover**

Para, (Lourenco, 2020), El análisis Pushover es un método para analizar un edificio sometido a cargas gravitacionales y aumentar gradualmente las cargas horizontales sobre la estructura. construcción, los materiales de construcción cambian de un estado elástico a un rango inelástico, así mismo se obtienen la cortante basal con estos dos datos se

realiza la curva Pushover, cabe recalcar que el análisis pushover no culmina con la obtención de la curva de capacidad, ya que para concluir con el análisis se necesita realizar el cálculo del punto de desempeño y la sectorización respectiva de la curva de capacidad. En nuestro caso, se aplicaron las dos cargas del análisis estático no lineal pushover la carga gravitacional de su propio peso de la estructura y una carga lateral incremental (pushover) el cual está en base a la aceleración de la gravedad de acuerdo al SUC de la norma e.0.80, en las direcciones X+, X-; Y+, Y-. Para la orientación Y+, se definió la parte lateral donde se encuentra el ingreso secundario en la nave central, y para la dirección Y- se definió la parte lateral de la nave central lado de la pista principal. Se realizó el análisis pushover aplicando el patrón de cargas laterales se obtuvieron los siguientes resultados del punto de desempeño.

Figura 95.

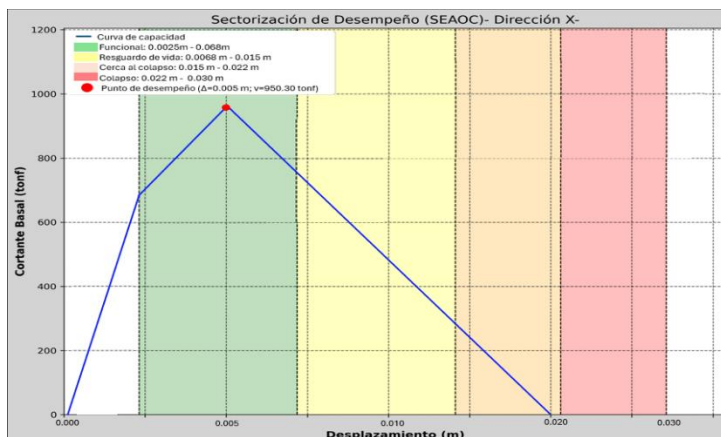
Curva de desempeño SEAOC - dirección X+



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 96.

Curva de desempeño SEAOC - dirección X-



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Tabla 27.

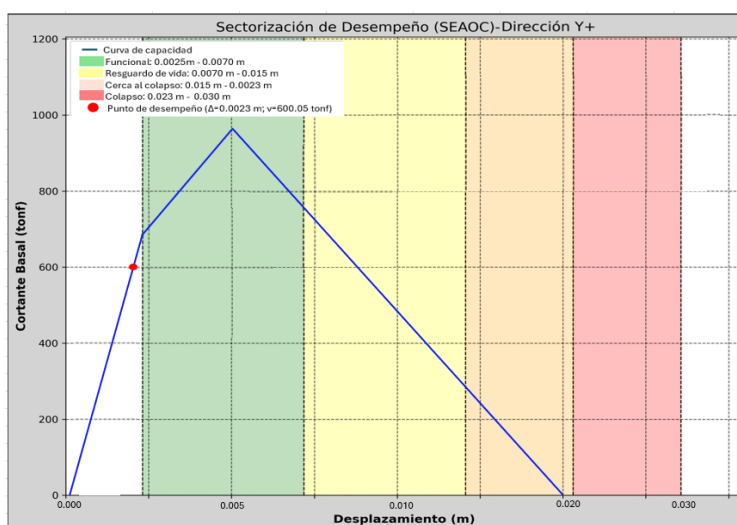
Puntos de desempeño en las direcciones X+, X-.

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplaz. (m)	Desplaz. (mm)
X+	muro posterior lado ingreso principal	1000.00	0.0047	4.7
X-	muro lado del presbiterio	950.30	0.0050	5.0

Nota: resultado de análisis

Figura 97.

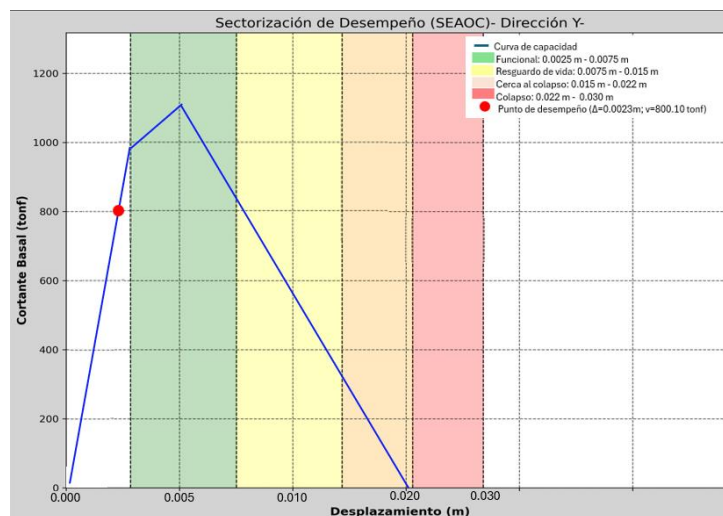
Sectorización de desempeño dirección y+ – (SEAOC).



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 98.

Curva de desempeño SEAOC, dirección Y-.



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Tabla 28.

Puntos de desempeño en las direcciones Y+, Y-.

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplaz. (m)	Desplaz. (mm)
Y+	muro lateral de la nave principal, ingreso lateral.	600.05	0.0023	2.3
Y-	muro lateral de la nave principal, pista principal	800.10	0.0023	2.3

Nota. resultados de análisis

Se observa que la cortante basal varía en cada dirección, esto es debido a que la cortante basal en un análisis pushover representa la suma de las fuerzas cortantes en la base de cada piso, y estas fuerzas son diferentes en cada sentido en el que se aplica las cargas debido a la irregularidad de la estructura y los contrafuertes que existen de apoyo en cada eje.

Finalmente se puede observar que, el comportamiento estructural del templo colonial si tiene un buen desempeño estructural frente a las cargas aplicadas según el análisis pushover y los cálculos de los valores de los puntos de desempeño en cada dirección aplicando el ASCE-41 y el SEAOC visión 2000 que son normas internacionales

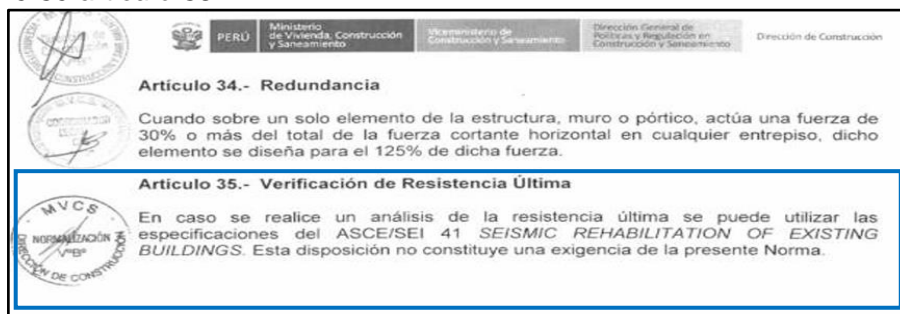
que se emplearon en el presente trabajo de investigación, como se pudo observar el punto de desempeño casi en todas las direcciones están dentro de la zona de “Funcional” sin embargo según las deformaciones obtenidas en el modelado con Diana FEA, se obtuvieron las mayores deformaciones en la parte alta de la torre campanario y en las partes altas de sacristía y capilla bautismal, por lo que se recomienda un sistema de refuerzo en estos puntos.

Interpretación: El templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, por los años de antigüedad que permanece de pie desde su edificación, tiene una geometría irregular y su principal material de construcción es el adobe, cuenta con muros de espesor de 1.4 m de ancho, también posee contrafuertes de adobe, estructuralmente la cimentación y el sobrecimiento es continuo hasta una altura de 1.00 m, así mismo en el presente estudio se han realizado los ensayos y pruebas en laboratorio, además al desconocer de una máxima aceleración que puede resistir una estructura se puede aplicar los valores que recomiendan las normativas peruana en este caso los factores de Z o las aceleraciones máximas del suelo (PGA) de acuerdo al lugar o zona donde se ubica la estructura en estudio (Lourenco, 2020), según los valores de los parámetros del “SUC” de la normativa peruana e-080, y realizando los cálculos se obtuvo que para Cusco y específicamente para el templo colonial en estudio es de 0.29g, que es una aceleración máxima del suelo. Como resultado para el templo San Pedro Apóstol de Quiquijana, al realizarse el análisis Pushover para las direcciones X+, X-, Y+, Y-, se obtuvieron los puntos de desempeño en los cuales se tienen los valores de cortante basal de un min. 600.05 ton/f. hasta max.1000.00 ton/f. y un desplazamiento de un min. 2.3 mm. hasta un máx. de 5.0 mm. el cual se puede determinar que la máxima deformación se tiene en la dirección de X- que es el lado transversal que da al lado de la puerta de ingreso principal lado donde se encuentra la torre campanario, así mismo en el modelado en Diana FEA en las deformaciones se observó que hay mayor deformación en la parte alta de la torre campanario y en la parte alta del arco del presbiterio y altar mayor, lo cual en estas direcciones se requiere de algún sistema de reforzamiento estructural.

