



**UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Licenciatura en Ingeniería Civil

Tesis de grado

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL ANTE EVENTOS SÍSMICOS DEL TEMPLO
PARROQUIAL SANTIAGO APÓSTOL EN CARTAGO Y LA IGLESIA
INMACULADA CONCEPCIÓN DE UJARRÁS MEDIANTE LA
APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS LÍMITE.**

Franklin Alberto Rojas Rodríguez.

Tutor: Ing. Julian Trejos Villalobos.

Heredia, mayo 2017



TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: "Análisis estructural ante eventos sísmicos del Templo Parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la Iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás mediante la aplicación del Método de Análisis Límite", presentado por el estudiante: Franklin Rojas Rodríguez, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:




ING. JULIÁN TREJOS VILLALOBOS

TUTOR



ING. ANDRÉS ARGUEDAS MIRANDA

LECTOR



ING. JOSÉ MARÍA ULATE ZÁRATE

REPRESENTANTE DE RECTORÍA



“Carta Autorización del autor(es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016

Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.

Yo (Nosotros):

Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con " ; "

Rojas Rodríguez Franklin Alberto

De la Carrera / Programa: Licenciatura en Ingeniería Civil

autor (es) del (de la) *(Indique tipo de trabajo):* Tesis de Grado
titulado:

Análisis Estructural ante eventos sísmicos del templo parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás mediante la aplicación del método de análisis límite.

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página web institucional, así como medios electrónicos en general, internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos dentro o fuera de la Red Laureate, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo con lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de esta.

La presente autorización se extiende el día *(Día, fecha)* 18 del mes mayo del año 2017 a las 2 pm. Asimismo declaro bajo fe de juramento, conociendo las consecuencias penales que conlleva el delito de perjurio: que soy el autor(a) del presente trabajo final de graduación, que el contenido de dicho trabajo es obra original del (la) suscrito(a) y de la veracidad de los datos incluidos en el documento. Eximo a la Universidad Latina; así como al Tutor y Lector que han revisado el presente, por las manifestaciones y/o apreciaciones personales incluidas en el mismo, de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores *Según orden de mención al inicio de ésta carta:*

COMITÉ ASESOR

ING. JULIÁN TREJOS VILLALOBOS
TUTOR

ING. ANDRÉS ARGUEDAS MIRANDA
LECTOR

ING. JOSÉ MARÍA ULATE ZÁRATE
REPRESENTANTE DE RECTORÍA

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR TUTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 11 de mayo, de 2017

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título Análisis estructural ante eventos sísmicos del Templo Parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la Iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás mediante la aplicación del Método de Análisis Límite, por parte del estudiante: Franklin Alberto Rojas Rodríguez, como requisito para que el citado estudiante puedan optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,


Ing. Julián Trejos Villalobos.

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 11 de mayo, de 2017

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título Análisis estructural ante eventos sísmicos del Templo Parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la Iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás mediante la aplicación del Método de Análisis Limite, por parte del estudiante: Franklin Alberto Rojas Rodríguez, como requisito para que el citado estudiante puedan optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,



Ing. Andrés Arguedas Miranda.

San Rafael de Heredia, 15 de mayo de 2017

Señores
Universidad Latina de Costa Rica

Estimados señores:

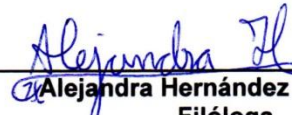
En mi calidad de filóloga, hago constar que he revisado el trabajo para optar por el grado de licenciatura en Ingeniería Civil, bajo el título:

Análisis estructural ante eventos sísmicos del templo parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás mediante la aplicación del método de análisis límite, elaborado por el estudiante Franklin Alberto Rojas Rodríguez.

La revisión se hizo en la parte morfosintáctica, forma, estilo, redacción, puntuación y ortografía; por lo cual este trabajo está listo en tales aspectos para ser presentado ante la Universidad.

Atentamente,

Alejandra Hernández Arguedas
Filóloga
Teléfono 22 37 61 66
San Rafael de Heredia


Alejandra Hernández Arguedas
Filóloga
Cédula 4 193 626
Carné 66820 del Colegio de
Licenciados y Profesores en Letras,
Filosofía, Ciencias y Artes

AGRADECIMIENTOS

Quisiera utilizar estas líneas para agradecer a todos aquellos que han colaborado en la realización del presente trabajo, primeramente, a Dios, porque “Él es quien da a todos vida y aliento y todas las cosas” (RV60, Hechos 17:25). Estoy en deuda con Él, pues no sólo me proveyó todo lo económicamente necesario, sino también me dio la capacidad de adquirir, retener y aplicar todos los conocimientos impartidos a lo largo de la carrera.

Al Ing. Julian Trejos, director de esta investigación, tanto por la aportación de la idea inicial como por su disponibilidad para aclarar mis dudas, su prontitud de respuesta y su supervisión continua.

A la empresa Miguel Cruz y Asociados Ltda. por permitirme acceder a las memorias de cálculo, tanto de la intervención de las Ruinas de Cartago, como de las Ruinas de Ujarrás, documentos que fueron de gran ayuda y aporte en el presente trabajo de investigación.

A mis compañeros de trabajo, quienes también tuvieron un ánimo pronto a evacuar mis consultas.

Un agradecimiento muy especial merece la comprensión, paciencia y el ánimo recibidos de mi familia y amigos, en especial el de mi esposa Nancy Lépiz y el de mi madre Ivonne Rodríguez.

A todos ellos, muchas gracias.

DEDICATORIA

A mi Señor Jesucristo,
A mi madre Ivonne Rodríguez.,
A mis hermanos Cristhofer, Katherine y José Daniel.
y a mi esposa Nancy Lépiz.

RESUMEN

En el siguiente trabajo se realiza un análisis del comportamiento sísmico del templo Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás, considerando que el elemento sismorresistente más vulnerable ante estas fuerzas perpendiculares a la pared es el contrafuerte. Lo anterior se lleva a cabo mediante la aplicación de la metodología de análisis límite.

En primer lugar, se hace una estimación de la forma terminada de ambas estructuras utilizando un inventario de reglas europeas de los siglos XVI, XVII y XVIII. Segundo, se efectúa un análisis de la estructura ante cargas gravitacionales para establecer si su dimensionamiento ante estas cargas es apropiado. Tercero, se realiza un análisis ante la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas para determinar el nivel de seguridad sísmico que posee la estructura en su forma terminada. Por último, se define una dimensión segura ante esta combinación de fuerzas, llevando a cabo 3 estimaciones de contrafuertes sísmicamente seguros para cada templo.

A partir de los análisis mencionados, se obtiene que ninguno de los dos templos posee una coincidencia satisfactoria con las reglas europeas, sin embargo, sí reflejan un grado de proporción en las dimensiones de sus elementos. Ante cargas gravitacionales ambas estructuras tienen un comportamiento satisfactorio con factores de seguridad de 3 en la iglesia Santiago Apóstol y alrededor de 2.5 en la iglesia de Ujarrás. Asimismo, ante la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas en ambas estructuras, las dimensiones de los contrafuertes son deficientes, registrándose en ambas factoras de seguridad menores a 1. Además, se determina de manera analítica que el mecanismo de colapso para ambas es el vuelco.

El comportamiento teórico de la metodología usada describe satisfactoriamente el comportamiento sísmico presentado en ambas edificaciones ante diferentes terremotos. En ambos templos un contrafuerte suficiente para resistir fuerzas sísmicas es el de forma trapezoidal, con su cara interior de forma vertical, una dimensión en la base con una relación 1:1 con su altura y una corona o base menor cuya dimensión sea $\frac{5}{2}$ el espesor de la pared, con anchos variables desde $\frac{7}{4}$ a $\frac{5}{3}$ el espesor de la pared y con separaciones desde 10 a 6 veces el espesor de la pared.

Palabras clave: Mampostería sin refuerzo, Análisis Estructural, Diseño Sismorresistente, Estructuras patrimoniales, Rehabilitación e intervención, Ruinas Cartago, Ruinas Ujarrás.

Tabla de contenidos

Índice de figuras	20
Índice de tablas	24
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	28
1.1. Justificación	29
1.1.1. Planteamiento del problema	29
1.1.2. Antecedentes del problema	30
1.1.2.1. Estudios realizados internacionalmente	30
1.1.2.2. Estudios realizados a nivel nacional.....	31
1.1.3. Importancia del presente estudio	33
1.2. Hipótesis	34
1.3. Objetivos.....	34
1.3.1. Objetivo general	34
1.3.2. Objetivos específicos.....	34
1.4. Alcances y limitaciones	35
1.4.1. Alcances 35	
1.4.2. Limitaciones	36
1.5. Impacto	36
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	37
2.1 Marco conceptual	37
2.1.1 Estática gráfica	37
2.1.1.1 Equilibrio de nodos	37
2.1.1.2 Compatibilidad.....	38
2.1.1.3 Polígono funicular	38
2.1.2 Demanda gravitacional.....	40
2.1.3 Demanda sísmica.....	40
2.1.3.1 Regularidad	40

2.1.3.2	Tipo de edificación.....	40
2.1.3.3	Ductilidad.....	41
2.1.3.4	Zonificación sísmica	42
2.1.3.5	Sitio de cimentación.....	42
2.1.3.6	Aceleración pico efectiva [<i>aef</i>]	43
2.1.3.7	Período de la estructura	43
2.1.3.8	Factor espectral dinámico [FED]	43
2.1.3.9	Factor de importancia (I).....	45
2.1.3.10	Sobrerresistencia	45
2.1.3.11	Coefficiente sísmico [CS].....	45
2.1.3.12	Peso sísmico	46
2.1.3.13	Cortante basal (V)	47
2.1.3.14	Distribución de fuerza sísmica	48
2.1.4	Reglas de dimensionamiento proporcionales	49
2.1.5	Análisis límite.....	53
2.1.5.1	Líneas de empuje.....	53
2.1.5.2	Definición de una línea de empujes en un contrafuerte	56
2.1.5.3	Teoremas fundamentales del análisis límite.....	69
2.1.5.4	Coefficiente geométrico de seguridad	72
2.1.5.5	Mecanismos de colapso en contrafuertes	73
2.2	Marco situacional	76
2.2.1	Contexto geográfico	76
2.2.2	Contexto temporal	76
2.2.3	Contexto específico	76
CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO		77
3.1	Enfoque metodológico.....	77

3.2	Operacionalización de variables.....	78
3.3	Población y muestra.....	81
3.3.1	Instrumentos para el procesamiento y análisis de la información.....	81
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS LÍMITE AL TEMPLO PARROQUIAL SANTIAGO APÓSTOL EN CARTAGO.....		82
4.1	Breve reseña histórica.....	82
4.2	Descripción del edificio existente.....	82
4.2.1	Ubicación.....	82
4.2.2	Nave principal	84
4.2.3	Tramo típico de pared.....	85
4.2.4	Contrafuertes	85
4.3	Descripción del edificio proyectando su forma terminada.....	86
4.3.1	Pilares	87
4.3.2	Nave lateral y central.....	87
4.3.3	Propuesta de una estructura de cubierta interior y exterior	88
4.4	Comparación de la estructura con las reglas proporcionales.....	90
4.5	Determinación de la demanda gravitacional	94
4.5.1	Dirección de la carga y área tributaria.....	94
4.5.1.1	Propiedades mecánicas de los materiales utilizados	95
4.5.2	Carga permanente.....	96
4.5.3	Carga temporal	97
4.5.4	Magnitud de fuerza gravitacional.....	97
4.6	Determinación de demanda sísmica	98
4.6.1	Tipo de edificación.....	98
4.6.2	Ductilidad	98
4.6.3	Zona sísmica y sitio de cimentación.....	98
4.6.4	Aceleración pico efectiva	98
4.6.5	Periodo de la estructura	98
4.6.6	Factor espectral dinámico (FED)	99

4.6.7	Factor de importancia.....	102
4.6.8	Sobrerresistencia	102
4.6.9	Determinación del peso sísmico.....	102
	4.6.9.1 Cálculo del peso sísmico	102
4.6.10	Porcentaje de participación sísmica de los elementos estructurales.....	104
	4.6.10.1 Propiedades geométricas	104
4.6.11	Coefficiente sísmico (CS).....	105
4.6.12	Cortante basal	106
4.6.13	Distribución de la fuerza sísmica	106
4.6.14	Resumen de parámetros sísmicos utilizados	107
4.7	Análisis límite considerando solamente cargas gravitacionales.....	108
4.7.1	Línea de empujes.....	108
4.7.2	Revisión de mecanismos de colapso	111
	4.7.2.1 Falla por vuelco.....	111
	4.7.2.2 Falla por deslizamiento	111
4.8	Análisis límite considerando cargas sísmicas.....	112
4.8.1	Línea de empujes.....	112
4.8.2	Revisión de mecanismos de colapso	116
	4.8.2.1 Falla por vuelco.....	116
	4.8.2.2 Falla por deslizamiento	120
4.9	Estimación del contrafuerte seguro ante cargas sísmicas.....	121
4.9.1	Primera aproximación	121
	4.9.1.1 Peso sísmico	121
	4.9.1.2 Período	122
	4.9.1.3 Factor espectral dinámico.....	122
	4.9.1.4 Coeficiente sísmico	122
	4.9.1.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica.....	122
	4.9.1.6 Línea de empujes.....	123

4.9.1.7	Revisión de los mecanismos de colapso	126
4.9.2	Segunda aproximación	129
4.9.2.1	Peso sísmico	129
4.9.2.2	Período	129
4.9.2.3	Factor espectral dinámico.....	130
4.9.2.4	Coeficiente sísmico	130
4.9.2.5	Cortante provocado por la fuerza sísmica	130
4.9.2.6	Línea de empujes.....	131
4.9.2.7	Revisión de mecanismos de colapso	134
4.9.3	Tercera aproximación.....	136
4.9.3.1	Peso sísmico	137
4.9.3.2	Período	137
4.9.3.3	Factor espectral dinámico.....	138
4.9.3.4	Coeficiente sísmico	138
4.9.3.5	Cortante provocado por la fuerza sísmica	138
4.9.3.6	Línea de empujes.....	139
4.9.3.7	Revisión de mecanismos de colapso	142
CAPÍTULO 5. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS LÍMITE A LA		
IGLESIA INMACULADA CONCEPCIÓN DE UJARRÁS.....		
5.1	Breve reseña histórica.....	145
5.2	Descripción del edificio existente.....	146
5.2.1	Ubicación.....	146
5.2.2	Nave	147
5.2.3	Tramo típico de la pared.....	148
5.2.4	Contrafuertes	148
5.2.5	Arco de la sacristía	150
5.3	Descripción del edificio proyectando su forma terminada.....	151

5.4	Comparación de la estructura con las reglas proporcionales.....	152
5.5	Determinación de demanda gravitacional	157
5.5.1	Dirección de la carga y área tributaria.....	157
5.5.1.1	Propiedades mecánicas de los materiales utilizados	158
5.5.2	Carga permanente.....	159
5.5.3	Carga temporal	159
5.5.4	Magnitud de la fuerza gravitacional.....	159
5.6	Determinación de la demanda sísmica	160
5.6.1	Tipo de edificación.....	160
5.6.2	Ductilidad	161
5.6.3	Zona sísmica y sitio de cimentación.....	161
5.6.4	Aceleración pico efectiva	161
5.6.5	Factor de importancia.....	161
5.6.6	Sobrerresistencia	161
5.6.7	Determinación del peso sísmico.....	161
5.6.8	Periodo de la estructura	164
5.6.9	Factor espectral dinámico (FED)	164
5.6.10	Coefficiente sísmico (CS).....	164
5.6.11	Cortante basal	165
5.6.12	Distribución de la fuerza sísmica	165
5.6.13	Resumen de parámetros sísmicos utilizados	166
5.7	Análisis límite considerando solamente cargas gravitacionales.....	166
5.7.1	Línea de empujes	166
5.7.2	Revisión de mecanismos de colapso	170
5.7.2.1	Falla por vuelco.....	170
5.7.2.2	Falla por deslizamiento	170
5.8	Análisis límite considerando cargas sísmicas.....	171
5.8.1	Línea de empujes.....	171
5.8.2	Revisión de mecanismos de colapso	174

5.8.2.1	Falla por vuelco	174
5.8.2.2	Falla por deslizamiento	178
5.9	Estimación del contrafuerte seguro ante cargas sísmicas	179
5.9.1	Primera aproximación	179
5.9.1.1	Peso sísmico	179
5.9.1.2	Período	179
5.9.1.3	Factor espectral dinámico.....	180
5.9.1.4	Coefficiente sísmico	180
5.9.1.5	Cortante provocado por la fuerza sísmica	180
5.9.1.6	Línea de empujes.....	181
5.9.1.7	Revisión de mecanismos de colapso	184
5.9.2	Segunda aproximación	186
5.9.2.1	Peso sísmico	187
5.9.2.2	Período	187
5.9.2.3	Factor espectral dinámico.....	187
5.9.2.4	Coefficiente sísmico	187
5.9.2.5	Cortante provocado por la fuerza sísmica	188
5.9.2.6	Línea de empujes.....	188
5.9.2.7	Revisión de mecanismos de colapso	191
5.9.3	Tercera aproximación.....	193
5.9.3.1	Peso sísmico	194
5.9.3.2	Período	194
5.9.3.3	Factor espectral dinámico.....	194
5.9.3.4	Coefficiente sísmico	194
5.9.3.5	Cortante provocado por la fuerza sísmica	195
5.9.3.6	Línea de empujes.....	195

5.9.3.7 Revisión de mecanismos de colapso	198
CAPÍTULO 6. RESUMEN DE RESULTADOS.....	201
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	204
7.1 Conclusiones.....	204
7.2 Recomendaciones	205
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	206
Libros, códigos y otros	206
Artículos de revistas y periodicos	207
Investigaciones	208
Trabajos finales de grado o postgrado.....	208
Medios electrónicos.....	209
APÉNDICE A: CÁLCULO DEL PERIODO Y CORTANTE BASAL DEL TEMPLO SANTIAGO APÓSTOL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO DEL CSCR-2010..	211

Índice de figuras

Figura 2.1.	Equilibrio de nodos.....	37
Figura 2.2.	Compatibilidad en funiculares.....	38
Figura 2.3.	Polígono funicular.....	39
Figura 2.4.	Variación del polígono funicular en función del punto O.....	39
Figura 2.5.	Zonas sísmicas de Costa Rica.....	42
Figura 2.6	Posibles situaciones de la unión de un muro y contrafuerte.....	47
Figura 2.7	Longitud de un contrafuerte unido al muro.....	47
Figura 2.8.	Modelación de la estructura.....	48
Figura 2.9.	Nomenclatura de elementos arquitectónicos de una iglesia.....	49
Figura 2.10.	Fotografías del contrafuerte y muro del templo Santiago Apóstol	53
Figura 2.11.	Fuerzas máximas y mínimas en un arco.....	54
Figura 2.12.	Sistemas de planos corte en un estribo rectangular.....	55
Figura 2.13.	Análisis gráfico de un contrafuerte.....	56
Figura 2.14.	Trazado de la línea de empujes.....	57
Figura 2.15.	Trazado de la línea de empujes.....	58
Figura 2.16.	Trazado de la línea de empujes.....	59
Figura 2.17.	Trazado de la línea de empujes.....	60
Figura 2.18.	Trazado de la línea de empujes ante cargas gravitacionales.....	61
Figura 2.19.	Trazado de la línea de empujes ante cargas gravitacionales (continuación)..	62
Figura 2.20.	Polígono de fuerzas de demanda sísmica.....	63
Figura 2.21.	Reacciones R_i con ángulo θ_i	63
Figura 2.22.	Trazado de la línea de empujes con varias fuerzas horizontales ...	64
Figura 2.23.	Trazado de la línea de empujes con varias fuerzas horizontales ...	65
Figura 2.24.	Trazado de la línea de empujes con varias fuerzas horizontales ...	66
Figura 2.25.	Trazado de la línea de empujes ante fuerzas gravitacionales.....	67
Figura 2.26.	Trazado de la línea de empujes ante fuerzas gravitacionales.....	68
Figura 2.27.	Agrietamientos típicos de un arco de fábrica.....	69
Figura 2.28.	Colapso de un arco sometido a una carga puntual.....	71
Figura 2.29.	Coefficiente de seguridad en arcos.....	72

Figura 2.30. Línea de empujes de un contrafuerte modificada debido a la aparición de una superficie de falla	73
Figura 2.31. Modificación de la línea de empujes en un estribo debido a la aparición de un plano de falla	74
Figura 2.32. Opciones para evitar el fallo por deslizamiento.....	75
Figura 3.1. Diagrama metodológico.....	77
Figura 4.1. Ubicación del templo Santiago Apóstol en Cartago.....	83
Figura 4.2. Fachada frontal del templo Santiago Apóstol en Cartago	83
Figura 4.3. Fachada lateral del templo Santiago Apóstol en Cartago	84
Figura 4.4. Planta arquitectónica del templo parroquial Santiago Apóstol.....	84
Figura 4.5. Sección típica de la pared	85
Figura 4.6. Sección típica del contrafuerte.....	85
Figura 4.7. Proyección del arquitecto Luis Llach de cómo serían las ruinas de Cartago.....	86
Figura 4.8. Proyección en planta del templo Santiago Apóstol	87
Figura 4.9. Tipos de bóveda de arquitectura romántica	88
Figura 4.10. Estimación de la distribución del techo del templo Santiago Apóstol en Cartago	89
Figura 4.11. Estimación de la sección interna A-A.....	89
Figura 4.12. Área tributaria para carga gravitacional.....	94
Figura 4.13. Posición y dirección de la carga gravitacional.....	95
Figura 4.14. Ubicación de fuerzas gravitacionales en el contrafuerte	97
Figura 4.15. Modo de oscilación.....	98
Figura 4.16. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S2 en la zona sísmica III (amortiguamiento $\xi=5\%$; ductilidades $\mu=1$)	99
Figura 4.17. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S2 en la zona sísmica III (amortiguamiento $\xi=10\%$; ductilidad $\mu=1$)	101
Figura 4.18. Área tributaria del peso sísmico vista en planta	102
Figura 4.19. Área tributaria del peso sísmico vista en elevación.....	103
Figura 4.20. Propiedades geométricas del contrafuerte C1	104
Figura 4.21. Propiedades geométricas de pilar P1	105

Figura 4.22. Línea de empujes ante cargas gravitacionales	110
Figura 4.23. Línea de empujes ante cargas sísmicas del contrafuerte real.....	115
Figura 4.24. Fotografía del contrafuerte con desprendimiento superior	118
Figura 4.25. Desplome de 8 cm en el contrafuerte del templo Santiago Apóstol.....	119
Figura 4.26. Sección transversal del edificio para la primera aproximación de la forma segura.....	121
Figura 4.27. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la primera estimación del contrafuerte.....	125
Figura 4.28. Sección transversal para la segunda aproximación de la forma segura.....	129
Figura 4.29. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la segunda estimación del contrafuerte	133
Figura 4.30. Sección transversal para la tercera aproximación de la forma segura.....	137
Figura 4.31. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la tercera estimación del contrafuerte.....	141
Figura 5.1. Ubicación de la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás.....	146
Figura 5.2. Fotografía de la fachada este o frontal.....	146
Figura 5.3. Fotografía de la fachada sur o lateral derecha	147
Figura 5.4. Distribución arquitectónica de las ruinas de Ujarrás	147
Figura 5.5. Fotografía de elementos usados en la pared	148
Figura 5.6. Fachada norte.....	149
Figura 5.7. Fachada sur	149
Figura 5.8. Arco interno que separa la nave principal de la sacristía.....	150
Figura 5.9. Fotografía de arco interno que separa la nave principal de la sacristía.....	150
Figura 5.10. Fotografía interna de la iglesia de Orosi.....	151
Figura 5.11. Estimación de la geometría de la iglesia en 3D.....	152
Figura 5.12. Estimación de una sección interna de las ruinas de Ujarrás	152
Figura 5.13. Área tributaria para la carga gravitacional.....	157

Figura 5.14.	Posición y dirección de la carga gravitacional.....	158
Figura 5.15.	Ubicación de las fuerzas gravitacionales en el contrafuerte	160
Figura 5.16.	Área tributaria del peso sísmico vista en planta	162
Figura 5.17.	Área tributaria del peso sísmico vista en elevación.....	163
Figura 5.18.	Propiedades geométricas del contrafuerte	163
Figura 5.19.	Modo de oscilación.....	164
Figura 5.20.	Línea de empujes ante cargas gravitacionales	169
Figura 5.21.	Línea de empujes ante cargas sísmicas de contrafuerte real.....	173
Figura 5.22.	Fotografía de desplome de la fachada.....	177
Figura 5.23.	Fotografía de la grieta de la pared	177
Figura 5.24.	Fotografía de desplome de la grieta de la pared	178
Figura 5.25.	Sección transversal del edificio para la primera aproximación de la forma segura.....	179
Figura 5.26.	Línea de empujes ante cargas sísmicas de la primera estimación del contrafuerte.....	183
Figura 5.27.	Sección transversal para la segunda aproximación de la forma segura.....	187
Figura 5.28.	Línea de empujes ante cargas sísmicas de la segunda estimación del contrafuerte	190
Figura 5.29.	Sección transversal para la tercera aproximación de la forma segura.....	194
Figura 5.30.	Línea de empujes ante cargas sísmicas de la tercera estimación del contrafuerte.....	197

Índice de tablas

Tabla 2.1.	Sitios de cimentación.	42
Tabla 2.2.	Valores de aceleración efectiva.	43
Tabla 2.3.	Valores de sobrerresistencia	45
Tabla 2.4.	Inventario de reglas de proporción.	50
Tabla 3.1.	Operacionalización de variables	78
Tabla 4.1.	Recopilación de dimensiones de los elementos existentes en el templo.	90
Tabla 4.2.	Dimensiones de los elementos de acuerdo a la proporción de la luz existente de la nave.	91
Tabla 4.3.	Dimensiones de los elementos manteniendo la proporción de la pared existente.	92
Tabla 4.4.	Proporciones usadas en el templo Santiago Apóstol.	93
Tabla 4.5.	Propiedades mecánicas de la mampostería sin refuerzo.	96
Tabla 4.6.	Valores de carga permanente.	96
Tabla 4.7.	FED para sitios de cimentación S2 en la zona sísmica III (amortiguamiento $\xi=10\%$; ductilidad $\mu=1$).	100
Tabla 4.8.	Peso sísmico debido a la estructura del techo.	103
Tabla 4.9.	Peso debido a la estructura de las paredes.	103
Tabla 4.10.	Distribución de fuerzas sísmicas en la altura del contrafuerte.	106
Tabla 4.11.	Parámetros sísmicos utilizados en el templo Santiago Apóstol.	107
Tabla 4.12.	Datos generales de la demanda gravitacional.	108
Tabla 4.13.	Datos generales de la demanda gravitacional.	109
Tabla 4.14.	Datos generales de la demanda sísmica.	112
Tabla 4.15.	Datos generales de la demanda sísmica real.	114
Tabla 4.16.	Demanda sísmica corregida del contrafuerte real.	117
Tabla 4.17.	Desplomes y corrimientos de paredes del templo Santiago Apóstol.	119
Tabla 4.18.	Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica.	123
Tabla 4.19.	Datos generales de la demanda sísmica de la primera aproximación de contrafuerte.	124

Tabla 4.20.	Demanda sísmica corregida de la primera aproximación al contrafuerte ideal.....	127
Tabla 4.21.	Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica.	131
Tabla 4.22.	Datos generales de la demanda sísmica de la segunda aproximación del contrafuerte.....	132
Tabla 4.23.	Demanda sísmica corregida de la segunda aproximación al contrafuerte ideal.....	135
Tabla 4.24.	Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica.	139
Tabla 4.25.	Datos generales de la demanda sísmica de la tercera aproximación de contrafuerte.....	140
Tabla 4.26.	Demanda sísmica corregida de la tercera aproximación al contrafuerte ideal.....	143
Tabla 5.1.	Recopilación de dimensiones de los elementos existentes en el templo. ..	153
Tabla 5.2.	Dimensiones de los elementos de acuerdo a la proporción de la luz existente de la nave.....	154
Tabla 5.3.	Dimensiones de los elementos manteniendo la proporción de la pared existente.....	155
Tabla 5.4.	Proporciones usadas en la iglesia de Ujarrás.	156
Tabla 5.5.	Propiedades mecánicas utilizadas en la Iglesia de Ujarrás.....	158
Tabla 5.6.	Valores de carga permanente.....	159
Tabla 5.7.	Peso sísmico debido a la estructura del techo.....	164
Tabla 5.8.	Peso debido a la estructura de las paredes.....	164
Tabla 5.9.	Distribución de fuerzas sísmicas en la altura del contrafuerte.....	165
Tabla 5.10.	Parámetros sísmicos utilizados en el templo Ujarrás.....	166
Tabla 5.11.	Datos generales de la demanda gravitacional.....	167
Tabla 5.12.	Datos generales de la demanda gravitacional.....	168
Tabla 5.13.	Datos generales de la demanda sísmica.....	171
Tabla 5.14.	Datos generales de la demanda sísmica.....	172
Tabla 5.15.	Demanda sísmica corregida del contrafuerte real.....	175
Tabla 5.16.	Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica.	181

Tabla 5.17.	Datos generales de la demanda sísmica de la primera aproximación del contrafuerte.....	182
Tabla 5.18.	Demanda sísmica corregida de la primera aproximación al contrafuerte ideal.....	185
Tabla 5.19.	Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica.	188
Tabla 5.20.	Datos generales de la demanda sísmica de la segunda aproximación del contrafuerte.....	189
Tabla 5.21.	Demanda sísmica corregida de la segunda aproximación al contrafuerte ideal.....	192
Tabla 5.22.	Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica.	195
Tabla 5.23.	Datos generales de la demanda sísmica de la tercera aproximación del contrafuerte.....	196
Tabla 5.24.	Demanda sísmica corregida de la tercera aproximación al contrafuerte ideal.....	199
Tabla 6.1.	Resumen de resultados de la iglesia Santiago Apóstol.....	201
Tabla 6.2.	Resumen de resultados de la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás.	202
Tabla A.1.	Primera iteración.....	211
Tabla A.2.	Segunda iteración del periodo.....	212

Lista de siglas

CCPC	Centro de Conservación del Patrimonio Cultural.
CCSCR 2010	Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010.
CFIA	Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.
CSCR 2002	Código Sísmico de Costa Rica 2002.
CSCR 2010	Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014.
ICOMOS	Consejo Internacional de Monumentos y Sitios.
LANAMME	Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

En el siguiente trabajo se realiza un análisis del comportamiento sísmico del templo Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás, considerando que el elemento sismorresistente más vulnerable ante estas fuerzas perpendiculares a la pared es el contrafuerte. Lo anterior se lleva a cabo mediante la aplicación de la metodología de análisis límite.

En primer lugar, se hace una estimación de la forma terminada de ambas estructuras utilizando un inventario de reglas europeas de los siglos XVI, XVII y XVIII. Segundo, se efectúa un análisis de la estructura ante cargas gravitacionales para establecer si su dimensionamiento ante estas cargas es apropiado. Tercero, se realiza un análisis ante la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas para determinar el nivel de seguridad sísmico que posee la estructura en su forma terminada. Por último, se define una dimensión segura ante esta combinación de fuerzas, llevando a cabo 3 estimaciones de contrafuertes sísmicamente seguros para cada templo.

A partir de los análisis mencionados, se obtiene que ninguno de los dos templos posee una coincidencia satisfactoria con las reglas europeas, sin embargo, sí reflejan un grado de proporción en las dimensiones de sus elementos. Ante cargas gravitacionales ambas estructuras tienen un comportamiento satisfactorio con factores de seguridad de 3 en la iglesia Santiago Apóstol y alrededor de 2.5 en la iglesia de Ujarrás. Asimismo, ante la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas en ambas estructuras, las dimensiones de los contrafuertes son deficientes, registrándose en ambas factores de seguridad menores a 1. Además, se determina de manera analítica que el mecanismo de colapso para ambas es el vuelco.

El comportamiento teórico de la metodología usada describe satisfactoriamente el comportamiento sísmico presentado en ambas edificaciones ante diferentes terremotos. En ambos templos un contrafuerte suficiente para resistir fuerzas sísmicas es el de forma trapezoidal, con su cara interior de forma vertical, una dimensión en la base con una relación 1:1 con su altura y una corona o base menor cuya dimensión sea $5/2$ el espesor de la pared, con anchos variables desde $7/4$ a $5/3$ el espesor de la pared y con separaciones desde 10 a 6 veces el espesor de la pared.

1.1. Justificación

1.1.1. Planteamiento del problema

Toda estructura posee un mecanismo de colapso acorde a las propiedades de los materiales usados y de las técnicas de construcción, particularmente las estructuras de mampostería sin refuerzo presentan condiciones muy diferentes a los materiales convencionales (acero o madera) ya que estas tienen discontinuidades externas e internas y son anisotrópicas; a esto se le debe sumar el mal fraguado de los morteros y la aparición de grietas previo a la entrada en uso de la estructura. Estas condiciones son conocidas como “perturbaciones”, las cuales no pueden ser analizadas mediante un diseño elástico, que idealiza el modelo del elemento estructural como continuo e isotrópico, situación que genera un modelo lejano de la realidad.

Entre los años 1940 y 1950 se desarrolló la teoría plástica o límite aplicada a marcos de acero, las conclusiones de esta teoría son adoptadas por el Ing. Jacques Heyman para enmarcar todas esas condiciones o perturbaciones dentro de la metodología de análisis límite en mampostería sin refuerzo. Siguiendo esta metodología, Heyman (1999) prueba que el comportamiento de estructuras de mampostería sin refuerzo puede analizarse siguiendo tres principios:

- “la mampostería sin refuerzo tiene una resistencia a compresión infinita.
- la mampostería sin refuerzo no tiene resistencia a tracción.
- el fallo por deslizamiento es imposible” (p. 21).

El Arq. Santiago Huerta tradujo la mayoría de las investigaciones realizadas por Heyman al español. La conclusión de Huerta (2005) sobre el trabajo del Ing. Heyman es que la metodología planteada es “la más apropiada para comprender y analizar las construcciones de piedra” (p.74).

Los estudios del Ing. Heyman se han aplicado con éxito para la definición del mecanismo de colapso de puentes, arcos, bóvedas y contrafuertes de mampostería sin refuerzo ante cargas laterales generadas por la resultante horizontal de las fuerzas gravitacionales, pero no se ha mostrado la aplicación de esta metodología para describir el mecanismo de colapso ante cargas laterales provocadas por fuerzas sísmicas.

En este trabajo se estudia el comportamiento sismorresistente de los templos Santiago Apóstol de Cartago (ruinas de Cartago) y la Inmaculada Concepción de Ujarrás (ruinas

de Ujarrás), los cuales fueron construidos en los años 1870 y 1680 respectivamente. Ambos templos fueron afectados de gravedad por eventos sísmicos, según se menciona en las secciones 4.1 y 5.1. Al ser la construcción de dichos templos anterior al desarrollo de la teoría de análisis plástico, se comprende que las reglas de dimensionamiento de los elementos sismorresistentes no obedezcan a un proceso científico como tal. El hecho de que las estructuras hayan sido afectadas por los sismos indica que las reglas de dimensionamiento no contemplaban este tipo de acciones externas.

1.1.2. Antecedentes del problema

1.1.2.1. Estudios realizados internacionalmente

A nivel internacional, en diversos países existe el Consejo Internacional de Monumentos y Sitios (ICOMOS), el cual constantemente vela por el mantenimiento e intervención de las estructuras patrimoniales. Entre sus documentos afirma: “la práctica de la conservación requiere un conocimiento exhaustivo de las características de la estructura y los materiales” (ICOMOS, 2015, p. 99) y “el valor del patrimonio arquitectónico no reside únicamente en su aspecto externo, sino también en la integridad de todos sus componentes como producto genuino de la tecnología constructiva propia de su época” (ICOMOS, 2015, p. 98). Es ese conocimiento exhaustivo del comportamiento estructural de los materiales y de las técnicas constructivas usadas lo que permitirá escoger el mejor proceso de intervención que conserve la integridad de los componentes intervenidos.

Una de las personas que más ha aportado a la comprensión del material de mampostería sin refuerzo (construcción en piedra, ladrillo o adobe) es el ingeniero Jacques Heyman, profesor en la Universidad de Cambridge. El Ing. Heyman volvió a incluir dentro del análisis de estructuras de mampostería sin refuerzo las variables del fraguado incompleto de las juntas de mortero y el cedimiento de las cimbras (apuntalamiento) y de los estribos (después del descimbrado), las cuales habían sido omitidas para poder aplicar los principios de la metodología elástica. Entre sus libros destacan *El esqueleto de piedra* y sus dos volúmenes de *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*, donde expone la metodología del análisis límite y el funcionamiento de las estructuras de mampostería sin refuerzo.

Otro contribuyente internacional es el arquitecto Santiago Huerta, quien actualmente es profesor en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid (ETSAM) y

director de publicaciones del Instituto Juan Herrera. Él ha traducido al español muchas de las investigaciones de Heyman, y también ha invertido 20 años en la investigación e intervención de construcciones históricas. Entre sus obras destacan su tesis doctoral titulada *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España, ca. 1500- ca. 1800*. Muchas de sus conclusiones fueron ampliadas luego en su libro: *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. En ambas obras brinda un registro detallado de las reglas de dimensionamiento usadas en los siglos XVI, XVII y XVIII, particularmente en la segunda referencia agrega una exposición de la validez de estas reglas.

1.1.2.2. Estudios realizados a nivel nacional

A nivel nacional, en el año 2002 se incorporó por primera vez en el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) un capítulo sobre el diagnóstico y adecuación sísmica de edificios existentes, luego en el año 2010 se agregó a ese capítulo un apartado acerca de “Edificaciones históricas y monumentos”, donde se brindan directrices por cumplir para el diagnóstico y adecuación sísmica de estas estructuras. Una de ellas es: “en todo diagnóstico se debe realizar una evaluación del comportamiento inelástico que permita conocer de manera razonable el inicio del mecanismo de colapso y los daños que pueda presentar la edificación durante un sismo fuerte” (sección IV, capítulo 15.2.h); conocer ese mecanismo de colapso en este tipo de estructuras es uno de los mayores retos en estos diagnósticos.

Este mecanismo depende directamente de los materiales y las técnicas de construcción utilizadas. Por esta razón, luego de la inclusión de este apartado en el CSCR, se requiere que el profesional que lleve a cabo una intervención se capacite en tres áreas: los materiales usados, las técnicas empleadas y el comportamiento estructural de los elementos. De acuerdo con Díaz (2008), el fin de una intervención es eliminar el mecanismo de colapso sin comprometer la integridad de los componentes patrimoniales.

En este tema se basaron dos tesis que optaron por el grado de licenciatura en Ingeniería Civil. La primera realizada en el año 2013 en la Universidad Latina sede Heredia, titulada: *Revisión del mecanismo de colapso del antiguo templo católico Iglesia Santiago Apóstol, Puriscal*. Esta investigación buscó revisar los mecanismos de colapso que presentaba el templo Santiago Apóstol en Puriscal. Para lograrlo, se definieron varios patrones de comportamiento que generan distintas fallas en este tipo de estructura y después se compararon los patrones definidos contra un levantamiento de daños. El trabajo concluye que la estructura

posee varios mecanismos de colapso, producto de fuerzas de sismo en el plano en la fachada sur, fuerzas de sismo fuera del plano en la fachada trasera este, asentamientos diferenciales en la fachada frontal y fallas debido a agentes externos como vegetación e infiltración de agua. En las recomendaciones no describe ninguna metodología de análisis que permita reproducir estos mecanismos de colapso en forma analítica.