Así mismo cabe resaltar que los gráficos de las curvas de capacidad, punto de desempeño, resistencia ultima y la sectorización de desempeño a la curva de capacidad son de acuerdo a la normativa American Society of Civil Engineers (ASCE-41) y el SEAOC visión 2000 estas normativas describen procedimientos sistemáticos basados en desempeño de una estructura que utilizan principios basados en el rendimiento para evaluar edificios existentes para que resistan los efectos de los sismos. Así pues, las normativas son las más adecuadas para realizar el presente trabajo de investigación además es recomendada por la misma norma peruana e-030 que recomienda usarla en su artículo 35.

Figura 99.

Norma e - 0.30 articulo 35



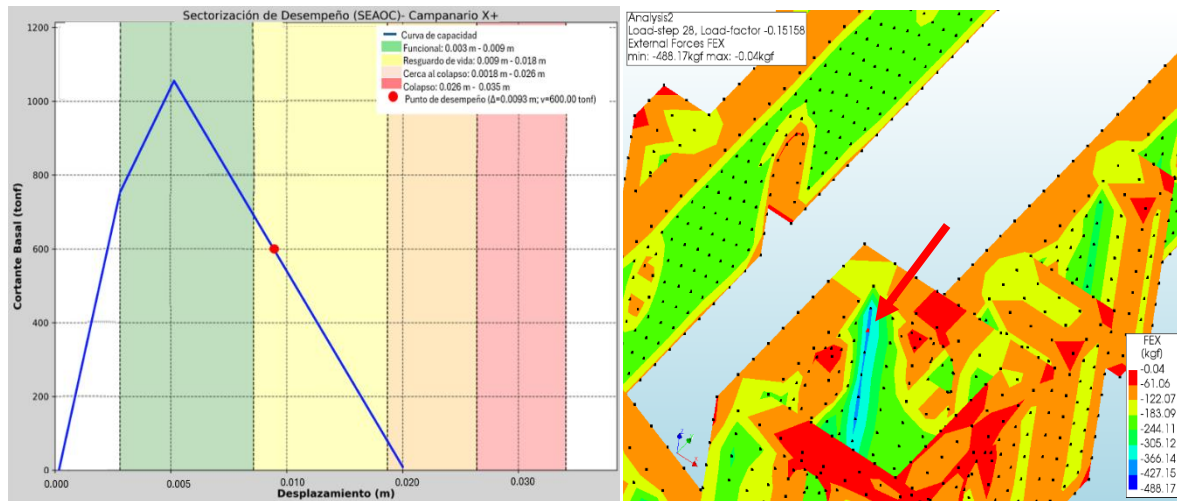
Nota. obtenido de e. 030

Resultados del objetivo específico 3: Determinar una propuesta de reforzamiento adecuada ante cargas cortantes debido a los sismos para el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana de acuerdo a las normativas vigentes

Realizado el análisis pushover a la estructura del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana en el objetivo 2, si bien es cierto los puntos de desempeño en el análisis global en las direcciones X+,X-,Y+,Y- se encuentran dentro de la zona “funcional” y las estructuras no falla, sin embargo al realizar un análisis más a detalles en cada sector del templo, se pudo detectar que hay esquinas que si llegan al rango de resguardo de vida y se salen del rango lineal pasando a la región no lineal es por ello que se realizó el refuerzo de estos puntos críticos y se propuso el refuerzo con mallas electrosoldadas, se verifico su funcionalidad y eficiencia del refuerzo mediante modelado en Diana FEA.

Figura 100.

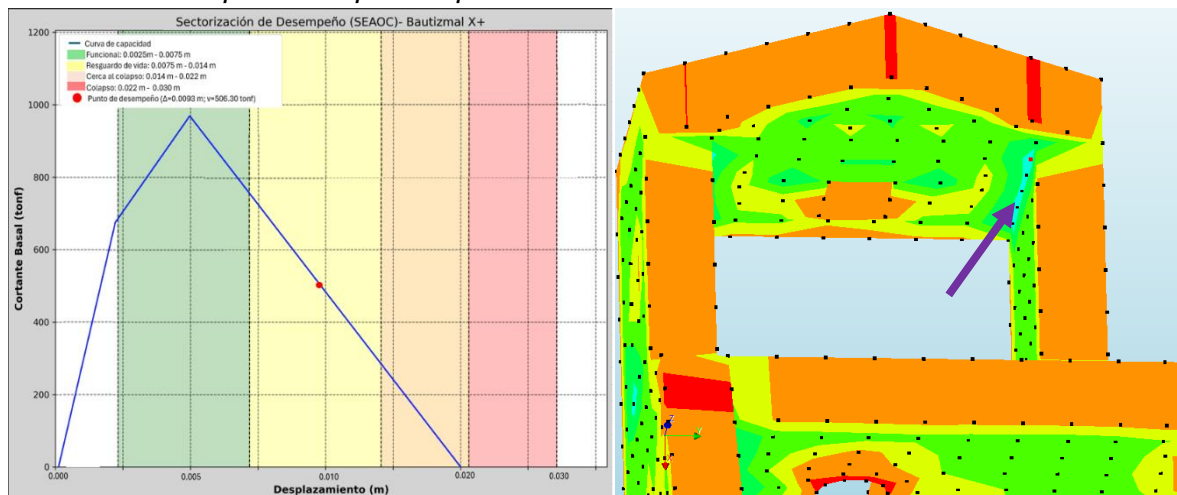
Punto de desempeño – 1ra esquina superior campanario



Nota. elaborado con diana fea v. 10.5

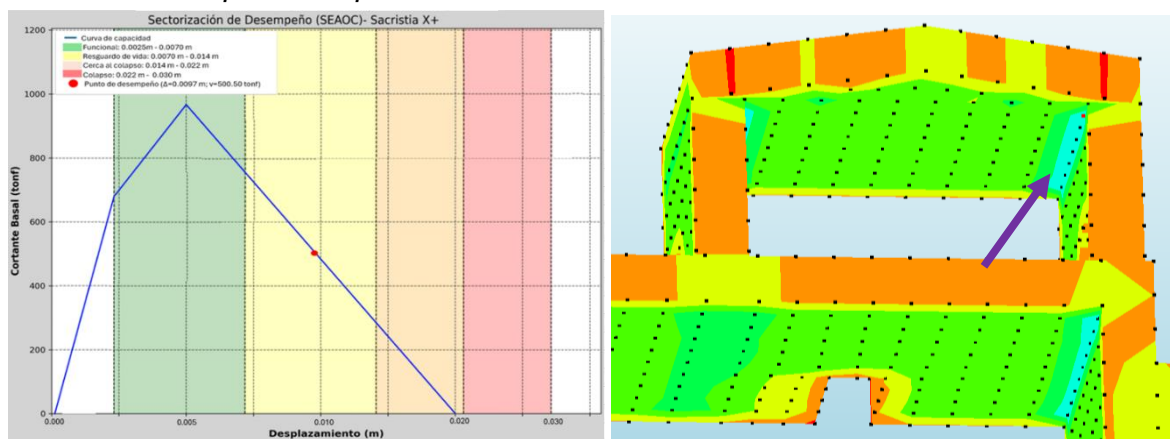
Figura 101.