La segunda tesis se realizó en el año 2014 en la Universidad de Costa Rica, fue titulada como: *Consideraciones básicas para la intervención estructural de edificaciones históricas*. Este trabajo buscó exponer las medidas necesarias por considerar al momento de hacer una intervención estructural de un monumento histórico. Describe los criterios para reforzar las estructuras patrimoniales y los ejemplifica utilizando cinco casos de intervención realizados en Costa Rica: la Escuela Ascensión Esquivel Ibarra, el Hogar Carlos María Ulloa, las ruinas de Santiago Apóstol, la Antigua Aduana Principal y el Antiguo Instituto de Alajuela.

El trabajo concluye incentivando a no considerar las intervenciones como un hecho puntual en la historia de la estructura patrimonial, sino como un trabajo continuo de mantenimiento por medio de planes de intervención, donde cada experto vele por la conservación intrínseca de su área (esto se expresa más claramente en la Carta de Venecia de ICOMOS). También recalca la necesidad de que siempre y cuando sea posible desde un punto de vista de seguridad, la intervención se asemeje al material original, preservando el valor intrínseco del inmueble y la compatibilidad entre los materiales antiguos y los añadidos. En las recomendaciones recalca la importancia de ampliar el conocimiento sobre las técnicas constructivas y materiales usados en las estructuras patrimoniales costarricenses.

Además de los estudios mencionados, existe otro trabajo de graduación para obtener el grado de maestría en Estructuras, elaborado en la Universidad de Costa Rica en el año 2012, bajo el nombre: *Estimación de la aceleración efectiva y caracterización del potencial daño del terremoto de Cartago del 4 de mayo de 1910*. Su objetivo fue estimar la aceleración efectiva del terremoto del año 1910, para lograrlo el autor modela el comportamiento de dos estructuras existentes en Cartago durante el sismo y que fueron dañadas por este, a saber: la pared de la iglesia de los Ángeles y el mausoleo de la familia Peralta; luego estima el posible registro acelerográfico del terremoto de Cartago mediante 8 (ocho) registros de sismos semejantes a las condiciones de intensidad y parámetros focales presentes en este terremoto.

Estos registros fueron: 4 registros del sismo del San Salvador en el año 1986 (estaciones UCA, CIG, HCR, IGN y CHV), el de Managua en el año 1972 (estación CHV), el de Cinchona en el año 2009 (estación ICBM), el de Frailes de Cartago en el año 1991 (estación CTG) y el de Piedras Negras en el año 1990 (estación AAL). La investigación concluye que la aceleración pico promedio fue de 0.40 g y la aceleración pico efectiva promedio calculada fue de 0.34 g. En las recomendaciones menciona la necesidad de llevar a cabo estudios de resistencia y desplazamientos a muestras de calicanto de estructuras patrimoniales de Costa Rica para tener datos que permitan un modelaje más preciso de este tipo de estructuras.

También se encuentra un *Estudio de vulnerabilidad sísmica de las ruinas de la parroquia de Santiago Apóstol, Cartago*, realizado por la empresa Miguel Cruz y Asociados Ltda. (MCRUZ) en el año 2002. Para esta contratación se hizo un levantamiento de los daños que presentaba la estructura, junto con la propuesta de reforzamiento estructural. La propuesta consistió en hacer un vaciado a los elementos estructurales y reemplazar su material interior con concreto reforzado. Además se propuso la construcción de una viga corona alrededor de la estructura.

De nuevo la empresa MCRUZ fue contrata en el año 2006 para realizar el Informe del Análisis Estructural y Propuesta de Reforzamiento y Restauración de las Ruinas de Ujarrás, Paraíso, Cartago. Para este informe la empresa hizo un levantamiento de daños, un estudio hidrológico de afectación por el río Reventazón y una propuesta de intervención, donde propone añadir elementos de concreto reforzado a ambas fachadas; para la fachada frontal se recomienda construir dos brazos de concreto y en la fachada posterior, un puntal de concreto.

1.1.3. Importancia del presente estudio

En Costa Rica las fuerzas sísmicas por lo general rigen el comportamiento de una estructura y las edificaciones patrimoniales no escapan a esta situación. Esto origina la necesidad de avances que permitan conocer el desempeño real de la mampostería sin refuerzo ante estas solicitudes. Por esta razón el CSCR-2010 en la sección 15.2.h señala evaluar el “comportamiento inelástico que permita conocer de manera razonable el inicio del mecanismo de colapso y los daños que pueda presentar la edificación durante un sismo fuerte” (CFIA, 2014, p. 15/2). Conocer este comportamiento implica aplicar una metodología acorde a las características propias de estas estructuras, debido a que “un mal entendimiento del comportamiento de las estructuras patrimoniales puede dar como resultado utilizar medidas de conservación excesivas o

niveles de seguridad inadecuados” (ICOMOS, 2004, p.16).

La Asociación RehabiMed (2008) resumió los requisitos necesarios para una adecuación sísmica en tres pasos: conocer la estructura, reflexionar sobre su comportamiento y luego rehabilitar. Las investigaciones del Ing. Heyman han provisto grandes avances en el conocimiento de las estructuras de mampostería sin refuerzo, permitiendo reflexionar en su comportamiento por medio de la metodología de análisis límite. Esta investigación expande estos dos primeros pasos tomando el trabajo de Heyman para reflexionar sobre el comportamiento de las estructuras de mampostería sin refuerzo ante eventos sísmicos, describiendo de forma analítica la formación del mecanismo de colapso.

1.2. Hipótesis

Se plantean tres hipótesis aplicadas a los templos analizados:

Hipótesis 1: Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas a fuerzas gravitacionales, las reglas de dimensionamiento utilizadas en su época constructiva proveen un resultado conservador.

Hipótesis 2: Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas a fuerzas sísmicas, las dimensiones existentes presentan un nivel de seguridad deficiente.

Hipótesis 3: Los contrafuertes de mampostería sin refuerzo utilizados en zonas sísmicas deben poseer una forma trapezoidal para lograr resistir fuerzas sísmicas.

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Analizar el comportamiento ante eventos sísmicos del templo Parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción en Ujarrás mediante la aplicación del método de análisis límite, definiendo de forma analítica el nivel de seguridad alcanzado según su geometría.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Conceptualizar la proyección terminada de ambas estructuras, verificando la coincidencia de las estructuras existentes con las reglas de dimensionamiento propias de su época constructiva, por medio de un

inventario de reglas de proporción y la síntesis de la información disponible.

2. Calcular la fuerza sísmica de cada una de las estructuras, siguiendo los lineamientos del CSCR-2010, en sus capítulos 2, 3, 4, 5, 6 y 7.
3. Aplicar la metodología de análisis límite a las estructuras, contemplando su forma terminada para resistir únicamente cargas gravitacionales.
4. Aplicar la metodología de análisis límite, contemplando su forma terminada para resistir fuerzas sísmicas y gravitacionales.
5. Establecer la geometría necesaria para que un contrafuerte de mampostería sin refuerzo tenga un buen desempeño ante eventos sísmicos.

1.4. Alcances y limitaciones

1.4.1 Alcances

- La empresa MCRUZ llevó a cabo el diseño de la intervención realizada en ambas estructuras, en el cual recopiló información diversa como propiedades de los materiales y levantamiento de la estructura existente. Además, el Centro de Conservación del Patrimonio Cultural (CCPC) ha compilado un expediente histórico de ambas edificaciones. Con esta información se obtendrá:
 - La forma y características actuales de ambos templos, realizando una verificación en campo de los levantamientos y revisión de memorias de cálculo.
 - Su coincidencia con las normas europeas correspondientes a su época constructiva, para estimar su configuración terminada (es decir, la forma que tendrían si ambas estructuras estuvieran en pleno uso hoy), estimando los elementos faltantes.
- La proyección de la forma terminada de los templos será suficiente para obtener el peso sísmico de la estructura, por ello no pretende ser una proyección exhaustiva.
- Se determinará la demanda sísmica a la que estuvo sometida la estructura mediante el método dinámico.

- Se aplicará la metodología de análisis límite a las estructuras del templo Parroquial Santiago Apóstol y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás, mediante una hoja electrónica.
- Debido a su condición de voladizo, el elemento estructural con mayor vulnerabilidad sísmica es el contrafuerte, por lo que a este se le realizará el análisis límite, los demás elementos serán considerados solo a efectos de cálculo de masas.
- Se determinará una geometría segura para los contrafuertes de tal forma que puedan resistir las fuerzas sísmicas que caracterizan a Costa Rica.

1.4.2 Limitaciones

- Debido a las regulaciones del CCPC, no se verificarán en el laboratorio la información de la calidad y el tipo de los materiales, pero sí se hará una verificación en campo del levantamiento existente y se utilizarán resultados de pruebas de laboratorio hechas en Costa Rica a estructuras similares.
- La metodología solo abarca los elementos estructurales que transmiten las cargas al sistema de cimentación, por lo que los efectos que el análisis límite tiene sobre él quedan reservados a otra investigación.
- La explicación del método dinámico no es el objetivo de la investigación por lo que se procederá a plantear una recomendación bibliográfica sobre el tema.

1.5. Impacto

El resultado permitirá conocer mejor el comportamiento de estas estructuras ante eventos sísmicos mediante el cálculo analítico de nivel de seguridad. Esta descripción será una gran herramienta en la determinación de una metodología de intervención más acorde a la integridad de las estructuras patrimoniales.

Los resultados podrán ser usados con el fin de realizar un diagnóstico sísmico preliminar en campo de forma rápida y conservadora para estructuras similares, brindando una regla de proporción geométrica de contrafuertes seguros capaces de soportar eventos sísmicos. Esto es bastante factible debido a que las estructuras se encuentran en la zona sísmica más típica del país (zona III) y la mampostería sin refuerzo es típica de las estructuras patrimoniales.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Estática gráfica

Hibbeler (2010) describe la primera ley de Newton como “Una partícula originalmente en reposo, o que se mueve en línea recta con velocidad constante, tiende a permanecer en este estado siempre que la partícula no se someta a una fuerza no balanceada” (p. 6). Cuando un cuerpo cumple esta ley, se dice que está en equilibrio y para lograrlo las fuerzas que actúan sobre él deben estar balanceadas, es decir que la suma de sus fuerzas sea cero. Esto se puede determinar mediante un enfoque analítico o uno gráfico.

En esta metodología, se utiliza el enfoque gráfico, el cual resuelve las ecuaciones de equilibrio por medio de la construcción de polígonos funiculares. De acuerdo con Timoshenko y Young (1981):

(...) un polígono funicular es el procedimiento gráfico para calcular las reacciones y fuerza resultante usando fuerzas coplanares, su nombre se deriva del latín *funiculum* (cordel, cuerda pequeña) porque el gráfico generado será la forma que tomaría un cordel cuando se somete al sistema de fuerzas analizado (...) (p. 20).

Para explicar el trazado, se parte de la publicación de Hernández y Ros (2002). El trazado de una funicular se basa en dos condiciones:

2.1.1.1 Equilibrio de nodos

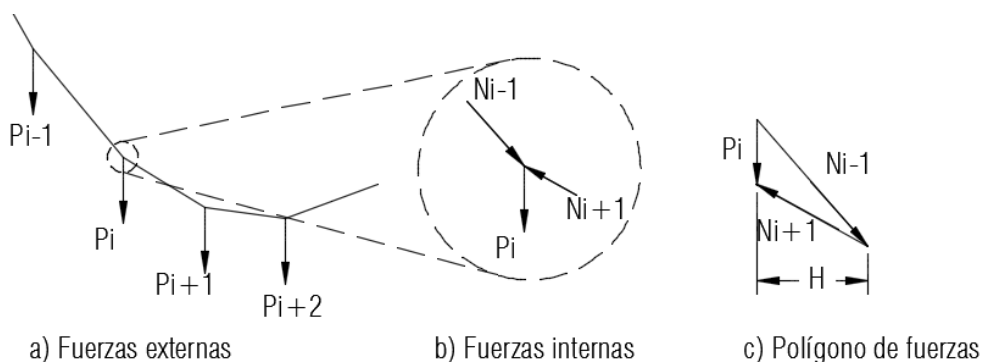


Figura 2.1. Equilibrio de nodos

Fuente: Modificado de Hernández y Ros, 2002, p. 4

Significa que en cada punto donde se aplique una carga P_i (figura 2.1a), debe haber equilibrio entre esta y las solicitaciones de los tramos concurrentes N_{i-1} y N_{i+1} (figura 2.1b), cuyo resultado geométrico se materializa en lo que se conoce como polígono de fuerzas (figura 2.1c).

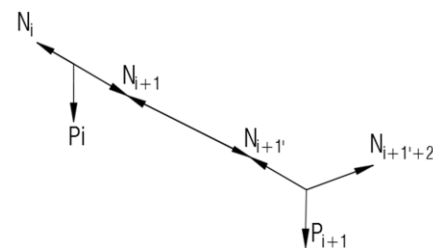
2.1.1.2 Compatibilidad

Cada tramo de una funicular muestra un equilibrio de todas sus fuerzas, por ende, al analizar un mismo tramo, sus fuerzas internas deben ser iguales y de signo contrario, por ejemplo, en la figura 2.2a las reacciones N_{i+1} y N_{i+1}' cumplen este requisito. También, las fuerzas internas deben estar en equilibrio con las fuerzas externas, por ejemplo, las reacciones N_{i+1} y $N_{i+1}'+2$ de la figura 2.2b incumplen este requisito, porque la reacción $N_{i+1}'+2$ carece de un componente vertical, impidiendo el equilibrio del componente vertical de la fuerza N_{i+1}' , por tanto, en la figura 2.2b el equilibrio es incompatible y de solución imposible. Cuando se grafica el equilibrio externo e interno, la condición de compatibilidad refleja que los polígonos de fuerza se endosan entre sí, como se aprecia en la figura 2.2c. Este endosamiento no se lograba en la figura 2.2b.

2.1.1.3 Polígono funicular

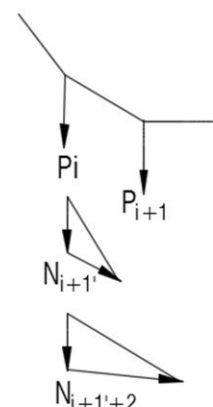
Para que las condiciones anteriores se cumplan simultáneamente, todos los polígonos de fuerza deben ser adyacentes, lo cual se obtiene mediante el trazado de un polígono funicular que muestra la forma equilibrada que adoptará el hilo.

Al dibujar este polígono, se debe escoger una escala de longitudes, por ejemplo 1:100, es decir 1 cm=1 m, y una escala de fuerzas, por ejemplo 1 cm=100 kN, y luego se sigue el proceso ilustrado en la figura 2.3: dada una distribución de fuerzas: P_1, P_2, P_3 y P_4 (figura 2.3a), se dibuja cada una de estas



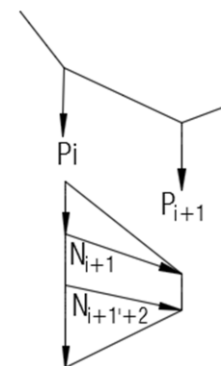
$$N_{i+1}' = N_{i+1}'+2$$

a) Equilibrio en cada tramo del nudo con sus solicitaciones externas



$$N_{i+1}' \neq N_{i+1}'+2$$

b) Polígono no equilibrado



$$N_{i+1}' = N_{i+1}'+2$$

c) Polígonos de fuerza equilibrados entre sí

Figura 2.2. Compatibilidad en funiculares

con su magnitud y dirección, además cada una inmediatamente debajo de la anterior, utilizando la escala seleccionada. Luego se escoge un punto arbitrario O, llamado polo, a una distancia arbitraria H y se unen por medio de rectas (rayos polares), vinculando el punto O con el inicio y el final de cada una de las fuerzas; de esta manera se generan las rectas: \overline{RA} , $\overline{1-2}$, $\overline{2-3}$, $\overline{3-4}$ y \overline{RB} , donde \overline{RA} y \overline{RB} son las reacciones en los apoyos A y B, lo cual es ilustrado en la figura 2.3b.

El siguiente paso se muestra en la figura 2.3c: se traza una paralela a la línea \overline{RA} en el punto A hasta su intersección con la proyección de la fuerza P_1 ; en esa intersección de las fuerzas se traza una paralela al rayo $\overline{1-2}$ hasta la intersección con la fuerza P_2 ; en este punto se traza una paralela a la recta $\overline{2-3}$ hasta la intersección con la proyección de P_3 ; nuevamente en este punto se traza una paralela al rayo $\overline{3-4}$ hasta la intersección con la fuerza P_4 ; para finalizar dibujando en este punto una paralela a \overline{RB} , la cual debe intersectar con el punto B. Así se obtiene el polígono funicular. Cuando esta funicular se invierte, se consigue una antifunicular de propiedades idénticas, lo que suele ocurrir en arcos donde la funicular indica la trayectoria de fuerzas de compresión.

Por lo general la construcción es simple, pero surge un problema debido a que las reacciones dependerán de la distancia H a la que se colocó el punto O: entre más alejado esté de las fuerzas, el diagrama funicular decrece (figura 2.4a) y entre más cercano, el diagrama funicular crece (figura 2.4b). Por tanto, encontrar el valor de H es uno de los requisitos para la obtención del polígono funicular.

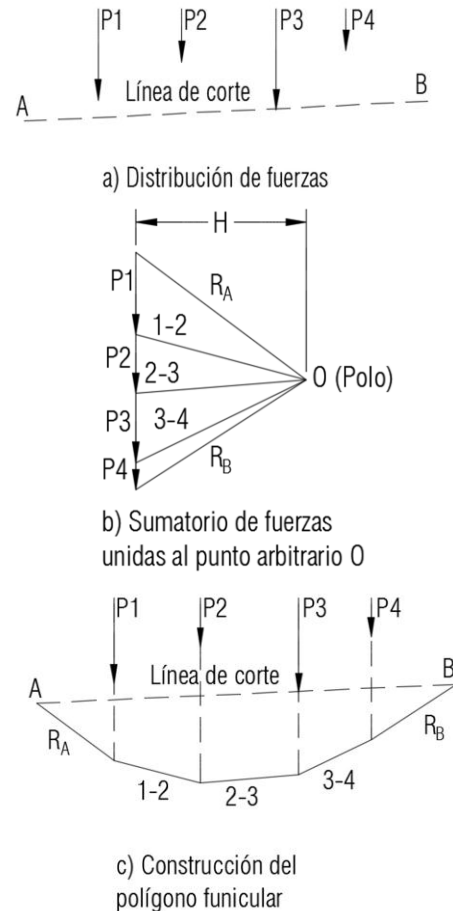


Figura 2.3. Polígono funicular

Fuente: Hernández y Rob, 2002, p.11

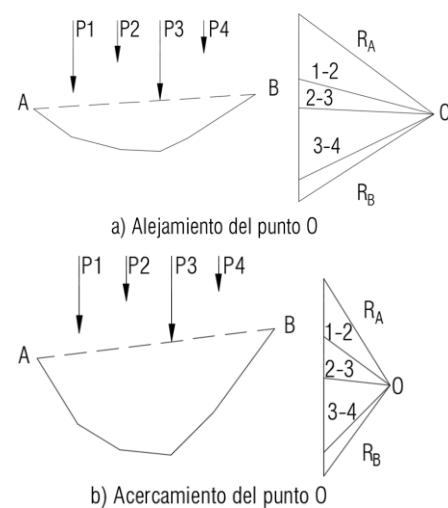


Figura 2.4. Variación del polígono funicular en función del punto O

Fuente: Hernández y Ros, 2002, p.6

2.1.2 Demanda gravitacional

De acuerdo con el CSCR-2010, la demanda gravitacional se divide en dos tipos: permanente y temporal. La permanente debe incluir los pesos propios de los elementos constructivos, junto con los componentes y sistemas arquitectónicos. La demanda temporal es aquella que varía en el tiempo, sus valores están dados en la tabla 6.1 del CSCR-2010 y dependen del uso de la edificación.

Este peso se distribuye en un área tributaria definida de la siguiente manera: “(...) es el área de influencia de carga de un elemento estructural, y debería incluir toda porción de la construcción en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando” (Paredes, 1996, p. 24).

2.1.3 Demanda sísmica

El CSCR-2010 establece la demanda sísmica considerando los siguientes factores: sitio de cimentación, aceleración pico efectiva, factor espectral dinámico, coeficiente sísmico y cortante basal. Se realiza un resumen de cada uno de ellos:

2.1.3.1 Regularidad

Toda estructura puede clasificarse en regular o irregular, las estructuras regulares poseen una configuración en planta junto con una elevación sin discontinuidad física; ahora bien, de presentarse alguna discontinuidad considerable, se categoriza como irregular. Este parámetro es importante cuando, por la condición de irregularidad y ante la presencia de un diafragma rígido, las fuerzas sísmicas se distorsionan ante el efecto torsional que sufre la edificación. Como las estructuras analizadas presentan solamente un diafragma flexible, este efecto no sucede.

2.1.3.2 Tipo de edificación

El CFIA (2014) divide toda edificación en 5 tipos, los cuales se resumen a continuación:

1) Tipo marco

Son aquellos capaces de resistir fuerzas sísmicas por medio un sistema sismorresistente conformado por marcos de acero, madera o concreto reforzado; siempre y cuando los sistemas estructurales no sean exclusivamente columnas y losas planas, ya que estos son prohibidos como sistemas sismorresistentes.

2) *Tipo dual*

Son estructuras que resisten las fuerzas verticales y sísmicas por la acción conjunta de marcos arriostrados, muros de corte y marcos o pórticos rígidos. Su gran rigidez ocasiona que estos sistemas gobiernen los comportamientos de la estructura. Para determinar lo anterior, las columnas de un piso deben resistir al menos el 25 % de la fuerza cortante total de diseño obtenida del análisis.

3) *Tipo muro*

Estas estructuras resisten las cargas verticales por medio de muros de corte o marcos arriostrados y tienen menos ductilidad que las estructuras anteriores debido a su comportamiento inelástico, el cual se concentra en los primeros niveles produciendo que el resto de la estructura no participe en la disipación.

4) *Tipo voladizo*

Cualquier columna o muro que actúe esencialmente como un voladizo aislado, libre o articulado en su extremo superior y empotrado en la base tiene una ductilidad de 1, a menos que sea una estructura regular y el detallado logre una ductilidad local óptima.

5) *Tipo otros*

Son aquellos materiales que no clasifican en los tipos anteriores, generalmente carecen de información experimental o documentada durante sismos. Queda a criterio del profesional si realiza una homologación con los tipos anteriores.

2.1.3.3 Ductilidad

El CFIA (2014) clasifica un elemento como dúctil cuando este resiste “deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, manteniendo al menos el 80 % de su capacidad máxima cuando sus deformaciones excedan el doble de las deformaciones correspondiente al límite de cedencia” (p. 4/8). El CSCR-2010 establece un valor para la ductilidad de las estructuras en la tabla 4.3. En la mampostería sin refuerzo existen estudios que proponen diferentes valores de ductilidad, por ejemplo de acuerdo con Allen, Dmrytro, Derakshan, Masia, Griffith e Ingham (2013), la Universidad de Auckland propone un valor de 2. Sin embargo, las fallas presentadas en estas estructuras son de naturaleza frágil, por lo que el valor por utilizar es de 1.

2.1.3.4 Zonificación sísmica

El país está dividido en tres diferentes zonas sísmicas, las cuales se pueden apreciar en la figura 2.5, estas zonas son conocidas como zona II (color verde), zona III (color naranja) y zona IV (color rojo). Los nombres siguen la designación estadounidense en donde sí existe una zona designada como zona I. Cada zona representa en orden ascendente el grado de sismicidad del lugar.

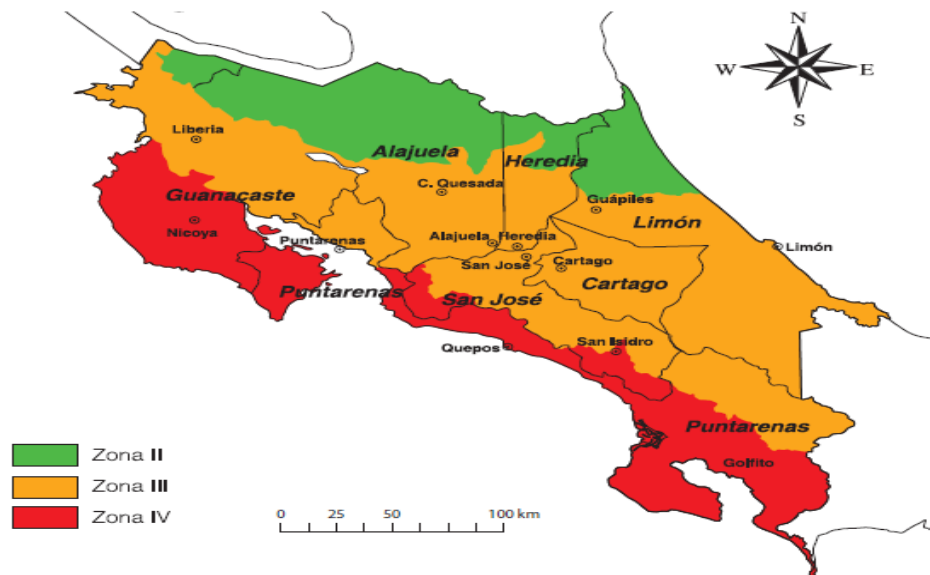


Figura 2.5. Zonas sísmicas de Costa Rica

Fuente: CFIA, 2014, p. 2/9

2.1.3.5 Sitio de cimentación

Se clasifica el suelo donde se emplazará la edificación según su respuesta dinámica en la demanda sísmica. En la tabla 2.1 se tabulan los diferentes tipos indicados por el CFIA:

Tabla 2.1 Sitios de cimentación

Tipo de Sitio	Descripción
S1	Un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.
S2	Un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.
S3	Un perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca o media densidad.
S4	Un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave.

Fuente: CFIA, 2014, p. 2/6

2.1.3.6 Aceleración pico efectiva [a_{ef}]

Es un parámetro indicador de la sacudida sísmica, asociado a aquellos sismos cuyo período de retorno es de 475 años, con una probabilidad de excedencia de un 10 %.

Los valores de aceleración dependen de la zona sísmica y del tipo de cimentación, están resumidos de acuerdo con CFIA en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Valores de aceleración efectiva

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0.20	0.30	0.40
S2	0.24	0.33	0.40
S3	0.28	0.36	0.40
S4	0.34	0.36	0.36

Fuente: CFIA, 2014, p. 2/8

2.1.3.7 Período de la estructura

Para calcular el período de la estructura, el CSCR-2010 propone dos métodos: estático y dinámico. El primero consiste en estimar un primer período de vibración, dependiendo de la cantidad de pisos y del tipo de edificación, para luego recalcularlo utilizando el método de Rayleigh, iterando los resultados hasta que el período anterior sea muy aproximado o igual al último calculado. El segundo se obtiene calculando modos de oscilación en cuanto a la masa y rigidez para obtener sus respectivos períodos. Dentro de los alcances de esta investigación, se utiliza el método dinámico para los cálculos; su explicación se encuentra fuera de los objetivos del trabajo, pero puede consultarse en el libro *Dinámica de estructuras* de Anil K. Chopra en su capítulo 17.

2.1.3.8 Factor espectral dinámico [FED]

El CFIA (2014) lo define como:

Factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño. Es función de la Zona Sísmica, del sitio de cimentación, de la ductilidad global asignada al sistema estructura, de su período de vibración y de su amortiguamiento (p. 5/1).

Los valores del FED se encuentran en las figuras 5.1 a la 5.12 del CSCR-2010. Están graficados para varios valores de ductilidades, tipos de cimentación, zonas sísmicas y un amortiguamiento del 5 %.

Sin embargo, debido a que las rocas de la mampostería sin refuerzo no están firmemente unidas entre sí y se balancean sobre las sisas, estas estructuras suelen tener mayores valores de amortiguamiento. Cuando esto sucede, el Comentario al Código Sísmico de Costa Rica 2010 [CCSCR-2010] solicita modificar el FED de la manera correspondiente. Para esta modificación no existe un reglamento nacional por lo que se debe buscar una metodología internacional.

En un trabajo de investigación, Miranda, Kuo-Chun e Yu-Yuan (2005) comparan las 4 metodologías más usadas: la de Newmark y Hall; Wu y Hanson; Ramírez y Constantinou y la de Lin y Chan. Luego de la comparación recomiendan usar las metodologías de Lin y Chan para períodos inferiores a 2.0 s y la de Ramírez y Constantinou para períodos mayores. En este trabajo se seguirá esa recomendación.

La metodología de Lin y Chan fue el resultado del análisis de 1053 acelerogramas de 102 terremotos registrados en EEUU para relaciones de amortiguamiento entre 2 y 50 % y con períodos de vibración de 0,01 a 10 s. Consiste en multiplicar cada valor de FED con un amortiguamiento de 5 % por un valor B, el cual está definido por la siguiente fórmula:

$$B = 1 - \frac{a * T^{0.30}}{(T+1)^{0.65}} \quad [2.1]$$

En donde “T” es el período en segundos y “a” está determinado por:

$$a = 1.303 + 0.436 * \ln(\xi) \quad [2.2]$$

Además, ξ es el nuevo valor de amortiguamiento.

Diversas investigaciones se han desarrollado para determinar el valor del amortiguamiento en estructuras de mampostería sin refuerzo y han concluido en diversos valores para este parámetro. Allen et al. (2013) resumen varios estudios, entre ellos los de Magenes y Calvi en el año 1997, donde se proponen valores de amortiguamiento entre un 10 % y 15 %; el de Benedetti et al. en el año 1998, quienes establecen un rango entre 6 % y 10 % y por último mencionan el de Tomazevic y Weiss en el año 2010, en el cual se indica un rango entre 2 % y 10 %. La empresa M. Cruz & Asociados Ltda. (2002) utilizó un valor de amortiguamiento de 10 % en la intervención realizada, este valor se encuentra dentro del rango de valores anteriormente mencionados, por lo que sigue esta recomendación.

2.1.3.9 Factor de importancia (I)

Este factor clasifica la estructura a partir de la importancia de su ocupación o su función, asignándole un valor entre 0.75 y 1.25 según la tabla 4.1 del CSCR-2010. De acuerdo con esta tabla, estos templos pertenecen al grupo D, que corresponde a toda edificación de ocupación normal, es decir una obra cuya ocupación es menor a 5000 personas, no es utilizada como refugio en caso de emergencias y no contiene sustancias tóxicas o explosivas. Este grupo posee un factor de importancia de 1.

2.1.3.10 Sobrerresistencia

Toda estructura posee una capacidad real mayor que la capacidad nominal sismorresistente, la sobrerresistencia es la razón entre ambas capacidades. El CSCR-2010 la asigna en relación con el tipo de edificación, siendo 2 para estructuras tipo marco, dual y muro, y 1.2 para tipo voladizo y otros. Diversas investigaciones proponen otros valores para la mampostería sin refuerzo, por ejemplo Allen et al. (2013) señalan que “los valores de sobrerresistencia se encuentran entre el rango de 1.2 y 2.5” (p. 6) y la resolución del presidente del Consejo de Ministros en Italia [OPCM], titulada: *Norme Tecniche Per Il Progetto, La Valutazione E L'adeguamento Sismico Degli Edifici*, también presenta valores de sobrerresistencia (la norma lo denota como $\alpha u/\alpha 1$):

Tabla 2.3 Valores de sobrerresistencia

Estructura	Valor de sobrerresistencia
<i>Edificio de mampostería sin refuerzo de un nivel.</i>	1.4
<i>Edificio de mampostería sin refuerzo de dos o tres niveles.</i>	1.8

Fuente: OPCM, 2005, p. 69

Se elige el valor de 1.2 para estructuras en voladizo del CSCR-2010 por ser más conservador.

2.1.3.11 Coeficiente sísmico [CS]

Este coeficiente se define de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} \quad [2.3]$$

Donde:

a_{ef} = Aceleración pico efectiva.

I = Factor de importancia.

FED= Factor espectral dinámico.

SR= Sobrerresistencia.

2.1.3.12 *Peso sísmico*

El CFIA (2014) define el peso sísmico como:

Para el cálculo de la carga sísmica de cada nivel debe incluirse la mitad del peso de las columnas, paredes y elementos verticales de los pisos inmediatamente inferior y superior que estén vinculados a ese nivel y a los niveles inferior o superior (p. 6/3).

Este peso está distribuido en un área tributaria, por lo general correspondiente a la mitad de la distancia existente entre dos elementos estructurales que sean sísmicamente resistentes. Para determinar esta área, se debe tener presente la segunda hipótesis de Heyman (1999) expresada en la sección 1.1.1, que dice “la mampostería sin refuerzo no tiene resistencia a tracción” (p. 21). Por tanto, el área tributaria del peso sísmico en la mampostería sin refuerzo debe incluir solo el área que genere fuerzas de compresión en el elemento sismorresistente.

En un templo pueden existir dos elementos que resisten la fuerza sísmica, los pilares y los contrafuertes. Para conocer el porcentaje de participación de cada uno de ellos, se debe hacer en proporción a su rigidez. Como ambos son elementos en voladizo, se considera el coeficiente de rigidez de un elemento en voladizo que está definido por la siguiente fórmula:

$$k = \frac{3EI}{L^3} \quad [2.4]$$

Donde: E= Módulo de elasticidad del material

I= Momento de inercia en la sección.

L= Longitud del elemento (Fierro y García, 2005, p. 5).

En los contrafuertes se debe tener en cuenta que con frecuencia estos son elementos compuestos, ya que suelen construirse como un refuerzo para el muro. La figura 2.6 ilustra las diferentes formas en que puede considerarse esta unión, de estas distintas posibilidades la opción “a” considera la estructura como monolítica, esto es muy optimista; por el contrario, la opción “b” indica que el muro no aporta ninguna rigidez al contrafuerte, por lo que es muy conservadora; la opción “d” sería producto de una mala construcción; por lo que la opción “c” es la mejor consideración.

Para determinar la longitud del muro unida al contrafuerte, se multiplica el ancho del contrafuerte por un factor α , que por lo general se encuentra entre 1 y 1.5 veces el ancho del contrafuerte (Huerta, 2004), tal como se ilustra en la figura 2.7.

2.1.3.13 Cortante basal (V)

Es la fuerza sísmica total, aplicada en forma horizontal sobre la base del edificio, se calcula de la siguiente manera:

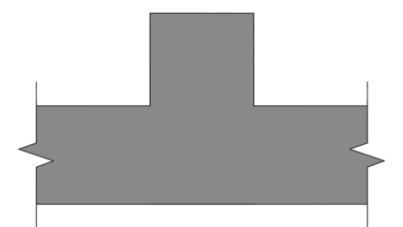
$$V=CS*W \quad [2.5]$$

Donde:

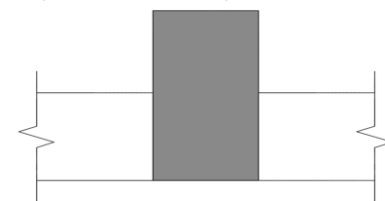
V = Cortante en la base o sumatoria de fuerza sísmica horizontales en cada dirección ortogonal.

CS = Coeficiente sísmico obtenido de acuerdo a la ecuación 2.3.

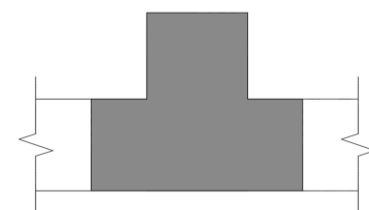
W = Sumatoria de cada uno de los pesos asignados para efectos sísmicos.



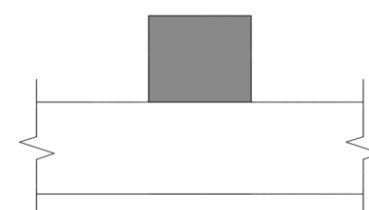
a) Contrafuerte compuesto monolítico



b) Contrafuerte y muro independiente



c) Contrafuerte con parte de muro



d) Contrafuerte añadido a un muro continuo

Figura 2.6 Posibles situaciones de la unión de un muro y contrafuerte

Fuente: Huerta, 2004, p. 427

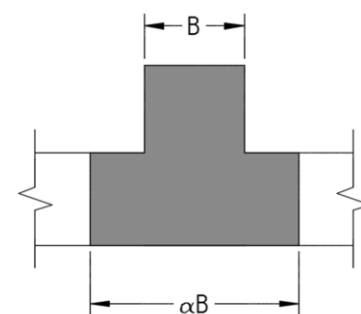


Figura 2.7 Longitud de un contrafuerte unido al muro

Fuente: Huerta, 2004, p. 431

2.1.3.14 Distribución de fuerza sísmica

La distribución se realiza por grado de libertad, utilizando lo que el CSCR-2010 llama método dinámico. La fundamentación teórica de esta distribución se encuentra fuera de los objetivos del presente trabajo, pero si se desea ampliar en estos conceptos se recomienda consultar el libro *Dinámica de estructuras* de Anil K. Chopra en su capítulo 17.

La estructura se modela idealizando el plano de corte con elementos tipo barra, asignándole un gran peso en la cúspide W , que corresponde al peso del material por encima del punto de aplicación de la fuerza gravitacional o sísmica. Cada uno de estos planos tiene su propio peso (P_i) y una fuerza sísmica asignada (S_i). La figura 2.8 muestra la idealización del modelo. Este modelo modifica la definición del peso sísmico de la sección 2.1.3.12, en lugar de considerarse el peso de la mitad del contrafuerte, se debe tomar el peso de la mitad superior más la mitad inferior de cada elemento tipo barra.

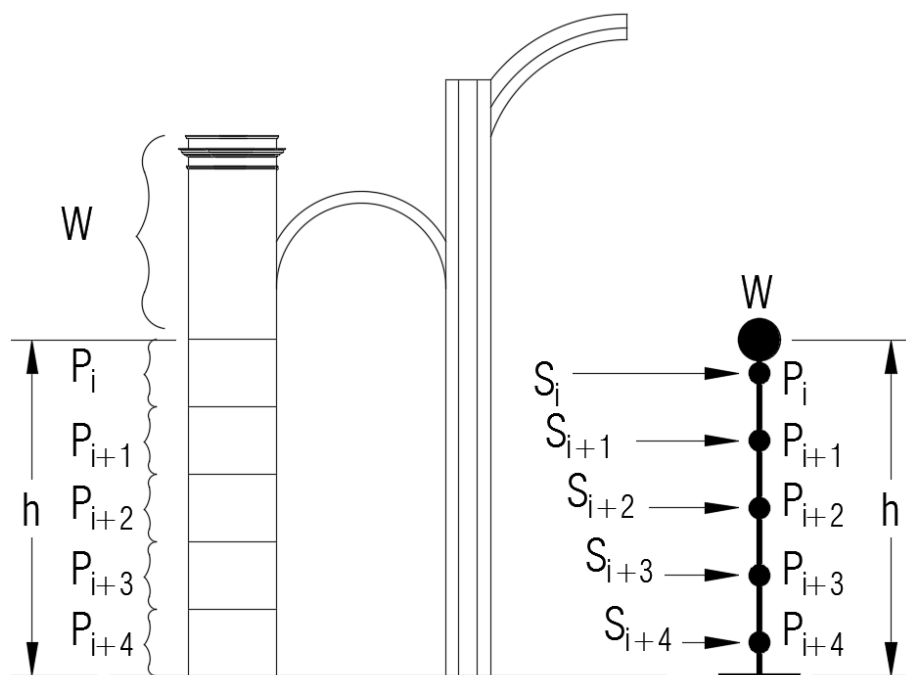


Figura 2.8. Modelación de la estructura

Fuente: Elaboración propia.

2.1.4 Reglas de dimensionamiento proporcionales

El profesor Santiago Huerta (2004) en su libro *Arcos, bóvedas y cúpulas: Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*, registra en los capítulos del 5 al 10 las diversas reglas que existían en la Edad Media, el Renacimiento y en los siglos XVII y XVIII. También en su tesis de doctorado *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España, ca. 1500- ca. 1800*, realiza un inventario de reglas (Huerta, 1990). Estas reglas se tabulan en la tabla 2.4 a partir de las dos publicaciones de Huerta mencionadas anteriormente. En la figura 2.9 se ilustra la nomenclatura por utilizar.