Punto de desempeño - esquina capilla bautismal



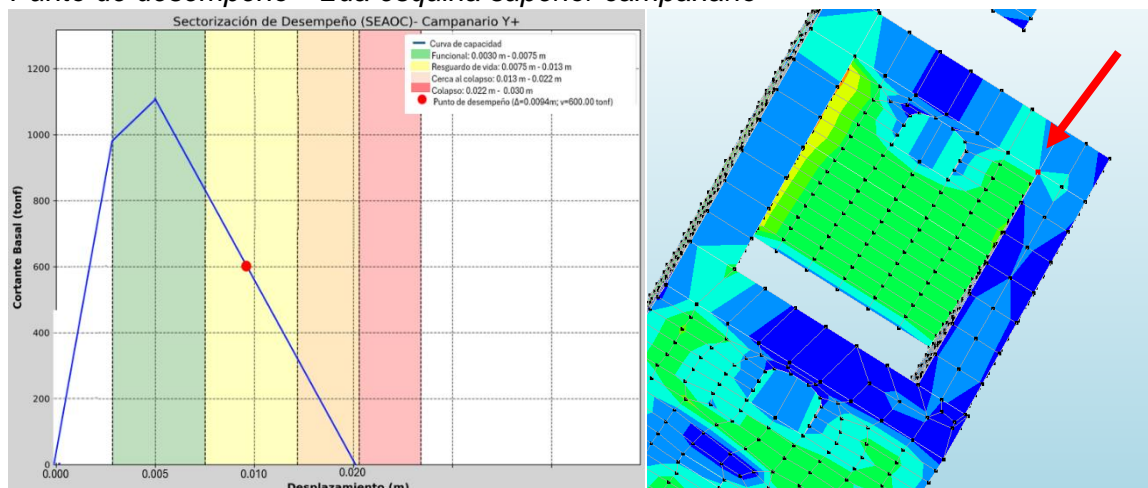
Nota. elaborado con diana fea v. 10.5

Figura 102.

Punto de desempeño - esquina sacristia

Nota. elaborado con diana fea v. 10.5

Figura 103.

Punto de desempeño – 2da esquina superior campanario

Nota. elaborado con diana fea v. 10.5

Tabla 29.

puntos de desempeño en puntos críticos sin refuerzo

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	torre campanario	600.00	0.0093	9.3
X+	capilla bautismal	506.30	0.0093	9.3
X+	sacristia	500.50	0.0093	9.3
Y+	torre campanario	600.00	0.0094	9.4

Nota. elaborado con Excel 2016

Se observo que estas esquinas son puntos críticos a reforzar, ya que al analizarse las deformaciones por la fuerza producida en esos puntos específicos se con su curva de capacidad y su valor de desempeño se encuentran en el rango de “resguardo de vida”, es por ello que se realizó la propuesta de reforzamiento aplicando mallas electrosoldadas.

Propuestas de reforzamiento estructural

➤ Malla electrosoldada y mortero de barro

Figura 104.

Propuesta de reforzamiento según norma e.070

PROPUESTA DE NORMA E.070 ALBAÑILERÍA	
CAPITULO 20 REPARACIÓN Y REFUERZO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA	
Artículo 73.- Alcance	El presente capítulo es aplicable a construcciones de albañilería existentes y a estructuras dañadas. Es aplicable al patrimonio histórico inmueble en cuanto sea compatible con las recomendaciones de las cartas internacionales de conservación.
Artículo 74.- Criterios generales	El proceso de reparación o refuerzo de una estructura de albañilería requiere, en primer lugar, determinar cuáles son las causas de los daños y la degradación, y después, evaluar el grado de seguridad que dichas estructuras ofrecen. En la intervención estructural de construcciones existentes, el cumplimiento de todos los artículos de la presente norma puede no ser viable de llevar a la práctica. En estos casos, se debe cumplir con los objetivos de seguridad estructural según el numeral 2.1 mediante otras soluciones técnicas debidamente sustentadas con análisis específicos y otras consideraciones aplicables al caso.
Los refuerzos externos son de dos tipos:	
-	Refuerzo externo adherido a la superficie del muro, en cuyo caso consiste de mallas de un material resistente a la tracción que se adhiere superficialmente al muro de albañilería mediante una matriz de transferencia que puede ser de material polímero o cementicio. El refuerzo puede ser mallas electro soldadas , mallas de polipropileno o mallas de fibra. En todo caso se debe asegurar el comportamiento del conjunto como un material compuesto.
-	Refuerzo externo no adherido que consiste en cables de acero anclados o postensados cuya función es el confinamiento de los muros y mantener la integridad de la edificación.

Nota. obtenido de norma e.070, 2019

Las mallas electrosoldadas para refuerzo de muros de adobe son alambres soldadas entre sí las varillas soldadas en forma vertical y horizontal forman cocadas de distintos diámetros de acuerdo al uso que se desea dar, las mallas electrosoldadas se utilizan para aumentar la resistencia a tracción de los muros de adobes especialmente ante las cargas sísmicas. Estas mallas se aplican tanto en el interior como en el exterior de los muros para un mejor funcionamiento. El reforzamiento se realizó en los puntos críticos que se detectó en base a los desplazamientos y las fuerzas cortantes detectando que hay

esquinas en sectores como la parte superior de la torre campanario, capilla bautismal y sacristía que sufren más daño, el refuerzo ayudara a los muros a que tengan un mejor comportamiento ante los sismos, para ello se prosiguió a realizar el modelado y análisis respectivo con distintos diámetros y cocadas, mediante los modelados se verifico que el diámetro de 2 mm con cocadas de 50mm x 50mm, son las más adecuadas.

Reforzamiento con mallas electrosoldadas D=2mm, cocadas de 50mmx50mm

Para definir, la malla electrosoldada más optima a emplear en el reforzamiento de los puntos más críticos detectados en el análisis pushover, se realizó modelando mallas electrosoldadas de refuerzo con diferentes diámetros y cocadas en el software Diana FEA V.105. Determinando de esa forma el diámetro y las cocadas de la malla a emplear para el reforzamiento de los muros, así mismo se obtuvo las propiedades mecánicas de las mallas electrosoldadas, para proveer los datos al software Diana FEA.

Tabla 30.

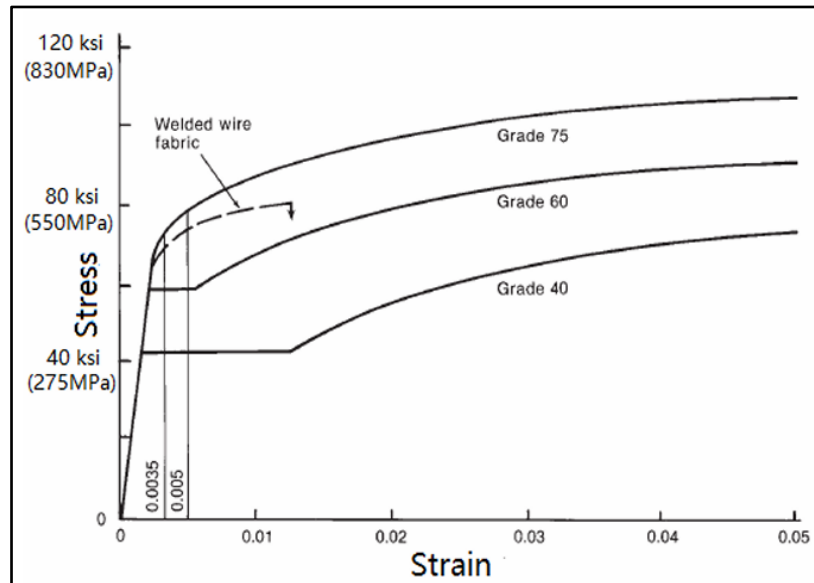
Propiedades mecánicas del acero para Diana FEA

Propiedad Mecánica	Valor	und	fuelle
Módulo de Young E	200000	N/mm ²	ntp-e.060
limite elástico	450	N/mm ²	TRIFM – mallas electrosoldadas
deformación ultima al final del límite elástico	0.003		University of Toledo
deformación máxima	0.0128		University of Toledo
tensión máxima	515	N/mm ²	TRIFM – mallas electrosoldadas

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 105.

Limite elástico y deformación máxima-malla electrosoldada



Nota. obtenido de (University of Toledo, 2025)

Figura 106.