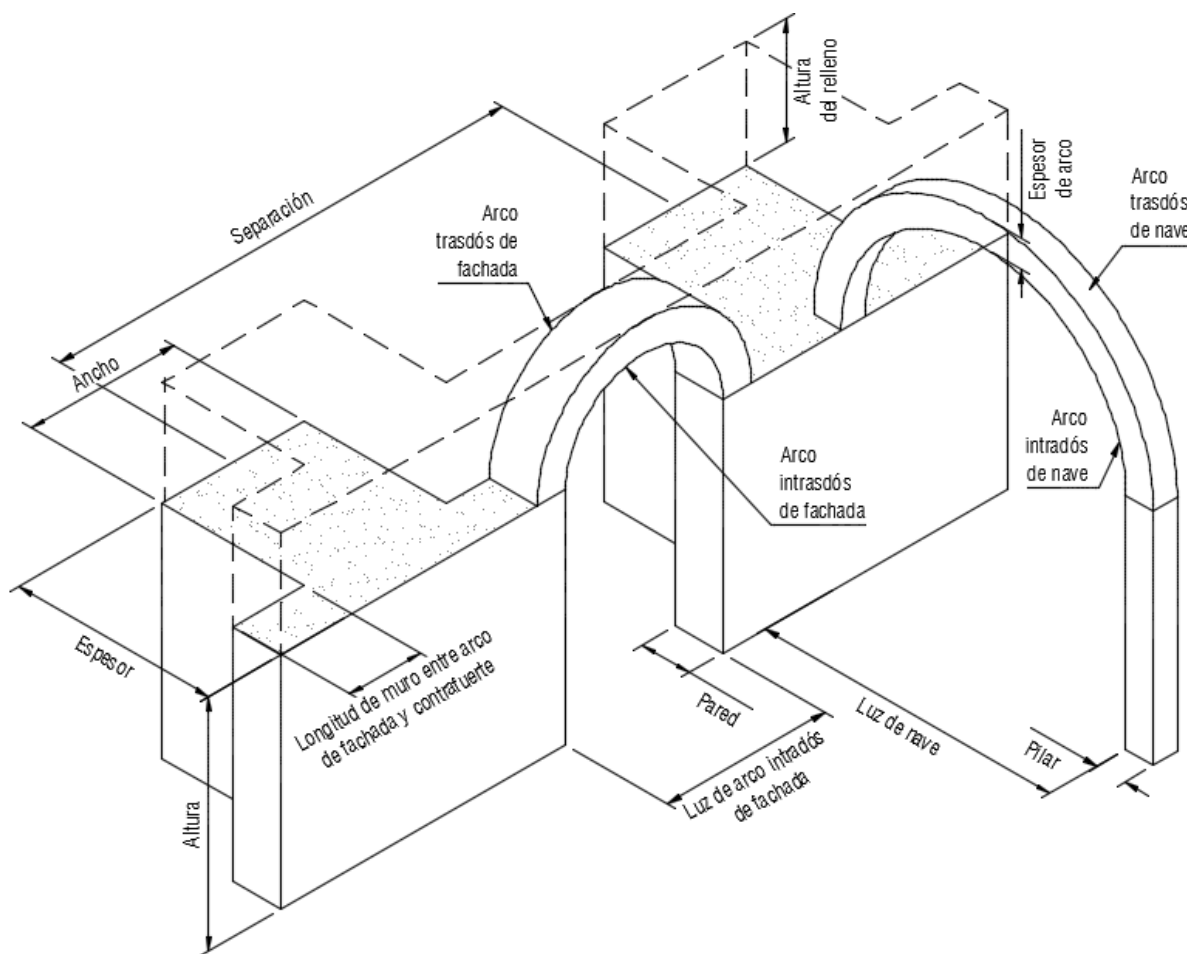


Figura 2.9. Nomenclatura de elementos arquitectónicos de una iglesia

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.4 Inventario de reglas de proporción

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared	Arco	Contrafuertes				Pilar
			Espesor	Ancho	Espesor	Altura	Separación	Diámetro
Rodrigo Gil	Siglo XVI	-----	-----	$A=0,626 R_{int}$ Donde R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de fachada, A=Ancho del contrafuerte	$E = \sqrt{H + \frac{C}{2}}$ Si se conoce la altura: Donde C=Longitud de la semicircunferencia del arco intradós de la nave. H=Altura del contrafuerte	$Q=2,894 R_{int}$ Donde R_{int} =Radio intradós del arco de la fachada Q=La altura del relleno sobre el arco de la fachada	-----	-----
Martínez de Aranda	Siglo XVI	-----	Arcos de 5-10ft de luz= 1/6 L Arcos de 10-20ft de luz = 1/8L Arcos de 20-40ft de luz = 1/10L	$A=2 * R_{tras} * \cos (45) - R_{tras}$ A=Ancho del contrafuerte R_{tras} =Radio trasdós del arco de medio punto de la fachada	$E=2 * R_{tras} * \cos (45) - R_{tras}$ E=Ancho del contrafuerte R_{tras} =Radio trasdós del arco de medio punto de la nave	-----	-----	-----
Hernán Ruíz	Siglo XVI	-----	-----	$A=2 * R_{tras} * \cos (45) - R_{intras.}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de la fachada R_{tras} =Radio trasdós del arco de medio punto de la fachada	$E=2 * R_{tras} * \cos (45) - R_{intras.}$ E=Ancho del contrafuerte R_{tras} =Radio trasdós del arco de medio punto de la nave R_{tras} =Radio trasdós del arco de medio punto de la nave	-----	-----	-----
Palladio	Siglo XVI	-----	-----	$A=2/3 R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de la fachada	$E=1/3L$ L=Luz de la nave	-----	-----	-----

Continúa

Inventario de reglas de proporción (continuación)

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared	Arco	Contrafuertes				Pilar
			Espesor	Ancho	Espesor	Altura	Separación	Diámetro
Ungewitter	Gótico tardío alemán	$P=1/10L$ L=Luz de la nave P=Ancho del muro	-----	$A=L/4,14$ A=Ancho del contrafuerte L=Luz del vano de la fachada	-----	-----	-----	-----
Lechler	Gótico tardío alemán	$P=1/10L$ L=Luz de la nave P=Ancho del muro	-----	$A=P$ A=Ancho del contrafuerte P=Ancho de la pared	$E=3P$ E=Espesor del contrafuerte P=Ancho de la pared	-----	-----	$P_i=P$ P_i =Diámetro del pilar P=Ancho del muro
Derand	Siglo XVII	-----	-----	$A=2/3R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de la fachada	$A=2/3R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de la nave	-----	-----	-----
Fray Lorenzo de San Nicolás (para iglesias de nave única)	Siglo XVII	$P=1/7*S$ P=Ancho de la pared de cantería S=Separación del contrafuerte	-----	-----	$E=5/3*P$ E=Espesor del contrafuerte P=Ancho de la pared	-----	$S=1/2L$ L=Luz de la nave S=Separación	-----

Continúa

Inventario de reglas de proporción (continuación)

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared	Arco	Contrafuertes				Pilar
			Espesor	Ancho	Espesor	Altura	Separación	Diámetro
El Padre Tosca	Siglo XVIII	-----	-----	$A=2/3R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de la fachada	$A=2/3R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de la nave	-----	-----	-----
Plo y Camín	Siglo XVIII	$P=1/6*\phi$ P=Ancho de pared ϕ =Diámetro del arco intradós de la fachada	-----	$A=2/3R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de fachada	$A=2/3R_{int}$ A=Ancho del contrafuerte R_{int} =Radio intradós del arco de medio punto de nave	-----	-----	-----
Gautier	Tradición francesa siglo XVIII	-----	$e=l/15$ e=Espesor de la clave l=Luz del arco	-----	-----	-----	-----	-----
Frezier	Tradición francesa siglo XVIII	-----	$e=l/24$ e=Espesor de la clave l=Luz del arco	-----	-----	-----	-----	-----
Béldor	Tradición francesa siglo XVIII	-----	Medio punto: $e=l/24$ Rebajado: $e=l/24+1ft$ e=Espesor de la clave l=Luz del arco	-----	$L < 48 ft:$ $A=(L/6+2)*7/6$ $48 < L < 96 ft:$ $A=(L/6+2-(L-48)/24)*7/6$ $L > 96 ft:$ $A=L/6*7/6$ L=Luz del arco	-----	-----	-----

2.1.5 Análisis límite

2.1.5.1 Líneas de empuje

Como se mencionó en la sección 2.1.1, la metodología análisis límite utiliza para su desarrollo la estática gráfica, ya que esta permite “ver” la forma en que las fuerzas se transmiten en el material por medio de la funicular, llamada por Huerta (2004) la línea de empujes y definida como “el lugar geométrico del punto de paso de las fuerzas por un sistema de planos de corte dados” (Huerta, 2004, p. 36). En la sección 2.1.1 se trató el material como homogéneo e isotrópico para explicar la estática gráfica, sin embargo, esto no es cierto en las estructuras de piedra; como se aprecia en la figura 2.10 el material es discontinuo tanto externa como internamente.



a) Fotografía interna del contrafuerte del templo Santiago Apóstol



b) Fotografía superior del muro del templo Santiago Apóstol

Figura 2.10. Fotografías del contrafuerte y muro del templo Santiago Apóstol

Fuente: MCRUZ, 2002, p. 25

Para dibujar la línea de empujes, se debe dividir el elemento por analizar en sistemas de planos de corte, lo cual ocasiona que la línea de empujes no dependa solo del punto de aplicación de la fuerza, sino también del sistema de planos de corte escogido. Esta línea debe estar contenida en cada uno de estos planos y en cada sistema se describen posibles situaciones de equilibrio.

Aunque esta metodología no permite fijar una línea de empujes ideal, como se ejemplificó en la figura 2.4, sí se puede determinar una fuerza mínima (H_{min}) y una máxima (H_{max}), ilustradas en la figura 2.11. La mínima es la mayor altura de la línea de empujes que puede contener el contrafuerte y la máxima es el mínimo peralte que puede tener la línea de empujes, ocasionando que cualquier otra situación de equilibrio deba estar comprendida entre ambos valores.

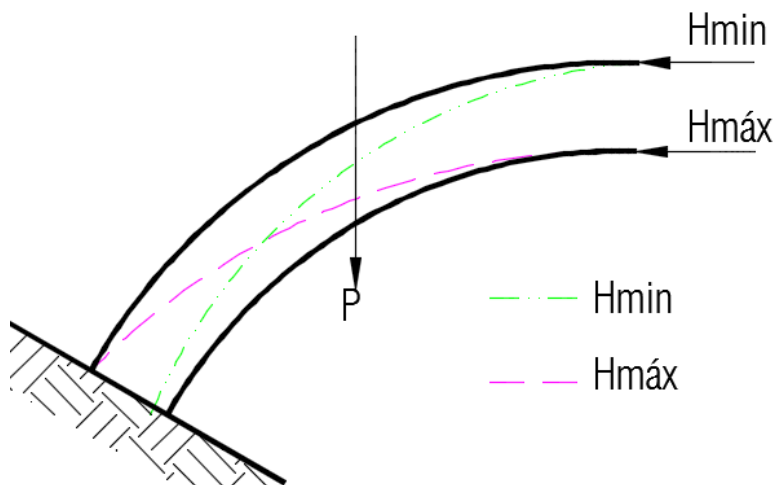


Figura 2.11. Fuerzas máximas y mínimas en un arco

Fuente: Modificado de Huerta, 2004, p. 46

Este concepto de fuerzas mínimas y máximas es de gran importancia en los teoremas fundamentales del análisis límite, los cuales se estudian más adelante.

En el contrafuerte, las fuerzas laterales producto de la resultante horizontal de las cargas gravitacionales, como las cargas laterales producto del sismo o viento, dibujan una funicular o línea de empujes dentro del elemento.

En la figura 2.12 se muestran los distintos sistemas de corte que se pueden escoger en el análisis. Se le aplica una fuerza horizontal H a un contrafuerte de peso P y el resultante final de ambas fuerzas es la reacción R (que corresponde a la línea $\overline{H8}$), aplicada a una distancia c . Medida desde el extremo, se observa que las variaciones entre un sistema y otro son bastante considerables.

En primer lugar se considera el caso de planos de corte horizontales y se dibuja la línea de empujes (figura 2.12a), cuyo resultado es una línea recta en el sentido vertical. Las inclinaciones de los esfuerzos pueden medirse en el polígono de fuerzas, dibujado a la derecha.

Seguidamente en la figura 2.12b se considera un sistema de planos de corte verticales, los cuales dividen hipotéticamente el contrafuerte en otros ocho bloques iguales, de manera que el polígono de fuerzas no varía. Al dibujar la línea de empujes, esta tomaría un aspecto «catenario» más habitual. En este caso las fuerzas son tangentes a la línea de empuje. Se puede apreciar que la línea llega al suelo antes de que el último bloque de la izquierda la afecte, sin embargo, esto solo es válido si la construcción fue por medio de hiladas verticales, ya que si la construcción se realizó mediante hiladas horizontales, las fuerzas reales se comportarían como la figura 2.12a, además el centro de fuerzas c' no coincidiría con el centro real c (tomando en cuenta la construcción de juntas horizontales) y al ser $c' < c$ fallaría por vuelco.

Por último, se propone un sistema de cortes por planos inclinados, figura 2.12c, donde los pesos de cada bloque son iguales y el diagrama de esfuerzos no varía. Lo anterior da como resultado ángulos menores al ángulo de rozamiento; esta solución se ha empleado en puentes.

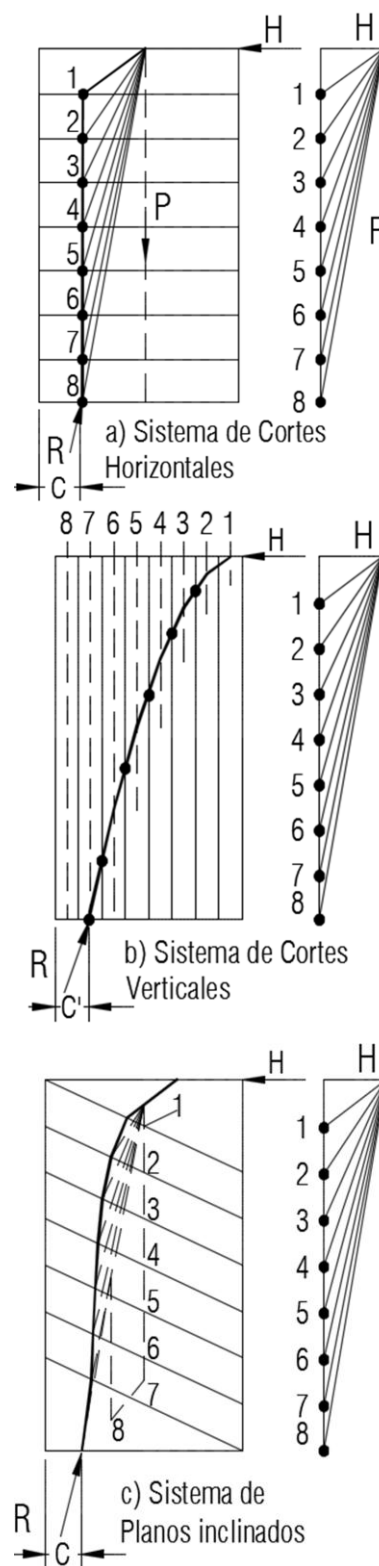


Figura 2.12. Sistemas de planos corte en un estribo rectangular
Fuente: Modificado de Huerta, 1990, p. 74

2.1.5.2 Definición de una línea de empujes en un contrafuerte

En la figura 2.13a se muestra el tramo de contrafuerte ABCD, el cual está sometido a una fuerza externa inclinada de compresión H cuyo ángulo es β_1 y a su propio peso ΣP_i . Se escogió para su análisis un sistema de planos de cortes horizontales que miden una altura Y_i y se ubicó su eje coordenado en el punto C.

El polígono de fuerzas de forma gráfica se obtiene de la siguiente manera:

1. Se define una escala de dibujo para las magnitudes de fuerzas, en la figura 2.13 es $P_i: Y_i$.
2. Se establece un punto arbitrario O y se traza la magnitud H con su ángulo.
3. Donde termina la magnitud de la fuerza H se traza cada una de las magnitudes P_i , inmediatamente una debajo de la otra.
4. Se une cada P_i con el punto O .

De esta manera se obtiene cada una de las resultantes R_i con su respectivo ángulo θ_i , como se puede apreciar en la figura 2.13b.

Para obtener de forma analítica el polígono de fuerzas, se siguen los siguientes pasos:

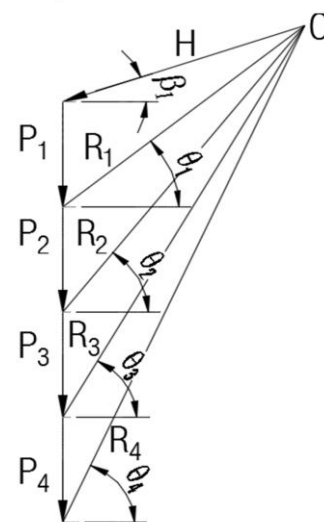
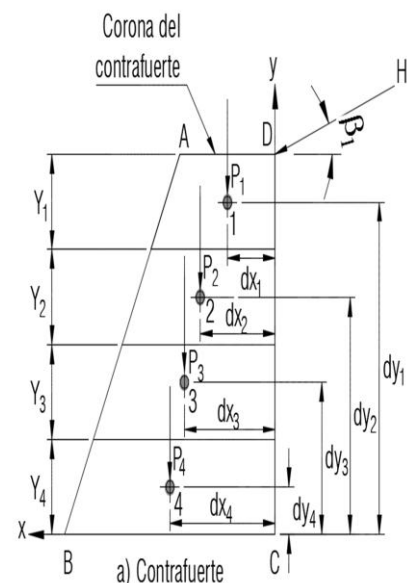
1. Se calcula la magnitud resultante R_i generada por las fuerzas H y P_i , con la siguiente ecuación:

Para la magnitud:

$$R_i = \sqrt{(\sum_{i=1}^n P_i + H \sin(\beta_1))^2 + (H \cos(\beta_1))^2} \quad [2.6]$$

2. Se calcula el ángulo θ_i con la ecuación:

$$\theta_i = \tan^{-1} \left(\frac{(\sum_{i=1}^n P_i + H \sin(\beta_1))}{H \cos(\beta_1)} \right) \quad [2.7]$$



b) Polígono de fuerzas

Figura 2.13. Análisis gráfico de un contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

$$E_{1y} = -d_{x1} * \tan \beta + \sum_{i=1}^n Y_i \quad [2.13]$$

4. Se ubica la resultante R_1 con su respectivo ángulo en el punto E_1 figura 2. 16a.
5. Se determina la función lineal $R_{1(x)}$ que caracteriza la recta generada por la fuerza R_1 .

a) La función es decreciente, por tanto, de signo negativo.

b) La pendiente está dada por $\tan \theta_1$.

c) La recta pasa por la coordenada (E_{1x}, E_{1y}) .