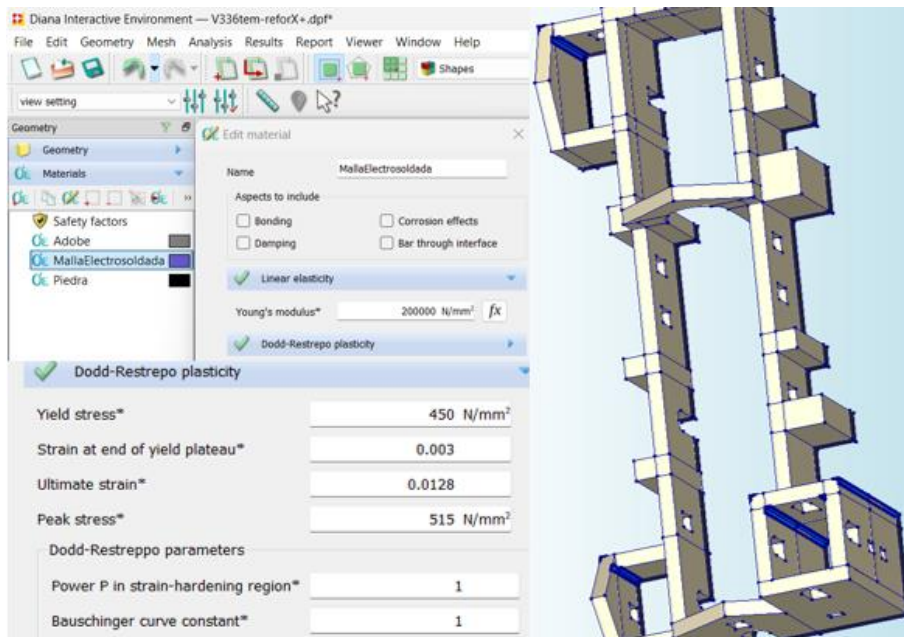
Ficha técnica malla electrosoldada – TRIFM

	ESPECIFICACION TECNICA DE PRODUCTOS	Preparado por: Jose Ayala – Jefe de Calidad			
	MALLA ELECTROSOLDADA DE 2" X 2" #10	Aprobado por: Gerencia General			
CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y FISICAS					
Largo	Ancho	Separación entre Longitudinales	Separación entre Transversales	Diámetro Nominal	Peso M2
1.0 a 25mt. Tolerancia +1%	2.00mt. Tolerancia +/-13	50mm.	50mm. +/- 13mm	2 mm	2.80 +/-2%
CARACTERISTICAS MECANICAS					
Resistencia	Fluencia	Elongación	Doblez	Resistencia al cizalle de la Soldadura	Materia Prima
52.50 Kg/mm2	45.90 Kg/mm2	4.5%	1d	Calculo de torque min. 18 Nm. Max. 20Nm. En Punto de soldadura	Alambre galvanizado
Resistencias	Und (Mpa)				
Resistencia a la tracción	515 min.				
Esfuerzo de fluencia	450 min.				

Nota. obtenido de TRIFM,2025

Figura 107.

Asignación de propiedades - malla electrosoldada en Diana FEA

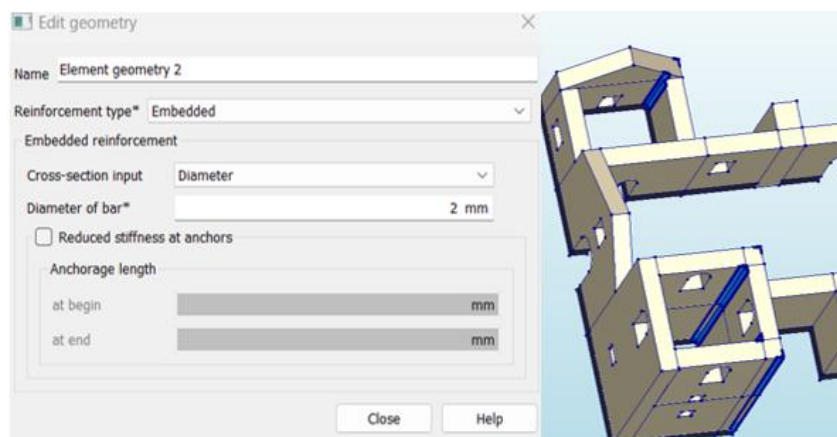


Nota. realizado en Diana FEA v.10.5

Se realizó el análisis del templo en estudio aplicando el refuerzo de la malla electrosoldada de diámetro 2 mm con cocadas de 50 mm en Diana FEA se configura estas características de la malla electrosoldada, y se prosigue a realizar el análisis pushover.

Figura 108.

Malla de diámetro 2mm con cocadas de 50 mm



Nota. realizado con Diana FEA

Figura 109.

Punto de desempeño ASCE-41 con – reforzado dirección X+

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

c0	1.00	a	60
c1	1.92	te(seg)	0.12
ke(tonf/m)	60886.13	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	12249.00	Vy (tonf)	740
ti(seg)	0.26	W(tonf)	6828
c2	1.05	cm	1
Punt. Desemp.(cm)	0.19	ustrg	1.74

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where
 a = Site class factor;
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C;

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$

where
 T_i = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_i = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

$\mu_{strength} = \frac{S_u}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$

where S_u is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 110.

Punto de desempeño ASCE-41 – reforzado dirección X-

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

c0	1	a	60
c1	1.44	te(seg)	0.16
ke(tonf/m)	104673.91	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	40436.00	Vy (tonf)	863.00
ti(seg)	0.26	W(tonf)	6828.00
c2	1.02	cm	1.00
Punt. Desemp.(cm)	0.27	ustrg	1.68

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where
 a = Site class factor;
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C;

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$

where
 T_i = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_i = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

$\mu_{strength} = \frac{S_u}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$

where S_u is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 111.

Punto de desempeño ASCE-41 – reforzado dirección Y+

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

c0	1.00	a	60.00
c1	1.48	te(seg)	0.16
ke(tonf/m)	340392.00	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	90392.00	Vy (tonf)	1153.00
ti(seg)	0.31	W(tonf)	6828.00
c2	1.03	cm	1.00
Punt. Desemp.(cm)	0.27	ustrg	1.72

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where
 a = Site class factor:
 = 130 for Site Class A or B;
 = 90 for Site Class C;

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$$

where
 T_i = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_i = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$$

where S_a is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 112.

Punto de desempeño ASCE-41 – reforzada dirección Y-

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

c0	1.00	a	60.00
c1	1.51	te(seg)	0.16
ke(tonf/m)	192960.78	sa(g)	0.29
ki(tonf/m)	50694.00	Vy (tonf)	1123.00
ti(seg)	0.31	W(tonf)	6828.00
c2	1.03	cm	1.00
Punt. Desemp.(cm)	0.28	ustrg	1.76

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings*		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken as greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where
 a = Site class factor:
 = 130 for Site Class A or B;

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

where
 S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$$

where
 T_i = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;
 K_i = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and
 K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

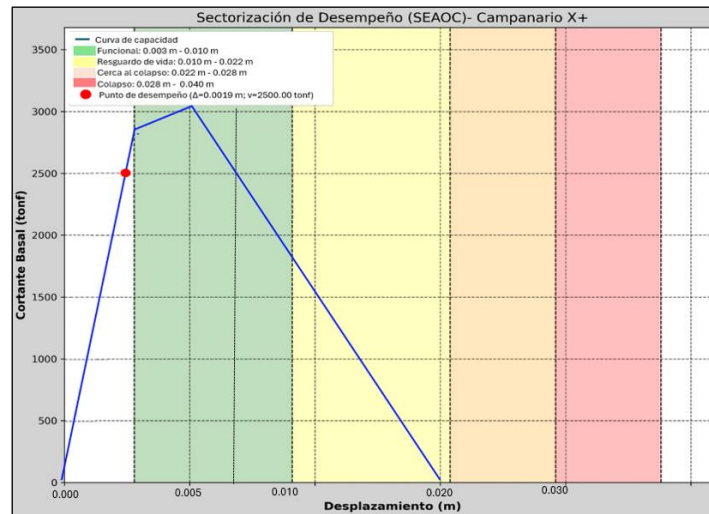
$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (7-31)$$

where S_a is defined above and
 V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;
 W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and
 C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 s.

Nota. realizado en Excel 2016

Figura 113.

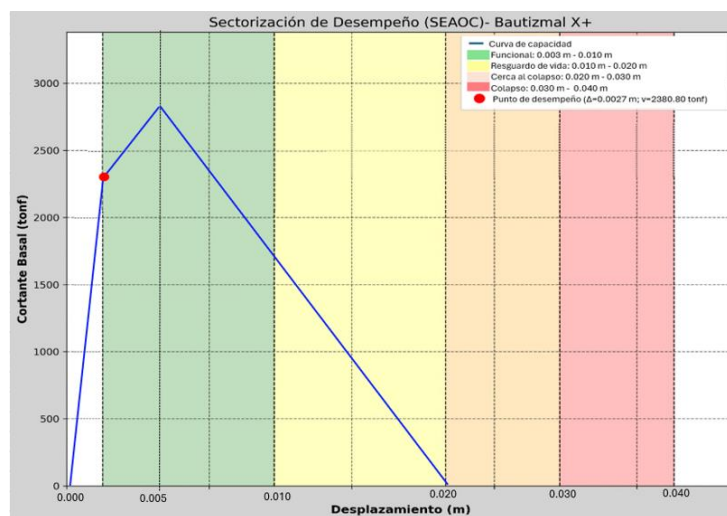
punto de desempeño con refuerzo – 1era esquina campanario



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 114.

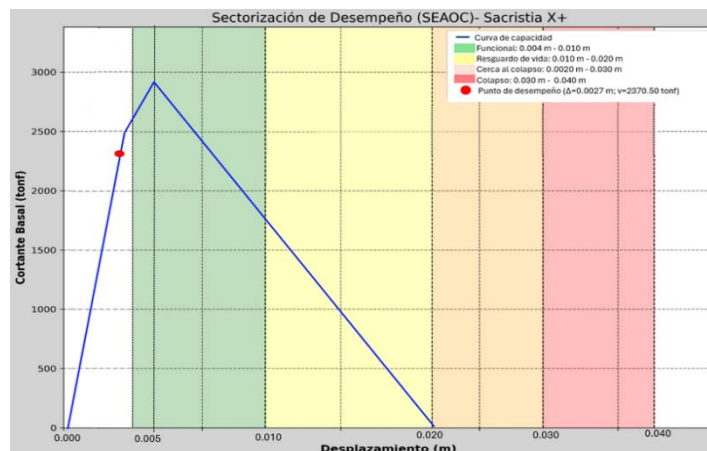
Punto de desempeño con refuerzo – esquina capilla bautismal



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 115.

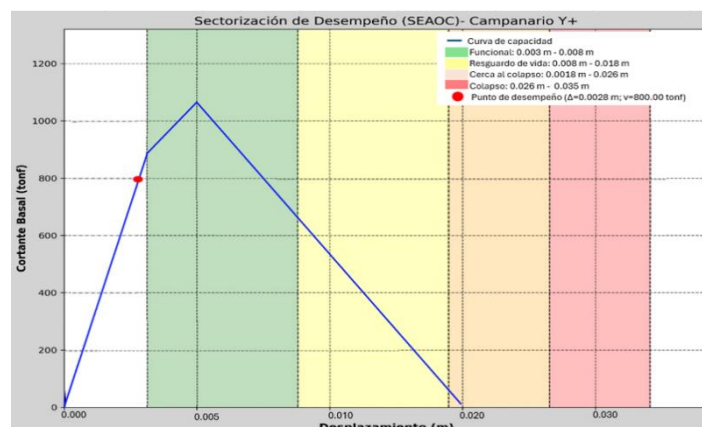
Punto de desempeño con refuerzo – esquina sacristia



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 116.

Punto de desempeño con refuerzo – 2da esquina campanario



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Tabla 31.

Resultados puntos de desempeño – esquinas con refuerzo

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplaz. (m)	Desplaz. (mm)
X+	torre campanario	2500	0.0019	1.9
X+	capilla bautismal	2180.80	0.0019	1.9
X+	sacristia	1998.50	0.0019	1.9
Y+	torre campanario	800.00	0.0027	2.7

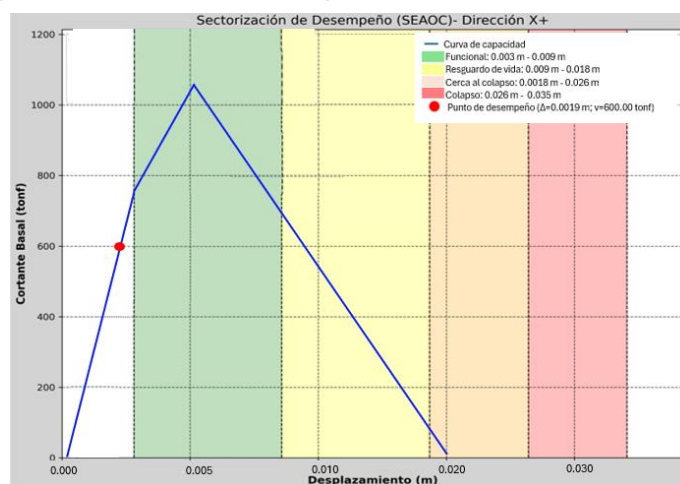
Nota. elaborado en Excel 2016

Se pudo observar que la malla electrosoldada en los puntos críticos si hizo efecto mejorando el comportamiento por desempeño en esos puntos críticos teniendo mejor resistencia y ductilidad aporte de la malla electrosoldada.

Así mismo con el refuerzo realizado en las esquinas (puntos críticos) se volvió a evaluar toda la edificación en global para ver si también genero algún tipo de aporte en la resistencia, en el cual se obtuvo los siguientes resultados, donde se observó que también el punto de desempeño mejoro e ingresa al rango lineal.

Figura 117.

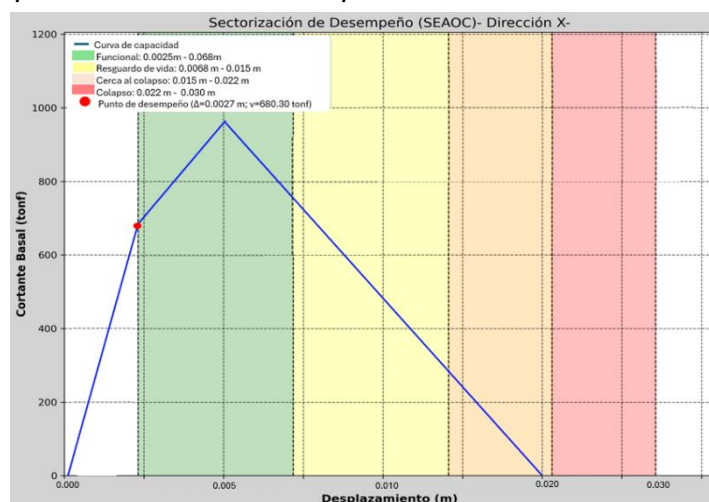
Curva de desempeño con refuerzo en esquinas - dirección X+



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 118.

Curva de desempeño con refuerzo en esquinas - dirección X-



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Tabla 32.

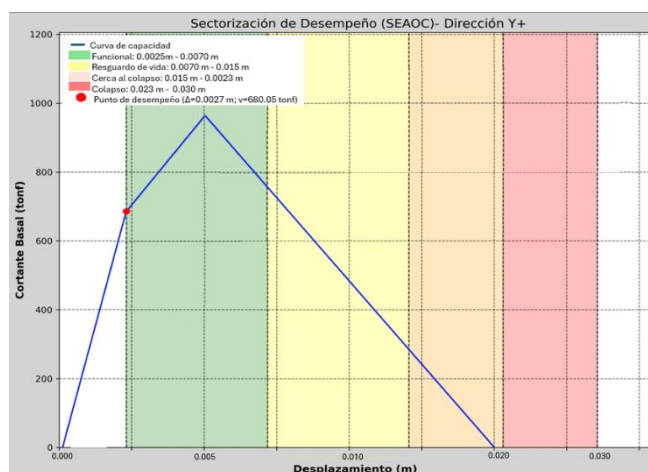
Puntos de desempeño en las direcciones X+, X-.

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplaz. (m)	Desplaza. (mm)
X+	Parte muro transversal posterior lado ingreso principal	600.00	0.0019	1.9
X-	Parte muro transversal lado del presbiterio	680.30	0.0019	1.9

Nota. resultado de análisis

Figura 119.

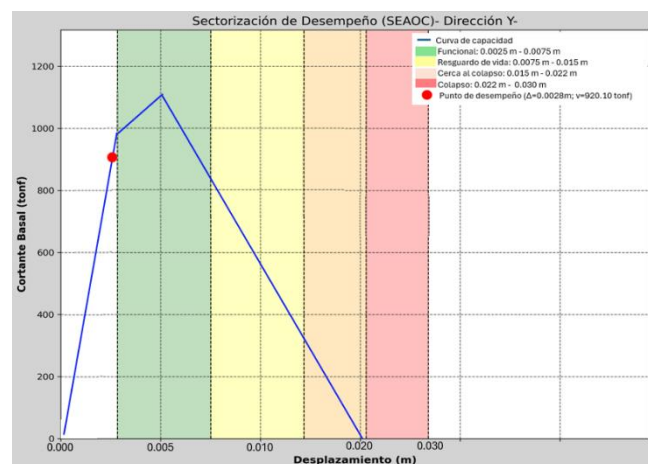
Sectorización de desempeño con refuerzo en esquinas dirección y+



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Figura 120.