Se tiene:

$$R_{1(x)} = -x * \tan \theta_1 + b_1 \quad [2.14]$$

Donde:

$$b_1 = E_{1y} + d_{x1} * \tan(\theta_1) \quad [2.15]$$

6. Se determina el punto X_0 (figura 2.16a), este se obtiene cuando la recta $R_{1(x)}$ interseca el plano \overline{AD} , es decir cuando $R_{1(x)} = \sum_{i=1}^n Y_i$. Por tanto se tiene:

$$\sum_{i=1}^n Y_i = -x_0 * \tan(\theta_1) + b_1 \quad [2.16]$$

$$x_0 = -\frac{\sum_{i=1}^n Y_i - b_1}{\tan(\theta_1)} \quad [2.17]$$

7. Se establece el punto X_1 (figura 2.16a), este se obtiene cuando la recta R_1 interseca el plano $\overline{11}$, o sea cuando

$$R_{1(x)} = \sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^1 Y_i. \text{ Por tanto:}$$

$$\sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^1 Y_i = -x_1 * \tan(\theta_1) + b_1 \quad [2.18]$$

$$x_1 = -\frac{\sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^1 Y_i - b_1}{\tan(\theta_1)} \quad [2.19]$$

8. Se determina el punto de intersección de las fuerzas R_1 y P_2 , llamado E_2 (figura 2.16b), cuyas coordenadas son (E_{2x}, E_{2y}) .

a) La coordenada E_{2x} es igual a d_{x2} .

b) La coordenada E_{2y} se obtiene cuando en la función de la recta $R_{1(x)}$ el valor x sea igual a d_{x2} . Es decir:

$$E_{2y} = -d_{x2} * \tan \theta_1 + b_1 \quad [2.20]$$

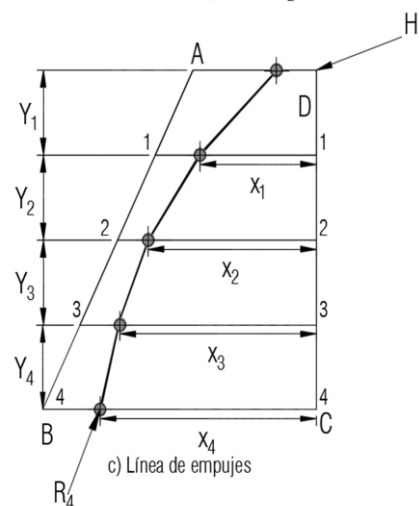
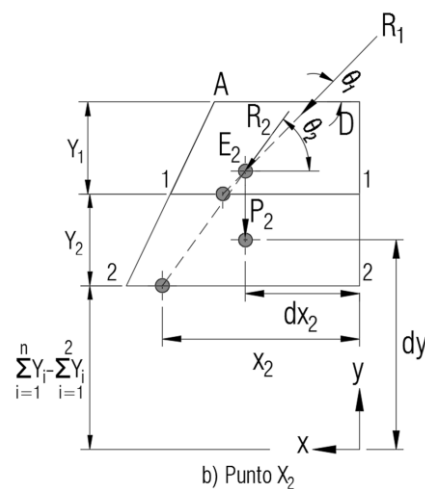
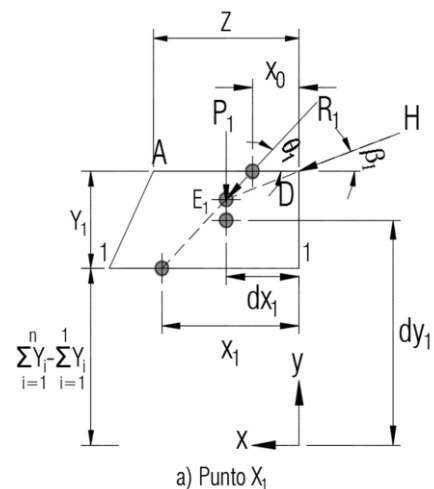


Figura 2.16. Trazado de la línea de empujes

Fuente: Elaboración propia

9. Se ubica la resultante R_2 con su respectivo ángulo en el punto E_2 . Figura 2.17b.

10. Se establece la función lineal $R_{2(x)}$ que caracteriza la recta generada por la fuerza R_2 .

a) La función es decreciente, por tanto, de signo negativo.

b) La pendiente está dada por $\tan \theta_2$.

c) La recta pasa por la coordenada (E_{2x}, E_{2y}) .

Se tiene:

$$R_{2(x)} = -x * \tan \theta_1 + b_2 \quad [2.21]$$

Donde:

$$b_2 = E_{2y} + d_{x2} * \tan(\theta_2) \quad [2.22]$$

11. Se determina el punto X_2 , figura 2.17b; este se obtiene cuando la recta R_2 interseca el plano $\bar{2}\bar{2}$, es decir cuando $R_{2(x)} = \sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^2 Y_i$. Por tanto:

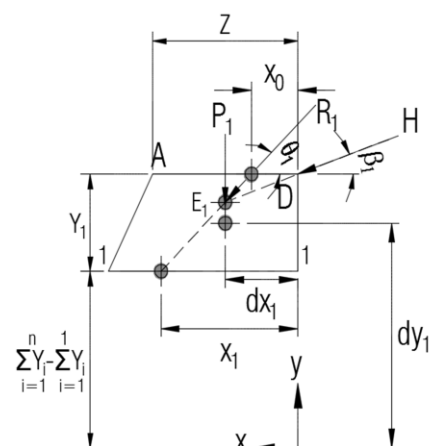
$$\sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^2 Y_i = -x_2 * \tan(\theta_2) + b_2 \quad [2.23]$$

$$x_2 = -\frac{\sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^2 Y_i - b_2}{\tan(\theta_2)} \quad [2.24]$$

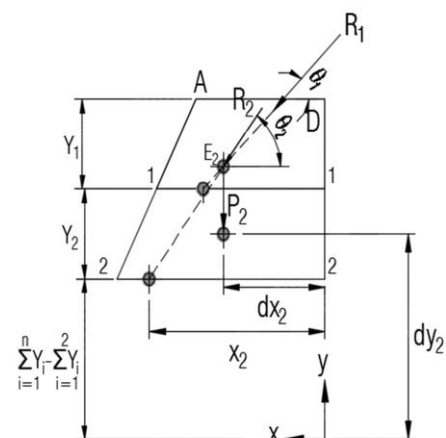
12. Para obtener los puntos X_3 y X_4 se repiten los pasos 8 al 11, utilizando los parámetros correspondientes a cada plano de corte.

13. Todos los puntos X_i (figura 2.17c) se unen mediante una línea.

Con el propósito de ampliar el tema se puede consultar la exposición del matemático yugoslavo Milankovitch (1907) "Theorie der Druckkurven" en el libro *Zeitschrift fur Matheatik und Physik*, pp. 1-27. También este autor posee un artículo posterior titulado: "Zu der Statik der massiven Widerlager", donde detalla el proceso para tres tipos de contrafuertes diferentes. Asimismo, se puede consultar la tesis doctoral de Huerta (1990) *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España, ca.*



a) Punto X_1



b) Punto X_2

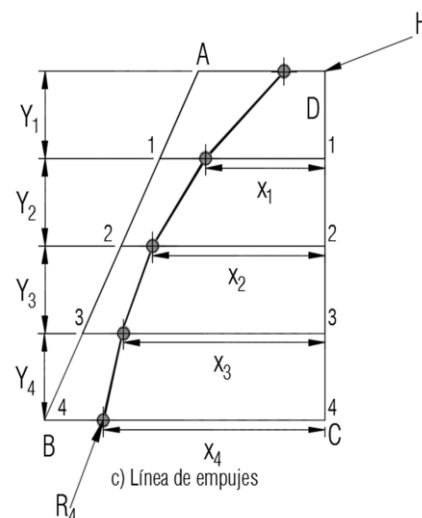


Figura 2.17. Trazado de la línea de empujes

Fuente: Elaboración propia

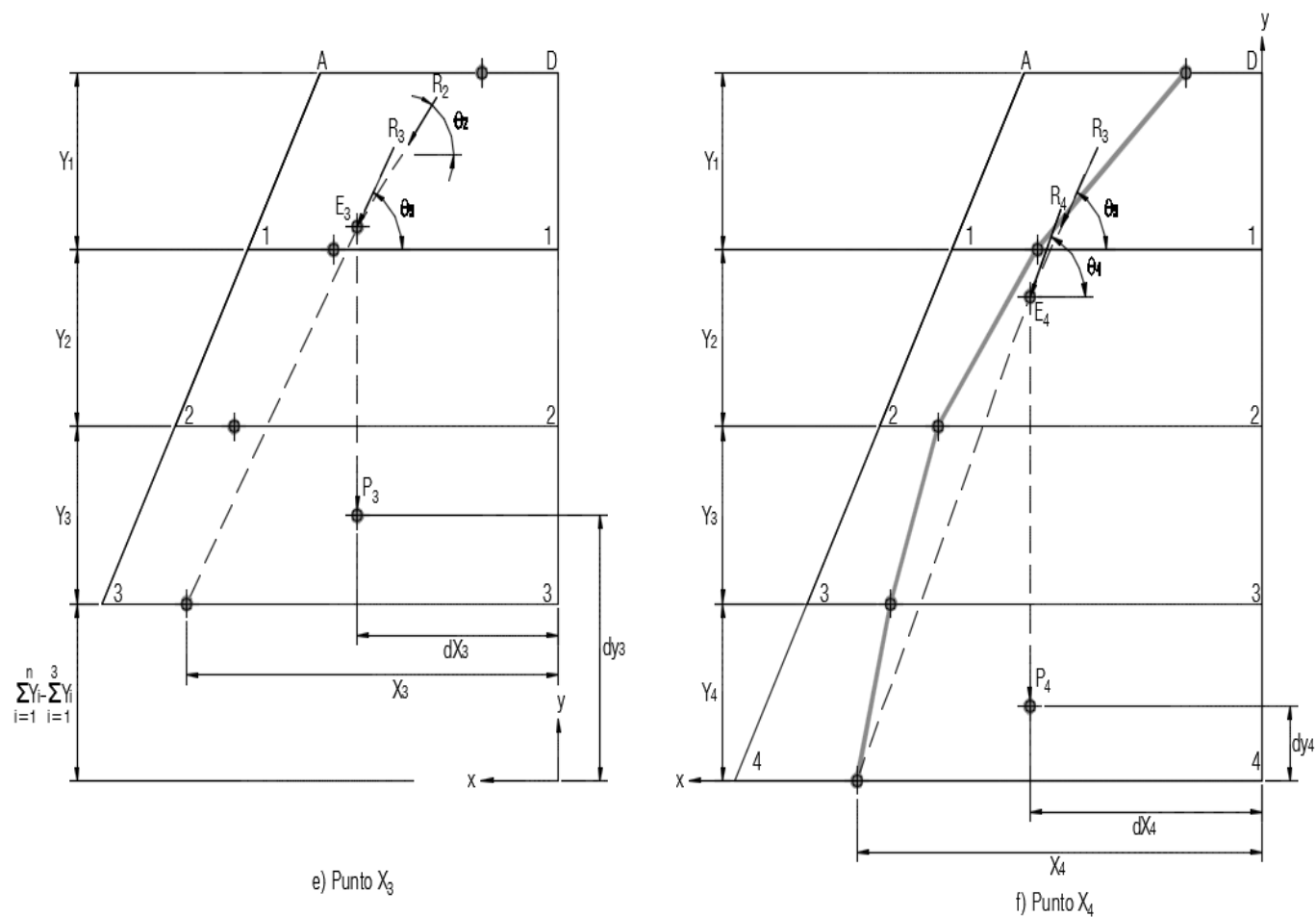


Figura 2.19. Trazado de la línea de empujes ante cargas gravitacionales (continuación).

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la figura 2.8, la estructura se modela con fuerzas horizontales en cada grado de libertad, esto implica una modificación en la forma en que se define la línea de empujes, por lo que se procede a describir cómo se debe graficar la línea de empujes cuando cada plano de corte recibe una fuerza horizontal diferente.

La figura 2.20a ilustra un contrafuerte \overline{ABCD} , sometido a distintas fuerzas externas horizontales S_i , a su propio peso $\sum_{i=1}^n P_i$ y a una fuerza inclinada H ; cada plano de corte mide una altura Y_i .

Para obtener de manera analítica el polígono de fuerzas, se calcula la magnitud y el ángulo de la resultante F_i generada por las fuerzas S_i , H y P_i , con las siguientes fórmulas:

Para la magnitud:

$$F_i = \sqrt{(\sum_{i=1}^n P_i + H \sin \beta_1)^2 + (H \cos \beta_1 + \sum_{i=1}^n S_i)^2} \quad [2.25]$$

Para el ángulo:

$$\alpha_i = \tan^{-1} \left(\frac{\sum_{i=1}^n P_i + H \sin(\beta_1)}{H \cos(\beta_1) + \sum_{i=1}^n S_i} \right) \quad [2.26]$$

Con el fin de lograr de forma analítica la línea de empujes, se siguen los siguientes pasos:

1. Se determinan las coordenadas dx_i y dy_i correspondientes al centro de masa de cada plano de corte, figura 2.21.
2. Se establecen las reacciones R_i (figura 2.22b) definidas por las fuerzas P_i y S_i , con su respectivo θ_i , dados por las ecuaciones:

Para la magnitud:

$$R_i = \sqrt{(\sum_{i=1}^n P_i)^2 + (\sum_{i=1}^n S_i)^2} \quad [2.27]$$

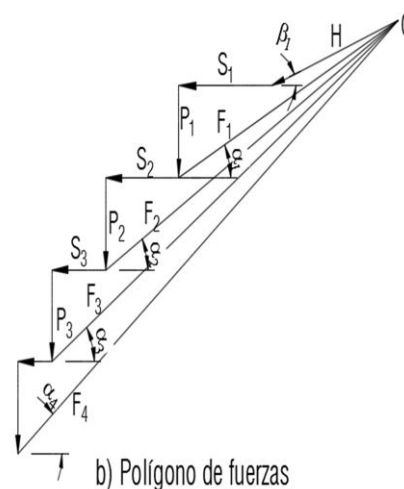
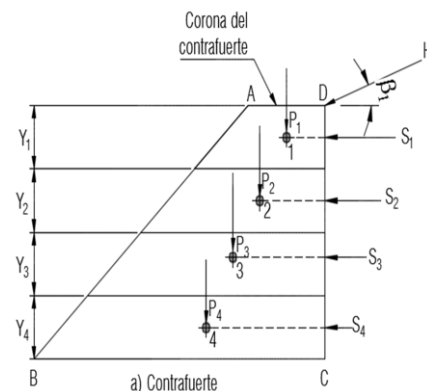


Figura 2.20. Polígono de fuerzas de demanda sísmica

Fuente: Elaboración propia

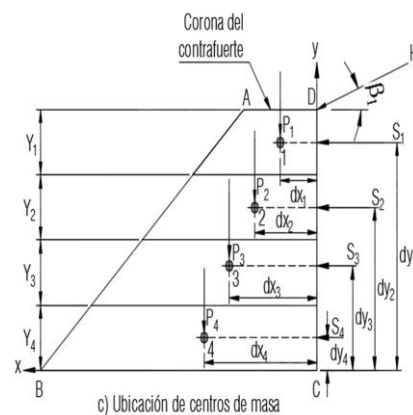


Figura 2.21. Reacciones R_i con ángulo θ_i

Fuente: Elaboración propia

Para el ángulo:

$$\theta_i = \tan^{-1} \left(\frac{\sum_{i=1}^n P_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \right) \quad [2.28]$$

3. Se determina la función lineal $R_{i(x)}$ que caracteriza cada recta generada por cada fuerza R_i .

- La función es decreciente, por tanto, de signo negativo.
- La pendiente está dada por $\tan \theta_i$.
- La recta pasa por la coordenada (d_{x1}, d_{y1}) .

$$R_{i(x)} = -x * \tan \theta_i + b_i \quad [2.29]$$

Donde:

$$b_i = d_{yi} + d_{xi} \tan(\theta_i) \quad [2.30]$$

- Se ubica la resultante R_i con su ángulo θ_i en la coordenada (d_{xi}, d_{yi}) correspondiente, figura 2.22c.
- Se caracteriza la recta generada por la fuerza H , según la ecuación 2.12.
- Se determina el punto de intersección de las rectas $R_{i(x)}$ con $H(x)$ llamado G_1 , cuyas coordenadas son (G_{1x}, G_{1y}) figura 2.22c.

- Se establece la coordenada G_{1x} , la cual está definida cuando las ecuaciones de las rectas $R_{i(x)}$ y $H(x)$ compartan la misma coordenada x , es decir:

$$-G_{1x} * \tan \theta_i + d_{yi} + d_{xi} \tan(\theta_i) = -G_{1x} * \tan \beta_1 + \sum_{i=1}^n Y_i$$

Despejando G_{1x} se tiene:

$$G_{1x} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i - d_{yi} - d_{xi} \tan(\theta_i)}{-\tan \theta_i + \tan \beta_1} \quad [2.31]$$

- Para encontrar la distancia vertical G_{1y} , se debe despejar un lado de la ecuación:

$$-G_{1x} * \tan \theta_i = -G_{1x} * \tan \beta_1 + \sum_{i=1}^n Y_i - d_{yi} - \tan(\theta_i) * d_{xi} \quad [2.32]$$

Luego se reemplaza la ecuación 2.32 en la ecuación 2.29.

$$G_{1y} = -G_{1x} * \tan \beta_1 + \sum_{i=1}^n Y_i - d_{yi} - \tan(\theta_i) * d_{xi} + d_{yi} + d_{xi} \tan(\theta_i) \quad [2.33]$$

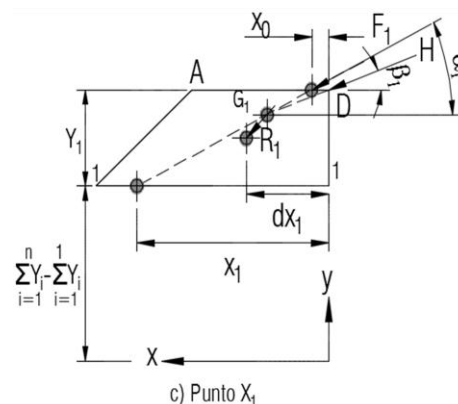
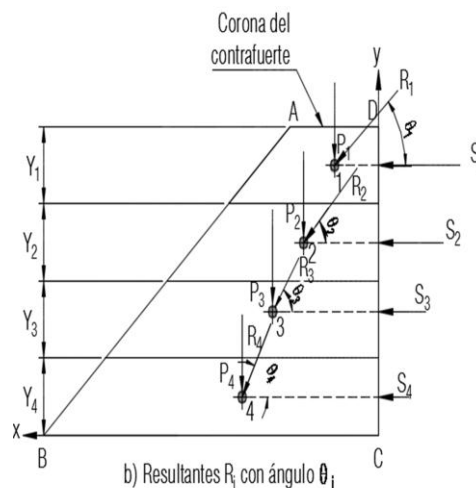
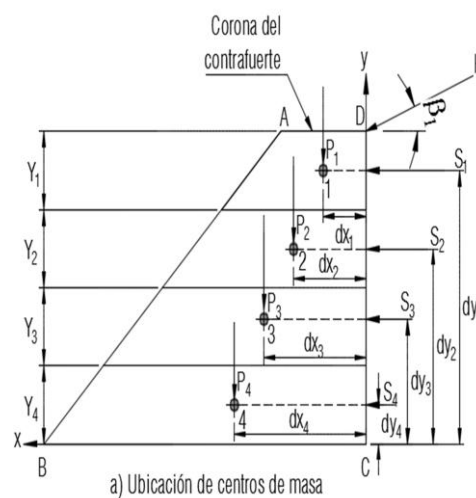


Figura 2.22. Trazado de la línea de empujes con varias fuerzas horizontales

Fuente: Elaboración propia

De la ecuación 2.33 se despeja G_{1y} .

$$G_{1y} = -G_{1x} * \tan \beta_1 + \sum_{i=1}^n Y_i \quad [2.34]$$

7. Se determina la función lineal $F_1(x)$ que caracteriza la recta generada por la fuerza F_1 .

- a) La función es decreciente, por tanto, de signo negativo.
- b) La pendiente está dada por $\tan \alpha_i$.
- c) La recta pasa por la coordenada (G_{1x}, G_{1y}) .