Curva de desempeño con refuerzo en esquinas, dirección Y-



Nota. realizado con Python v.3.9.13

Tabla 33.*Puntos de desempeño en las direcciones Y+, Y-.*

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
Y+	nave principal, ingreso lateral.	680.05	0.0027	2.7
Y-	lado de la pista principal Cusco - sicuani	920.10	0.0028	2.8

Nota. resultados de análisis**Instalación de malla electrosoldada**

Mediante iteración por modelados se determinó y opto por las mallas electrosoldadas de diámetro de 2.0 mm con cocadas cuadradas de 50 mm ya que mediante modelado se pudo demostrar que si mejora el desempeño estructural y reduce los desplazamientos, estas mallas son de alta resistencia y de una empresa con experiencia en proveer este tipo de mallas, la malla se colocó en las esquinas que cubren 50 cm a cada lado del eje de la esquina en las dos caras interior y exterior del muro , esta malla es de alta resistencia que puede soportar las demandas de carga ya que nos ofrece una resistencia a la tracción de 515 Mpa. finalmente instalado las mallas, se recubrirá con mortero de barro de un espesor 2 cm. Viabilidad de la propuesta: Estas mallas no necesitan anclar ni en la cimentación ni en el techo, por tanto, no se modificará su arquitectura del templo colonial.

Figura 121.*Malla electrosoldada instalación y recubrimiento**Nota.* Obtenido de Daniel Quiun, 2015

Discusión

➤ Discusión 1:

Objetivo específico 1: Determinar las propiedades mecánicas de los muros que constituyen el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana.

Para (Condori, 2022), citado como antecedente, en su trabajo de investigación realizaron investigaciones sobre las propiedades granulométricos del adobe, que cuenta con una antigüedad con más de IV siglos el cual está construido en su mayoría de adobe y siendo este un material muy frágil, se determinó el contenido en porcentaje de finos y gruesos.

Tabla 34.

Resultados granulometría del adobe templo Santa María Magdalena-2022

Granulometría de adobe templo de Ayacucho	
material	%
grava	19.75
arena	37.29
finos	42.96

Nota. obtenido de (Condori, 2022)

En el presente trabajo de investigación se obtuvo el siguiente resultado de los 03 ensayos granulométricos realizados para el adobe.

Tabla 35.

Resultados granulometría del adobe templo de Quiquijana-2024

Granulometría de adobe del templo de Quiquijana	
material	%
grava	1.56
arena	48.98
finos	49.46

Nota. resultados de laboratorio

Para (Condori, 2022), citado como antecedente, se realizó los ensayos de límites de Atterberg, se obtuvo para el adobe los siguientes resultados para; Limite Liquido LL= 35.45 %, limite plástico LP= 31.09 y índice de plasticidad IP=4.36%

En el presente ensayo de límites de Atterberg, realizados a los materiales del adobe del templo de San Pedro Apóstol de Quiquijana se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 36

Resultados de los límites de Atterberg del adobe – templo de Quiquijana

Limite liquido	28.52%
Limite plástico	16.49%
índice plástico	12.03%

Nota. resultados de laboratorio

Realizando un análisis comparativo de resultado obtenidos por otros autores en sus trabajos de investigación y con los valores obtenidos en los diferentes ensayos y análisis obtenidos en el presente trabajo, se tienen:

Para, (Cuadros, 2020), citado como antecedente, en su tesis: “Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica, Perú”, realizó la rotura de 06 muestras de adobes en el cual obtuvo un valor de ruptura a la compresion de 5.71 kg/cm². De resistencia.

Para (Condori, 2022), citado como antecedente, en su trabajo de tesis: “Evaluación estructural y determinación de la vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal Pushover del templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022” en sus ensayos de rupturas de sus muestras de adobes, logro obtener un valor en promedio de 8.47 kg/cm²,

En el presente trabajo de investigación en los ensayos de ruptura a compresion realizadas a las muestras del adobe del templo de San Pedro Apóstol de Quiquijana se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 37.

Propiedades de resistencia a la compresión de muestras cubos de adobe.

Muestra	dimensiones y área				prop. mecánicas
	largo	ancho	altura	área	f'c (kg/cm2)
1	10.01	10.00	10.00	100.10	10.08
2	10.00	10.00	10.00	10.00	9.96
4	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
6	10.01	10.00	10.00	100.10	9.90
promedio total					9.99
media					9.99
desviación estándar					0.08
coeficiente de variación x 100					1%

Nota. resultados de laboratorio

Tabla 38.

Resultados obtenidos propiedades mecánicas del adobe - mortero

Propiedad	valor	Und	valor	und	obs.
módulo de elasticidad	440	Mpa	44.88	kg/mm2	propio
Fc	0.078	kg/mm2			propio
energía de fractura a compresion	82.19	N/m	0.0083810476	kg/mm	propio
Densidad	1983.95	kg/m3	1.98395e-6	kg/mm3	propio
punto de fluencia:	0.073	Kg/mm2			propio

Nota. procesado y realizado en Excel 2013

Tabla 39.

Comparación de valores obtenido con la norma e.080

Muestras	Propiedad	Valor obtenido	Valor según normativa	und
cubo de adobe	resistencia a la compresion	9.99	10.2	kgf/cm2
	Densidad	1983.95	1600	Kg/m3
murete de adobe	Módulo de Young	440	200	Mpa
	resistencia a la compresion	7.80	6.12	kgf/cm2
	Resistencia a la tracción	_	0.25	kgf/cm2

Nota. realizado en Excel 2016

Comparativamente se han obtenido una resistencia promedio de la resistencia a compresion del adobe mayores a los resultados de los ensayos realizados por, (Cuadros, 2020) y (Condori, 2022) sin embargo La normativa peruana E-080, recomienda como

mínimo la resistencia a compresión axial de 10.2 kg/cm² en muestras de cubos de adobes y 6.12 kg/cm² en pilotes de adobe más mortero. El material de adobe como parte estructural del templo en estudio está cumpliendo los límites recomendados, así mismo se obtuvo un módulo de elasticidad y densidad mayor al que recomienda la norma e.080

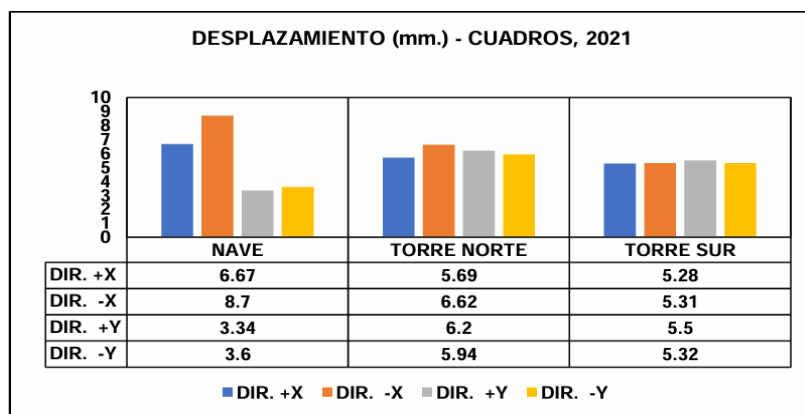
➤ **Discusión 2:**

Objetivo específico 2: Obtener los valores de los puntos de desempeño ante cargas sísmicas en cada dirección del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana obtenido mediante el análisis pushover.

Para, (Cuadros, 2020), citado como antecedente, en el desarrollo del trabajo de investigación denominada: “Análisis estructural avanzado del Templo de Huaytará-Huancavelica”, aplicando un factor de carga en cada dirección, se obtuvieron desplazamientos horizontales de 3.34 mm. hasta 8.7 mm. Después de superar la capacidad máxima de desempeño en la curva Pushover.

Figura 122.

Resultados desplazamientos – cuadros, 2021



Nota. obtenido de (Cuadros,2021)

Para, (Condori, 2022), citado como antecedente, en el desarrollo del trabajo de investigación, Evaluación estructural y vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal Pushover, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 40.*resultados desplazamiento Dirección X-X; Condori,2021*

Dirección	Ubicación	Factor de carga (g)	Desplazamiento (mm)
+X	parte superior del muro lateral, norte de la nave	0.19	29.2
	parte superior del muro lateral, del transepto norte.	0.19	6.02
	parte superior del muro lateral, del presbiterio	0.19	6.46
-X	parte superior del muro lateral, sur de la nave	0.16	7.22
	parte superior del muro lateral, del presbiterio sur	0.16	15.8
	parte superior del muro lateral, del transepto sur	0.16	6.6
	parte superior del muro lateral, de la sacristía	0.17	17.8

Nota. obtenido de (Condori,2021)

Tabla 41.*Resultados desplazamiento dirección Y-Y; Condori,2021*

Dirección	Ubicación	Factor de carga (g)	Desplazamiento (mm)
+Y	parte superior de hastial altar	0.14	0.95
	parte superior de transepto sur	0.14	1.05
	parte superior, del transepto norte	0.14	1.12
	parte superior, de la sacristia	0.12	0.86
-Y	parte superior, de la fachada principal del templo.	0.11	3.88

Nota. obtenido de (Condori,2021)

Para el presente trabajo de investigación realizado al templo en estudio San Pedro Apóstol de Quiquijana, Quispicanchi, Cusco. Realizando el análisis del comportamiento sísmico por el análisis no lineal Pushover en el software Diana fea V. 10.5 se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 42.*Cortante basal y desplazamiento en las direcciones X+, X-.*

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	muro transversal lado ingreso principal y torre	1000.00	0.0047	4.7
X-	muro transversal lado del presbiterio	950.30	0.0050	5.0

Nota. resultado de análisis pushover**Tabla 43.***Cortante basal y desplazamiento en las direcciones +Y, -Y.*

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
+Y	muro lateral nave principal, ingreso lateral.	600.05	0.0023	2.3
-Y	muro lateral nave principal, lado de la pista principal	800.10	0.0023	2.3

Nota: resultado de análisis Pushover

Así mismo en el presente trabajo de investigación se pudo obtener los valores de desempeño para la edificación sin refuerzo y aplicando refuerzo en las esquinas que fallan.

Tabla 44.

Puntos de desempeño en las direcciones X-X; Y-Y – sin refuerzos

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	muro transversal posterior lado ingreso principal	1000.00	0.0047	4.7
X-	muro transversal lado del presbiterio	950.30	0.0050	5.0
Y+	muro lateral de la nave principal, ingreso lateral.	600.05	0.0023	2.3
Y-	muro lateral de la nave principal, lado de la pista principal	800.10	0.0023	2.3

Nota. resultado de análisis**Tabla 45.**

Puntos de desempeño en las direcciones X-X; Y-Y – con refuerzos

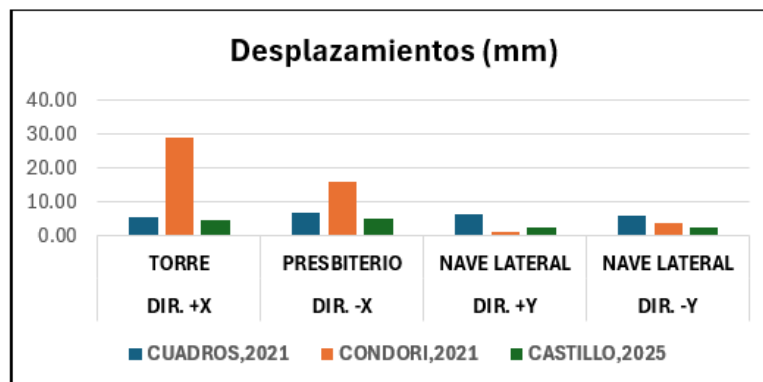
Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	muro transversal posterior lado ingreso principal	600.00	0.0019	1.9
X-	muro transversal lado del presbiterio	680.30	0.0027	2.7
Y+	muro lateral de la nave principal, ingreso lateral.	680.05	0.0027	2.7
Y-	muro lateral de la nave principal, lado de la pista principal	920.10	0.0028	2.8

Nota. resultado de análisis

Finalmente se realizó el grafico comparativo con los resultados obtenidos en anteriores estudios citados en los antecedentes y el presente estudio realizado al templo en estudio, para realizar el análisis y comparación de resultados.

Figura 123.

Comparación de resultados de desplazamientos



Nota. obtenido en Excel

Con el método y las ecuaciones del ASCE- 41 se obtuvieron los valores de desempeño en la sectorización de acuerdo al SEAOC, siendo resultados más óptimos obtenidos para la dirección X-X se tienen fuerzas que oscila desde 950.30 ton/f hasta 1000.00 ton/f y valores de desempeño de 4.7 mm a 5.00mm. y para la dirección Y-Y, se tiene una fuerzas que oscilan de 600.05 ton/f al 800.10 ton/f y valores de desempeño que oscila de 2.3 mm a 2.3 mm. Comparativamente en los estudios de (Cuadros, 2021) y (Condori, 2021) en su análisis Pushover los resultados obtenidos en el presente estudio se asemejan a los resultados de (Cuadros, 2021). Así mismo en el presente trabajo para obtener los desplazamientos y los puntos de desempeño se aplicaron de igual manera los dos casos de cargas que exige el análisis pushover, los cuales fueron la carga por gravedad y la aceleración sísmica de acuerdo a la norma e.080 que fue de 0.29g obteniendo así las cortantes basales y las derivas, se pudo ver el comportamiento estructural por desempeño del templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana en el cual se determinó que la estructura tiene un buen comportamiento estructural.

➤ **Discusión 3:**

Objetivo específico 3: Determinar una propuesta de reforzamiento adecuada ante cargas cortantes debido a los sismos para el templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana de acuerdo a las normativas vigentes.

Para (Quiroz, 2021), citado como antecedente, En su tesis donde plantea el

reforzamiento con mallas electrosoldadas en las viviendas de adobes, en los ensayos experimentales que se realizó obtuvo los siguientes resultados, para los muretes sin reforzamiento se obtuvo una cortante máximo de 0.47 kgf/cm², y después de reforzarlo con mallas electrosoldada a los muretes, con mallas electrosoldadas de ½" en sus lados interior y exterior se observó el incremento en la capacidad de resistir mayor carga cortante en un 33.61 %.

Para el presente trabajo de investigación se propuso el reforzamiento de estructuras con Malla Electrosoldada de 2 mm de diámetro con cocadas de 50 mm esta propuesta de reforzamiento se aplicó en las esquinas donde se vio que fallaban al aplicársele las cargas sísmicas, estas fueron 04 esquinas, 02 und ubicadas en la torre campanario, 01 und en la capilla bautismal y 01 und en sacristia, este refuerzo consiste en colocar una malla electrosoldada y mortero de barro en los muros, se colocarán las mallas de acero de diámetro de 2.00 mm con cocadas cuadradas de 50 mm. En el cual se pudo ver como mejoro el comportamiento estructural del templo colonial.

Tabla 46.

Incremento de capacidad de carga de muros de adobes

Dirección	Lado	sin refuerzo (mm)	con refuerzo (mm)	incremento de capacidad de carga (%)
+Y	muro lateral de la nave principal, ingreso lateral.	48.00	16.00	33.33
-Y	muro lateral de la nave principal, lado de la pista principal Cusco - sicuani	56.00	20.00	35.71
+X	muro transversal posterior lado ingreso principal	73.00	37.00	50.68
-X	muro transversal lado del presbiterio	73.00	28.00	75.67

Nota. realizado en Excel 2016

VI. Conclusiones

1. Como conclusión en los ensayos de ruptura a compresión de las muestras de cubos de adobe, se obtuvo una resistencia a compresión de 9.85 kgf/cm²., sin embargo, la norma E.080 recomienda una resistencia de 10.20 kgf/cm², por lo que el valor obtenido difiere en un 0.97%, en el caso del ensayo a compresión del murete de adobe más mortero, se obtuvo una resistencia de 7.80 kgf/cm y la norma E.080 establece que tienen que ser min. 6.12 kgf/cm, en este caso la resistencia de ensayo realizado supero a lo establecido en la norma en un 0.78%. Así mismo se logró obtener en laboratorio el diagrama esfuerzo-deformación, mediante el cual se logró obtener el módulo de elasticidad de nuestro pilote adobe más junta de barro siendo este valor de 440 Mpa, y la norma recomienda un módulo de elasticidad de 200Mpa. En conclusión, el valor obtenido en el presente trabajo de investigación es mayor al recomendado por la norma e.080. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para las muestras de cubo de adobes, pilotes de adobes más juntas y los valores recomendados por la norma e.080.

Tabla 47.

Resultados de las propiedades mecánicas del murete

Muestras	Propiedad	Valor obtenido	Valor según normativa	und
cubo de adobe	resistencia a la compresion	9.99	10.20	kgf/cm ²
	Densidad	1983.95	1600	Kg/m ³
murete de adobe	Módulo de Young	440	200	Mpa
	resistencia a la compresion	7.80	6.12	kgf/cm ²
	Resistencia a la tracción	—	0.25	kgf/cm ²

Nota. realizado en Excel 2016

2. Con el Análisis Estático No Lineal, método de Pushover, aplicado al templo colonial San Pedro Apóstol de Quiquijana, se lograron obtener las curvas de capacidad y el punto de desempeño para cada dirección definida respectivamente, en las gráficas de las curvas de capacidad adjuntadas en la sección de resultados se observa la relación

entre la cortante basal versus los desplazamientos así mismo la curva de capacidad esta sectorizada de acuerdo al SEAOC, para poder definir en que rango se ubica el punto de desempeño este a su vez calculado de acuerdo al método del ASCE - 41 para cada punto de desempeño en cada dirección, donde se observó que estos puntos se encuentran dentro del rango de “funcionalidad” y “resguardo de vida” concluyendo que el templo colonial tienen un buen desempeño y comportamiento estructural ante los sismos raros 10%/50 años. Por otra parte, se concluye que los muros de altura menores a 3.00 m. sí garantizan su estabilidad ante aceleraciones de 0.29g ya que no se obtuvo deformaciones considerables en estas zonas y esto debido a que en todo el perímetro del templo se cuenta con contrafuertes debidamente distribuidas. Como conclusión a continuación se muestra el cuadro con los valores del punto de desempeño de la edificación sin reforzamiento.