Se tiene:

$$F_{i(x)} = -x * \tan \alpha_i + b_{fi} \quad [2.35]$$

$$b_{fi} = G_{yi} + G_{xi} \tan(\alpha_i) \quad [2.36]$$

8. Se establece el punto X_0 (figura 2.23a), que se obtiene cuando la recta F_1 interseca el plano \overline{AD} , es decir cuando $F_{1(x)} =$

$\sum_{i=1}^n Y_i$. Por tanto, se tendría:

$$\sum_{i=1}^n Y_i = -x_0 * \tan \alpha_i + b_{fi} \quad [2.37]$$

Despejando x_0 se obtiene:

$$x_0 = \frac{b_{fi} - \sum_{i=1}^n Y_i}{\tan \alpha_i} \quad [2.38]$$

9. Se determina el punto X_1 (figura 2.23a), el cual se logra cuando la recta $F_{1(x)}$ interseca el plano $\overline{11}$, o sea cuando

$F_{1(x)} = \sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^1 Y_i$. Por tanto:

$$\sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^1 Y_i = -x_1 * \tan \alpha_i + b_{fi} \quad [2.39]$$

Al despejar x_1 se obtiene:

$$x_1 = \frac{b_{fi} - \sum_{i=1}^n Y_i + \sum_{i=1}^1 Y_i}{\tan \alpha_i} \quad [2.40]$$

10. Se establece el punto de intersección de las rectas $F_{1(x)}$ con $R_{2(x)}$ llamado G_2 , cuyas coordenadas son (G_{2x}, G_{2y}) figura 2.23b.

a) Se determina la coordenada G_{2y} , la cual se define cuando las ecuaciones de las rectas $F_{1(x)}$ y $R_{2(x)}$ compartan la misma coordenada x , es decir:

$$-G_{ix} * \tan \alpha_{i-1} + G_{yi-1} + G_{xi-1} \tan(\alpha_{i-1}) = -G_{ix} * \tan \theta_i + d_{yi} + d_{xi} \tan(\theta_i) \quad [2.41]$$

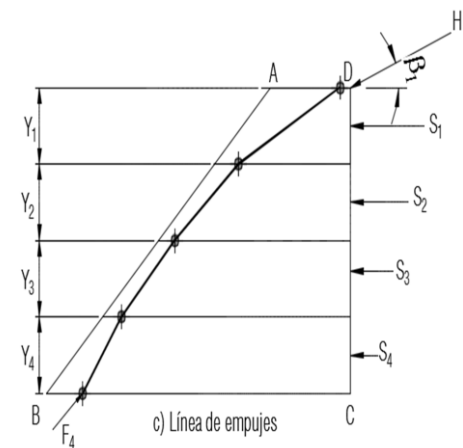
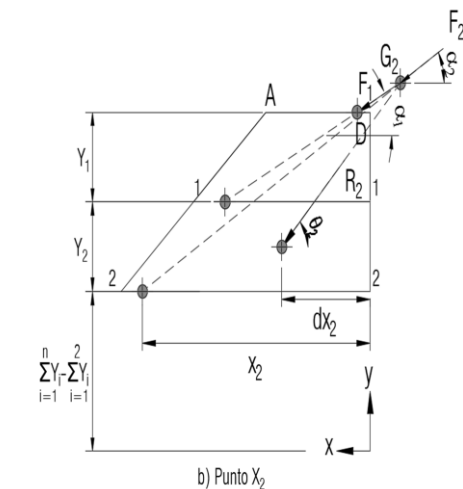
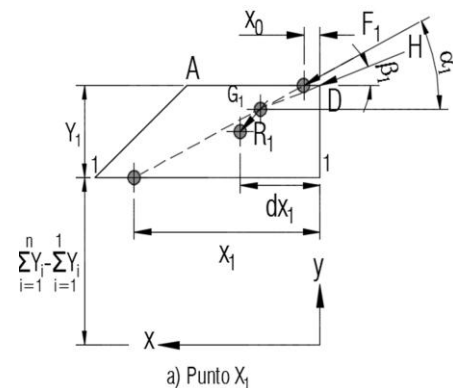


Figura 2.23. Trazado de la línea de empujes con varias fuerzas horizontales

Fuente: Elaboración propia

Se replicado la figura 2.24 en la figura 2.25 y 2.26 para mayor claridad.

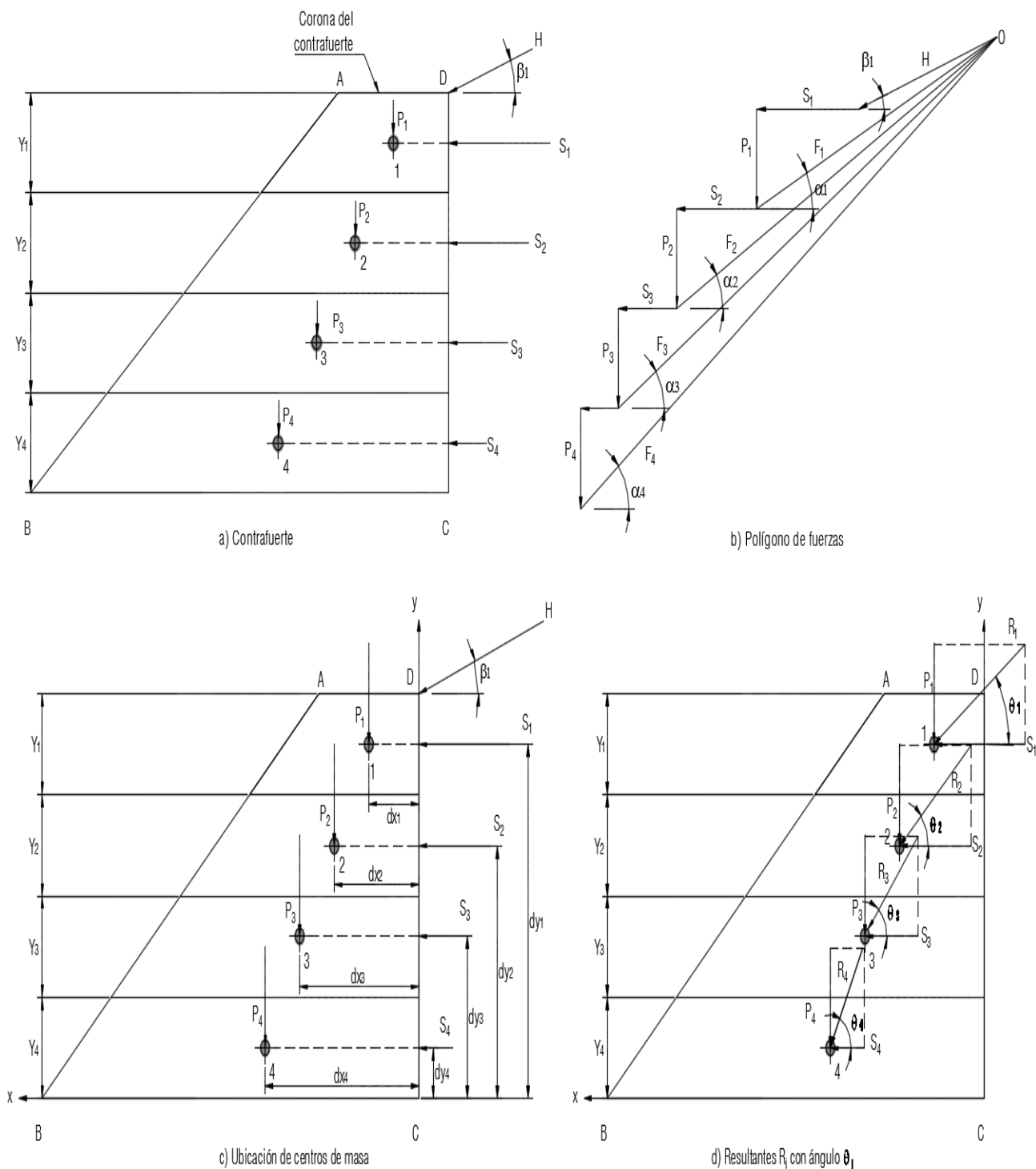


Figura 2.25. Trazado de la línea de empujes ante fuerzas gravitacionales

Fuente: Elaboración propia

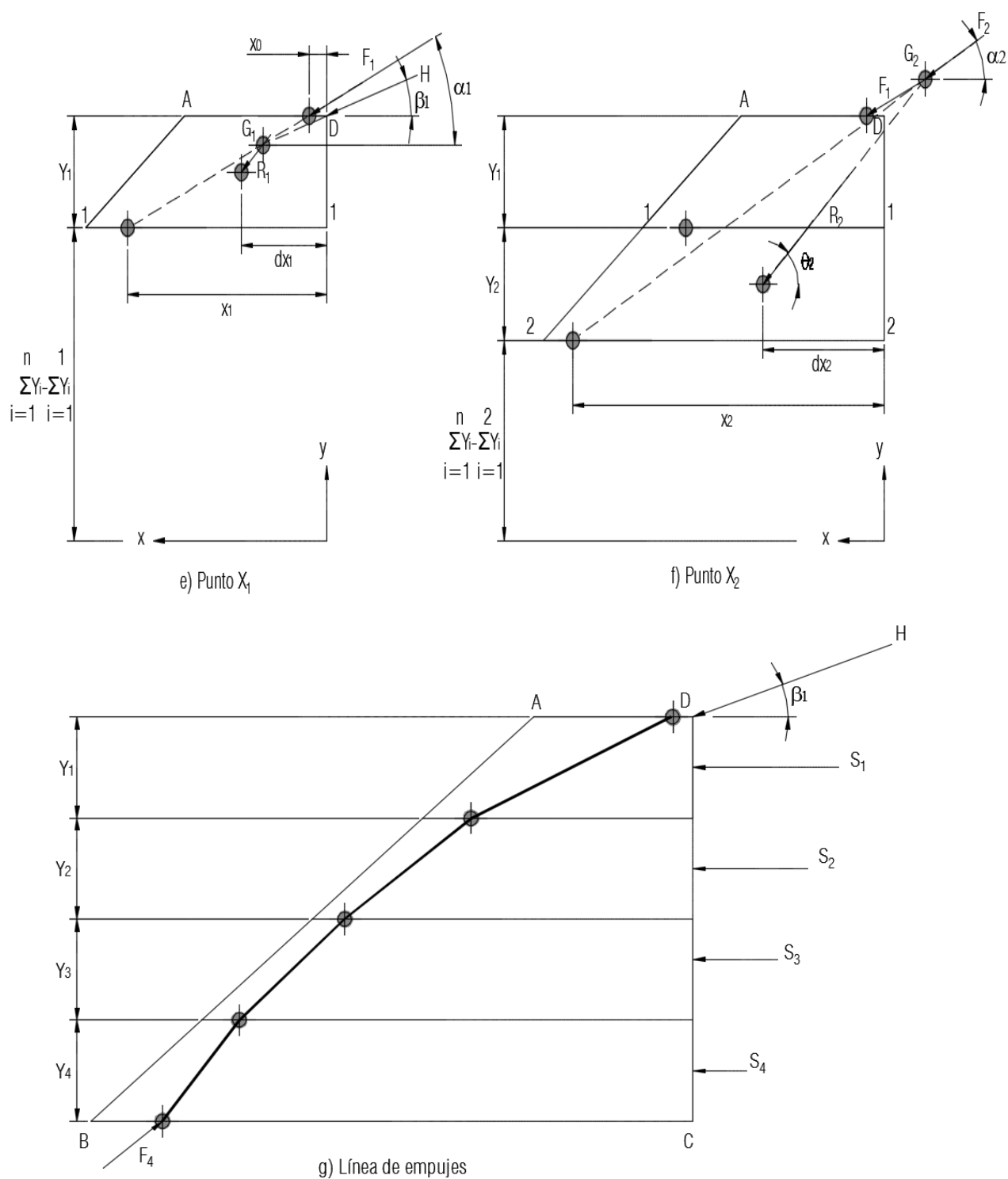


Figura 2.26. Trazado de la línea de empujes ante fuerzas gravitacionales

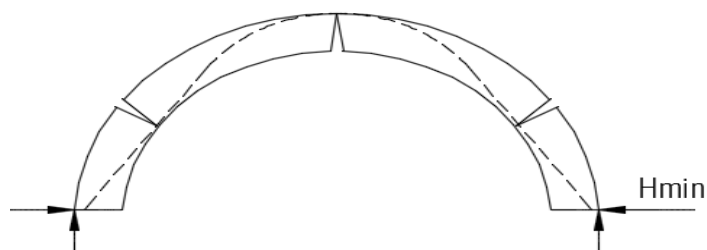
Fuente: Elaboración propia

2.1.5.3 Teoremas fundamentales del análisis límite

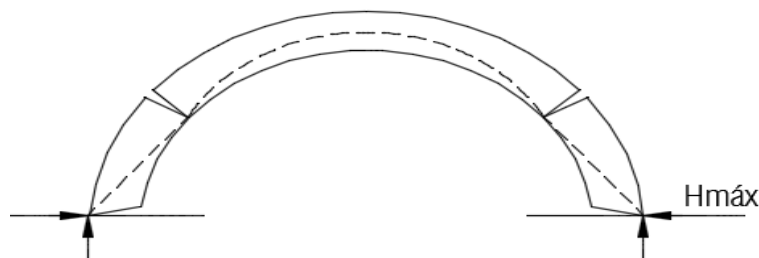
Como se expuso, se pueden dibujar infinitas líneas de empujes dentro del material que dependen de la posición y dirección de la carga y el sistema de corte por utilizar en el análisis, sin embargo, las ecuaciones de equilibrio no bastan para definir la posición “verdadera” de esta línea, ya que la posición de estas líneas se modifica por las llamadas perturbaciones (ceden los estribos tras el descimbrado, fraguado incompleto de juntas y agrietamiento). La clave para el análisis de todos los factores ha sido enunciada por Heyman (Huerta, 2004) en tres principios:

- “(...) la fábrica tiene una resistencia a compresión infinita.
- la fábrica no tiene resistencia a tracción.
- el fallo por deslizamiento es imposible” (p. 74).

Se puede ilustrar el efecto de estas perturbaciones al analizar lo que le ocurre a un arco a lo largo de su proceso constructivo. Luego del descimbrado, el arco empieza a empujar contra los contrafuertes, ocasionando que estos cedan ligeramente, lo cual produce que la luz del arco aumente. Para adaptarse a este movimiento, el arco y los contrafuertes se agrietan, por lo que forman articulaciones internas. Las líneas de empuje describen el lugar donde se manifiestan estas grietas, como se puede ver en la figura 2.27.



(a) Pequeña separación de los apoyos, el empuje se hace mínimo.



(b) Pequeño acercamiento de los apoyos, el empuje se hace máximo.

Figura 2.27. Agrietamientos típicos de un arco de fábrica

Fuente: Huerta, 2004

Esto muestra que pequeñas variaciones dentro del arco ocasionan cambios en sus líneas de empuje y, por ende, en sus esfuerzos internos, los cuales se reflejan por medio de grietas que no necesariamente comprometen la estabilidad de la estructura.

Por consiguiente, determinar el estado real o idóneo de este tipo de estructuras a partir de la teoría de la elasticidad es inútil, ya que una simple variación en la posición de la carga, un pequeño cedimiento de los estribos o una imperfección geométrica cambiarían toda la distribución de fuerzas internas. Esto hace que calcular el estado real sea casi imposible, no obstante, la carga de colapso es insensible a estas perturbaciones y coincide con mucha precisión con la línea de empujes; en palabras de Huerta (2004): “Se puede, pues, abandonar la búsqueda imposible del estado real del arco (o, en general, de la estructura de fábrica) para concentrarse en el estudio de su seguridad a través de las ecuaciones de equilibrio, representadas gráficamente por líneas de empujes” (p. 90).

Como se puede apreciar en la figura 2.27, el lugar donde la línea de empujes interseca la estructura se forma una grieta, la cual representa una articulación o rótula plástica, pero el colapso se da solo cuando se formen tal cantidad de articulaciones que conviertan la estructura en un mecanismo cinemáticamente admisible, es entonces deber del analista proponer el mecanismo de colapso más desfavorable.

Para esta propuesta se desarrollaron los llamados teoremas fundamentales del análisis límite.

1) *Teorema de la unicidad*

Este teorema establece que “la carga de colapso es única (pero puede haber varios mecanismos de colapso que conduzcan a la misma carga de colapso)” (Huerta, 2004, p. 91).

2) *Teorema del límite superior o teorema de la inseguridad*

Indica que “el colapso se producirá si puede encontrarse una configuración de colapso cinemáticamente admisible” (Huerta, 2004, p. 90).

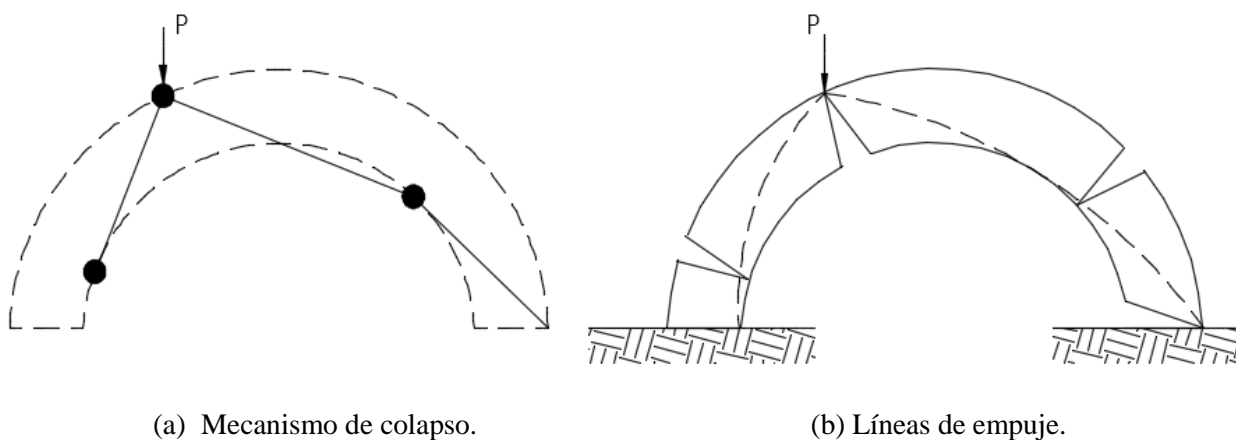
También recibe el nombre de teorema cinemático; en este caso la configuración de colapso se desarrolla al haber suficientes rótulas plásticas que conviertan la estructura en un mecanismo, el cual sucede cuando la carga exterior sea mayor a las fuerzas internas.

Se le conoce como teorema de la inseguridad porque aunque la estructura no colapse ante una configuración específica de rótulas plásticas, puede existir otra configuración que sí conduzca al colapso.

3) Teorema del límite inferior o teorema de la seguridad

Este teorema indica que “el colapso no se producirá si en cada estado sucesivo de carga que atraviesa una estructura es posible encontrar un estado seguro de equilibrio estáticamente admisible” (Huerta, 2004, p. 89).

El teorema del límite inferior busca obtener estados seguros de carga, por ello se le llama teorema de la seguridad, aunque por tener un énfasis en los estados de equilibrio estático también se le conoce como teorema estático. Como se ha visto hasta ahora, cualquier línea de empujes que pueda ser dibujada dentro del material provee un estado seguro de equilibrio estáticamente admisible, el cual puede o no ser el estado real. La potencia de este teorema es que es suficiente con que el estado elegido sea posible.



(a) Mecanismo de colapso.

(b) Líneas de empuje.

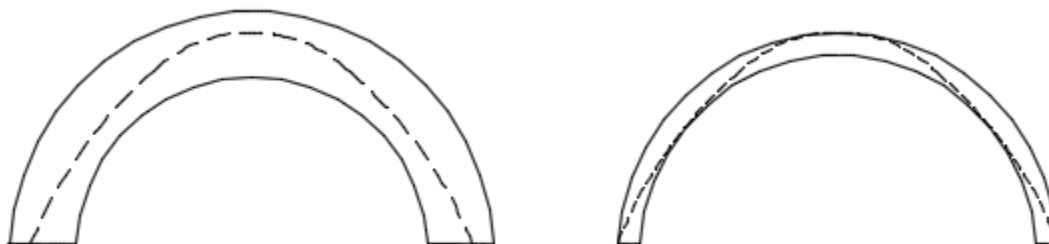
Figura 2.28. Colapso de un arco sometido a una carga puntual

Fuente: Huerta, 2004, p. 76

Estos tres teoremas se pueden ilustrar en la figura 2.28, donde se aplica una carga puntual P cuyo valor es el de la carga de colapso (primer teorema), esta genera una configuración de un mecanismo cinemáticamente admisible (figura 2.28a), lo que ilustra el teorema de la inseguridad (segundo teorema). El teorema de la seguridad (tercer teorema) se aprecia por medio de la línea de empujes, la cual está contenida dentro del material (figura 2.28b). Cuando los tres teoremas se cumplen en una estructura, implica que la carga es igual o superior a la carga de colapso.