Tabla 48.

Punto de desempeño – templo sin refuerzo

	<i>dirección</i>	Cortante basal	desplazamiento
+Y	muro lateral de la nave principal, ingreso lateral.	600.05 ton/f	2.3 mm
-Y	muro lateral de la nave principal, lado de la pista principal Cusco - sicuani	800.10 ton/f	2.3 mm
+X	muro transversal posterior lado ingreso principal	1000.00 ton/f	4.7 mm
-X	muro transversal lado del presbiterio	950.30 ton/f	5.0 mm

Nota. realizado en Excel 2016

Tabla 49.*Punto de desempeño – esquinas sin refuerzo*

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	torre campanario	600.00	0.0093	9.3
X+	capilla bautismal	506.30	0.0093	9.3
X+	sacristia	500.50	0.0093	9.3
Y+	torre campanario	600.00	0.0094	9.4

Nota. realizado en Excel 2016

3. Se plantea la propuesta de reforzamiento en los puntos críticos detectándose que estos puntos que fallan son las esquinas en algunos sectores, al analizar toda la edificación se detectaron 04 esquinas que falla, 02 und en la parte alta de la torre campanario, 01 und en la capilla bautismal y 01 und en el sector de sacristia, siendo estos los puntos más afectados, donde se sufrió mayor deformación y según el análisis del punto de desempeño son las estructuras que colapsan ante la aceleración sísmica de 0.29g, ya que el punto de desempeño esta fuera de los márgenes permisibles que garantizan la estabilidad de una estructura, la propuesta consiste en el reforzamiento de las estructuras más críticas del templo con la malla electrosoldada, el diámetro y las cocadas de la malla se definió mediante la iteración de las mallas mediante modelado en Dina FEA finalmente se determinó que la malla electrosoldada a emplear para el reforzamiento del templo colonial es la malla electrosoldada de diámetro de 2.00 mm con cocadas cuadradas de 50 mm, ya que cumple con la resistencia a la tracción requerida y con esta malla electrosoldada se llega a cumplir que el punto de desempeño este dentro de los márgenes de resguardo de vida y funcionalidad que es lo que indica que se cumpla según la normativa visión 2000 SEAOC. finalmente instalado la malla, se recubrió con mortero de barro de un espesor 2 cm y sin alterar la arquitectura del templo. A continuación, se muestran los cuadros con los valores de los puntos de desempeño con refuerzo.

Tabla 50.*Punto de desempeño para el templo colonial – con refuerzo*

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	muro transversal posterior lado ingreso principal	600.00	0.0019	1.9
X-	muro transversal lado del presbiterio	680.30	0.0027	2.7
Y+	muro lateral de la nave principal, ingreso lateral.	680.05	0.0027	2.7
Y-	muro lateral de la nave principal, lado de la pista principal	920.10	0.0028	2.8

Nota. realizado en Excel 2016**Tabla 51.***Resultados puntos de desempeño – esquinas con refuerzo*

Dirección	Ubicación	Cortante basal (ton/f)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
X+	torre campanario	2500	0.0019	1.9
X+	capilla bautismal	2180.80	0.0019	1.9
X+	sacristía	1998.50	0.0019	1.9
Y+	torre campanario	800.00	0.0027	2.7

Nota. elaborado en Excel 2016

VII. Recomendaciones

1. Se recomienda, adquirir equipos calibrados y confiables para realizar ensayos de tracción, ya que no contar con los equipos necesarios, conlleva a emplear datos que fueron ensayados en otros trabajos de investigación en otras regiones o localidades.

2. Se recomienda, apoyar y brindar facilidades por parte de las instituciones encargadas de los patrimonios culturales para poder realizar trabajos de investigaciones multidisciplinarios para encontrar soluciones ante las problemáticas que pueden causar daños a estos monumentos y así garantizar la existencia a largo plazo de estos monumentos históricos

3. Se recomienda, seguir realizando futuros trabajos de investigación respecto a los templos coloniales y seguir realizando más ensayos necesarios para validar y dar confiabilidad a los valores mecánicos del adobe que ya se disponen de trabajos anteriores y de ser el caso poder actualizarlos.

4. Se recomienda, incentivar e impulsar para continuar realizando trabajos de análisis sísmicos de templos coloniales y patrimonios históricos en cusco y poder comparar los resultados obtenidos en trabajos de investigación a nivel regional del cusco.

VIII. Referencias

Cuadros, Emerson (2020) análisis estructural avanzado del templo de Huaytará-Huancavelica, Perú, tesis para obtener el grado de magister en la UNIVERSITAT POLITECNICA DE CATALUNYA BARCELONATECH

Lourenço P, Oliveira D, Leiter J, Ingham I, Modena C, Porto F (2013). Simplified indexes for the seismic assessment of masonry buildings: International database and validation. Engineering Failure Analysis, vol.34, 585-605. Disponible in <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1350630713000757>

Condori, Pedro (2022) “Evaluación estructural y determinación de la vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal Pushover del templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil: Universidad Cesar Vallejo

Kubiak, Monika (2021), Evaluación Estructural Para Determinar el Riesgo Sísmico de la Casona Diego Ladrón de Guevara, Ayacucho - 2021. tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil: Universidad Cesar Vallejo

Valdez, Máximo (2020). Comportamiento estructural de Monumentos Históricos mediante metodologías convencionales - iglesia San Cristóbal, Ayacucho 2020. Tesis para obtener título profesional de Ingeniero Civil: Universidad Cesar Vallejo- Lima.

Vargas, Hillary (2018). Reparación de grietas en construcciones históricas de tierra en áreas sísmicas. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú - Lima.

Vargas, Rony (2021). Vulnerabilidad sísmica para una propuesta de reforzamiento estructural del templo de San Felipe Caracoto - San Román - Puno, 2021. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil de la Universidad Cesar Vallejo

Cruz. (2019). Evaluación estructural de construcciones históricas con métodos de identificación modal -2019. Trujillo: Universidad Privada del Norte.

Noel, María (2021). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de iglesias andinas coloniales típicas a partir de análisis límite cinemático y el método N2. Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú - Lima.

Briceño Carolina (2016). diagnóstico estructural y análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú – Lima

Flores y Paucar, (2019). “análisis de vulnerabilidad sísmica en el templo colonial del distrito de Chinchero, provincia de Urubamba,2017, para obtener el título de ingeniero civil en la universidad nacional san Antonio abad del Cusco.

Díaz, A. Y. (2015). “Determinación de La Vulnerabilidad Sísmica de la Casona. Cajamarca: Universidad Privada del Norte.

Apaza, John (2021) Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento del templo San Andrés Apóstol - Atuncolla – Puno – 2021, tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil en la Universidad Cesar Vallejo

Valderrama, Santiago (2002). Pasos para elaborar proyectos de investigación científica. Lima, edit. San Marcos: ISBN: 978-612-302-878-7.

Lourenço, Paulo. (2009). Evaluation and Structural diagnosis: Structural systems and components”, “Field evaluation no destructive tests”. University of Minho ISISE Guimarães Brites Journal Internacional de Patrimonio Arquitectónico: Conservación, Análisis y Restauración.

Tecana American University niveles de investigación disponible en la página web, <https://tauniversity.org/los-niveles-de-investigacion>

Mendoza, Jover (2015) artículo Restauración Templo San Pedro Apóstol de Quiquijana, tecnología de la conservación UNSAAC-2015 disponible en la página web

<https://es.scribd.com/document/283037178/restauracion-templo-san-pedro-apostol-de-quiquijana>

Quiroz Hugo, (2021) En su tesis titulada “Propuesta de reforzamiento estructural de viviendas de adobe utilizando mallas de acero electrosoldadas en Huarangal – Carabaylo” tesis para obtener el grado de ingeniero civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

Los anexos, panel fotográfico y otros documentos están resguardados en la oficina de repositorio digital institucional en la Biblioteca Central de la Universidad Tecnológica de los Andes