2.1.5.4 Coeficiente geométrico de seguridad

No es suficiente lograr que la estructura sea segura, sino que se debe tener una noción o cierto coeficiente que indique qué tan cerca o lejos se está de alcanzar el estado de colapso.



(a) Arco suficientemente seguro

(b) Arco límite

Figura 2.29. Coeficiente de seguridad en arcos

Fuente: Huerta, 2004, p. 93

Para que la línea de empujes pueda trazarse en un material, este debe poseer un espesor (figura 2.29a). Entre más holgadamente pueda trazarse esta línea, más estable será el arco; pero si este espesor empieza a reducirse, llegará al punto en que solo será posible dibujar una línea de empujes dentro de él, este se llama arco límite (figura 2.29b), denominado así porque no es posible construir un arco con un espesor inferior a este.

El arco límite es el arco en donde se cumplen los teoremas del límite inferior y superior, por ende, corresponde a la situación de colapso.

Heyman afirma que el coeficiente de seguridad puede medirse dividiendo el espesor de la estructura real entre el espesor de la estructura límite. En el caso de la figura 2.29, el coeficiente sería 2, pues la figura 2.29a posee el doble del espesor de la figura 2.29b, sin embargo, este problema no está del todo resuelto, como menciona Huerta (2004):

No obstante, este coeficiente puede no bastar para garantizar la seguridad de un arco. Por ejemplo, un arco de forma catenaria, que podría tener un espesor muy pequeño (teóricamente cero), presentaría un coeficiente de seguridad infinito, y sin embargo sería inestable a efectos prácticos. En una catenaria el arco límite es prácticamente cero, lo que daría un coeficiente de seguridad infinito, por ende, sólo puede resolverse por medio del estudio de estructuras construidas (...) (p. 92).

2.1.5.5 Mecanismos de colapso en contrafuertes

Un contrafuerte puede fallar por vuelco o por deslizamiento.

1) Falla por vuelco

Cuando en un contrafuerte la línea de empujes toca uno de sus bordes, se produce un mecanismo y este se volcará (teoría del límite superior), para evitarlo se debe “recubrir” el elemento con suficiente espesor con el fin de alejar la línea de empujes lo suficiente del borde; el coeficiente que mide este espesor sería el coeficiente geométrico de seguridad. De esta manera, un coeficiente de seguridad de 3 quiere decir que la fuerza está situada en el borde del tercio central y así sucesivamente. Ha sido comprobado que cuando la línea de empujes se sale del tercio central, se empiezan a presentar las grietas por tracción, esta fractura modifica las condiciones de equilibrio y, por ende, la línea de empujes (figura 2.30). Cuando la línea de empujes se sale del tercio central, produce el fallo en el contrafuerte generando un plano de falla. Heyman determinó que la inclinación en radianes del plano de falla está dada por:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{W_o}{3 * \left[H - \frac{1}{6} * d^2 * \gamma \right]} \quad [2.47]$$

Donde: W_o y H son las componentes de la fuerza en la sección en que se inicia la fractura (en la figura 2.30 el empuje está en el borde del tercio central $d/3$).

d es el espesor del contrafuerte.

γ es el peso específico del material.

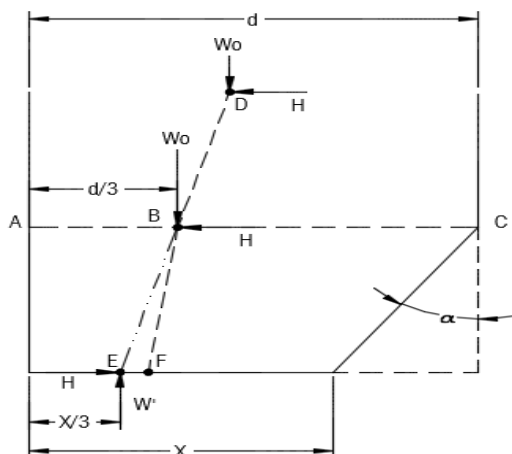
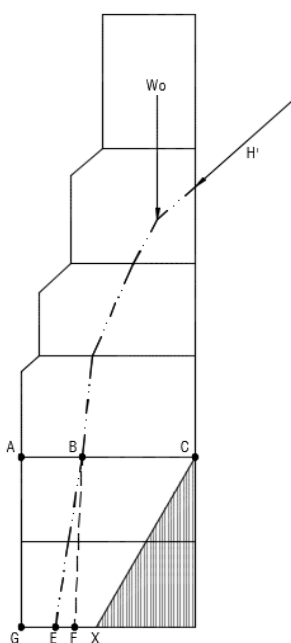


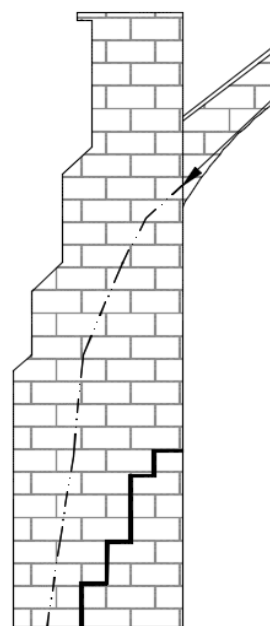
Figura 2.30. Línea de empujes de un contrafuerte modificada debido a la aparición de una superficie de falla

Fuente: Huerta, 2004, p. 113

En la figura 2.31 se muestra la modificación que le ocurre a la línea de empujes cuando se sale del tercio central \overline{AB} , la línea discontinua \overline{BF} debería ser la continuación de la línea de empujes, pero el plano de falla modifica la línea y disminuye el coeficiente de seguridad haciendo que termine en \overline{BE} . La línea de empujes se modifica debido a que el plano de falla genera una disminución en el área del plano de corte, por ende, una disminución en el peso de este bloque y un desplazamiento de su centroide. Para trazar este plano de falla, se proyecta el punto donde la línea de empujes toca el tercio central $d/3$ hasta el borde, punto C; en este punto se traza una línea con la inclinación del plano de falla α hasta que interseque con la base, a una distancia X. Aunque el plano de falla es una línea recta inclinada, su forma real depende del aparejo y la estructura interna del contrafuerte, como lo ilustran las figuras 2.31a y 2.31b.



a) Forma teórica del plano de falla.



b) Forma real del plano de falla.

Figura 2.31. Modificación de la línea de empujes en un estribo debido a la aparición de un plano de falla

Fuente: Huerta, 2004, p. 114

Mientras el plano de falla no llegue al punto G, el contrafuerte solo se agrietará; sin embargo, en el momento que llegue al punto G, el contrafuerte se volcará.

2) *Falla por deslizamiento*

Este fallo se produce cuando no hay un rozamiento suficiente para resistir las sollicitaciones. Para evitar este fallo, de acuerdo con Huerta (2003), se debe cumplir la siguiente condición:

$$H < (W + V) * f_s \quad [2.48]$$

Donde: H= Componente horizontal de la fuerza aplicada.

W=Peso de la parte del contrafuerte por encima de la altura considerada.

V=Componente vertical de la fuerza aplicada.

f_s = Coeficiente estático de rozamiento, entre 0.6 y 0.7 para piedra (p. 34).

Este tipo de falla se evitaba al incrementarse el peso por encima de la aplicación de la fuerza gravitacional. Puede lograrse al continuar la longitud del contrafuerte por encima de la aplicación de la fuerza o al colocar ornamentos decorativos que aumentan el peso, como se ilustra en la figura 2.32.

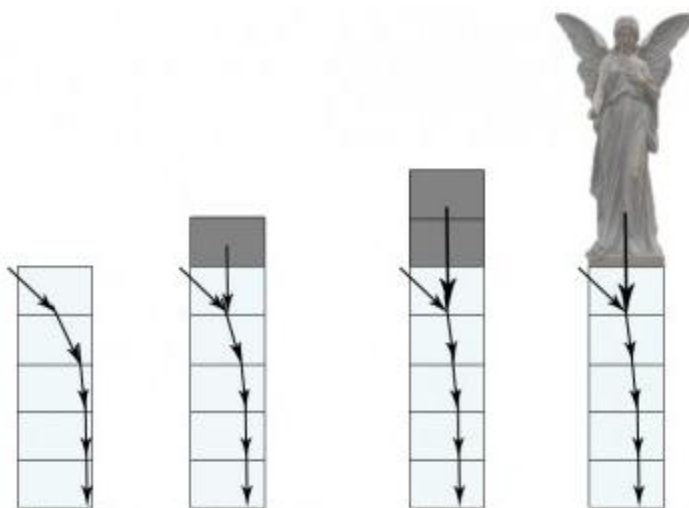


Figura 2.32. Opciones para evitar el fallo por deslizamiento

Fuente: Martínez, 2016

Este efecto puede apreciarse en ambos templos, en el templo Santiago Apóstol se logró añadiéndole una longitud de 5 m al contrafuerte y en la iglesia de Ujarrás se utiliza un material de cubierta de teja para el techo, cuyo gran peso carga directamente al contrafuerte.

2.2 Marco situacional

2.2.1 Contexto geográfico

El presente trabajo se enfoca en las ruinas del templo parroquial Santiago Apóstol, ubicado en la ciudad de Cartago, al costado oeste de la Plaza Mayor; también en las ruinas de la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás, localizadas en Paraíso de Cartago, a un kilómetro noroeste del lago Cachí.

2.2.2 Contexto temporal

La primera estructura por analizar (ruinas de Cartago) inició su construcción en el año 1870, fue la cuarta iglesia levantada en el mismo lugar, sin embargo, las obras se paralizaron en el año 1876, para luego reanudarse en el año 1878. Posteriormente entró en una etapa de abandono constructivo de casi 30 años, después se volvió a reiniciar su construcción en el año 1904 y ya para el año 1910 estaba a punto de finalizarse la obra, pero la provincia sufrió un fuerte sismo que ocasionó su paralización completa. Sus puertas se cerraron en el año 1991 y en el 2002 empezó su etapa de intervención para abrir sus puertas en el año 2007.

La segunda estructura por analizar (ruinas de Ujarrás) fue construida en el año 1680 y terminada en 1693. En 1822 ocurrió un sismo que dejó casi destruida la iglesia al punto de que se pensó demoler y construir otra, no obstante, se procedió a restaurar la fachada ya que fue destruida por completo. Luego debido a las pestes entre los años 1832 y 1833, la ciudad se trasladó a Paraíso, dejando la ciudad de Ujarrás desierta. Actualmente este templo es todo lo que quedó de la ciudad.

2.2.3 Contexto específico

El proyecto se desarrolla a partir de conocimientos de mecánica de materiales, análisis estructural, materiales de construcción e ingeniería sismorresistente.

CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO

3.1 Enfoque metodológico

Se realiza una investigación aplicada, por lo que se utilizan documentos históricos para describir las propiedades geométricas de los elementos estructurales presentes, las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y los eventos sísmicos ocurridos con el fin de analizar el comportamiento de la mampostería sin refuerzo ante estos eventos por medio de la metodología de análisis límite propuesta por el Ing. Heyman. Los datos obtenidos corresponden a una investigación de carácter cuantitativo.

Se estudian dos estructuras existentes en el país: el templo parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás. El diagrama metodológico de la figura 3.1 explica el procedimiento por seguir:

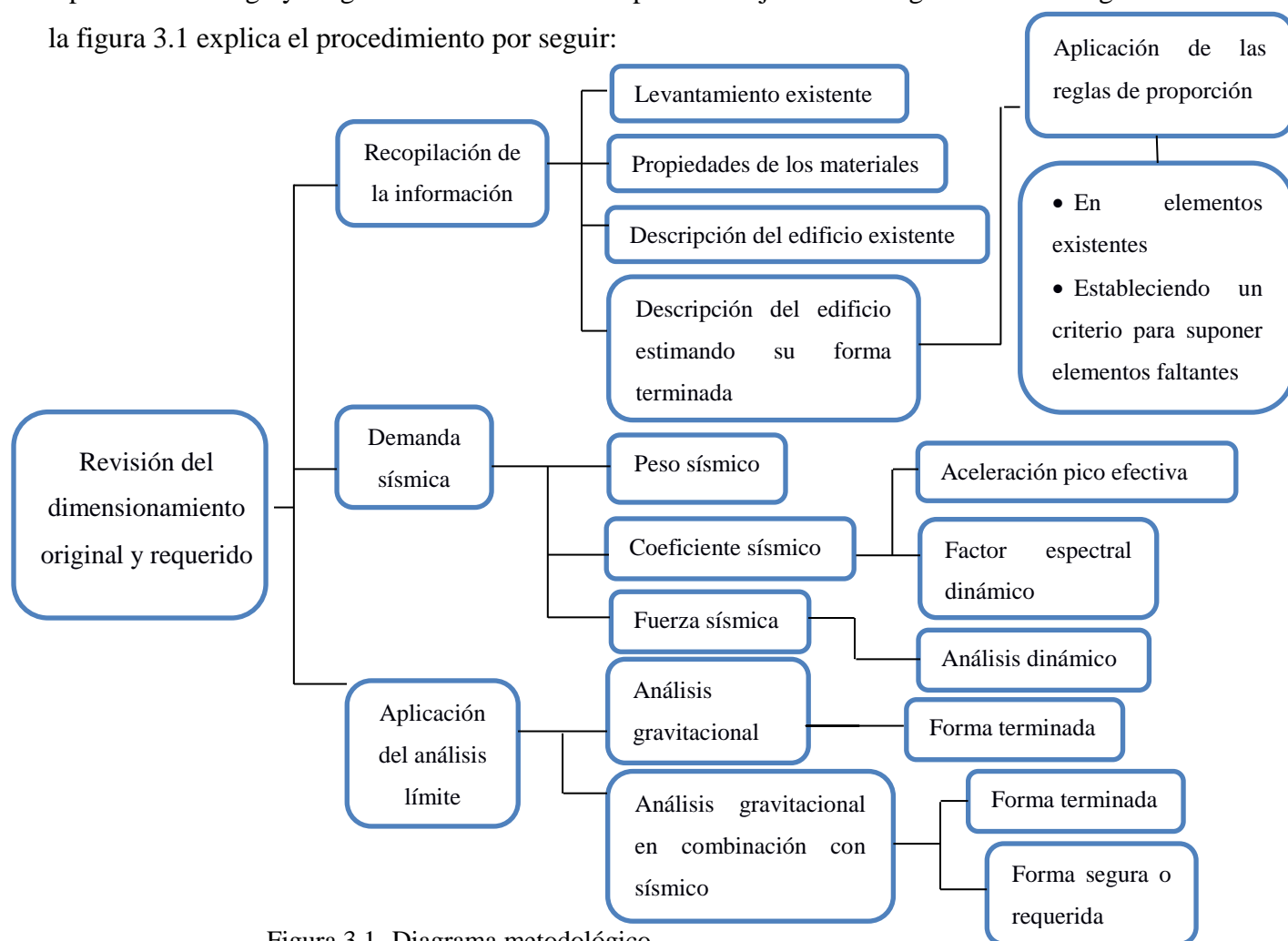


Figura 3.1. Diagrama metodológico

Fuente: Elaboración propia

3.2 Operacionalización de variables

Esta sección está descrita en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Operacionalización de variables

Objetivo/variable	Actividades	Herramienta usada	Resultado esperado
<p>Conceptualizar la proyección terminada de ambas estructuras, verificando la coincidencia de las estructuras existentes con las reglas de dimensionamiento propias de su época constructiva, por medio de un inventario de reglas de proporción y la síntesis de la información disponible.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Describir los contrafuertes y sus dimensiones. • Describir los pilares y sus dimensiones. • Describir las naves centrales y laterales. • Describir la estructura del techo. • Aplicación de reglas de proporción. • Extraer información del Archivo Nacional. • Recopilar la información del Centro de Patrimonio. • Recopilar información de la empresa Miguel Cruz y Asociados. • Recopilar la información de la Red Sismológica Nacional. • Recopilar información de tesis sobre estructuras patrimoniales. • Lectura del libro <i>Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica</i> de Santiago Huerta. • Lectura de la información obtenida. • Síntesis de los datos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Registros obtenidos de Patrimonio, Miguel Cruz y Asoc., Archivo Nacional y de la lectura del libro de Santiago Huerta. • Consulta personal, página web y guía elaborada. • Elaborar resúmenes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Registros fotográficos. • Información de los materiales constructivos. • Elaborar un Inventario de reglas de dimensionamiento. • Registros fotográficos. • Información de los materiales constructivos. • Registro de propiedades de los materiales (propiedades mecánicas). • Levantamientos realizados.

Continúa

Operacionalización de variables (continuación)

<p>Calcular la fuerza sísmica de cada una de las estructuras, siguiendo los lineamientos del CSCR-2010, en sus capítulos 2, 3, 4, 5 y 6.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Determinar la zona sísmica. • Determinar el sitio de cimentación. • Determinar la aceleración pico efectiva. • Definir el tipo de edificación. • Definir la sobrerresistencia. • Definir el amortiguamiento. • Definir el factor espectral dinámico. • Calcular el coeficiente sísmico. • Calcular la fuerza sísmica. • Distribución de la fuerza sísmica. 	<ul style="list-style-type: none"> • Marco teórico. • Programas computacionales. 	<ul style="list-style-type: none"> • Fuerza sísmica de ambas estructuras.
<p>Aplicar la metodología de análisis límite a las estructuras contemplando su forma terminada para resistir únicamente cargas gravitacionales.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Calcular la carga permanente y temporal. • Calcular la magnitud, dirección y posición de la resultante del peso. • Hacer un Excel que dibuje la línea de empujes generada por el peso en el contrafuerte. 	<ul style="list-style-type: none"> • Proyección de forma obtenida, programas computacionales. 	<p>Verificación de la hipótesis 1: Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas a fuerzas gravitacionales, las reglas de dimensionamiento utilizadas en su época constructiva proveen un resultado conservador.</p>

Continúa

Operacionalización de variables (continuación)

Aplicar la metodología de análisis límite contemplando su forma terminada para resistir fuerzas sísmicas y gravitacionales.	<ul style="list-style-type: none"> • Hacer un Excel que dibuje la línea de empujes generada por el peso y la fuerza sísmica en el contrafuerte. • Analizar los resultados obtenidos. 	Proyección de forma obtenida, programas computacionales.	Verificar la hipótesis 2: Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo de Costa Rica son sometidas a fuerzas sísmicas, las dimensiones existentes proveen un comportamiento deficiente.
Establecer la geometría necesaria para que un contrafuerte de mampostería sin refuerzo tenga un buen desempeño ante eventos sísmicos.	<ul style="list-style-type: none"> • Dibujar un contrafuerte que contenga la línea de empujes de la fuerza sísmica. 	Programa computacional.	Verificar la hipótesis 3: Los contrafuertes de mampostería sin refuerzo utilizados en zonas sísmicas deben poseer una forma trapezoidal para lograr resistir fuerzas sísmicas.

Fuente: Elaboración propia

3.3 Población y muestra

El presente trabajo posee una población definida, se lleva a cabo estudiando dos estructuras patrimoniales: el templo parroquial Santiago Apóstol en Cartago y la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás. Se escogieron estos dos templos como muestra debido a que el primero falló ante un evento sísmico y el segundo porque a pesar de que también falló ante un evento sísmico, luego de recibir una reparación pudo continuar soportando otros sismos. Ambos templos utilizaron mampostería no reforzada como material constructivo y poseen más de 100 años de antigüedad.

3.3.1 Instrumentos para el procesamiento y análisis de la información

Para el procesamiento de los datos, se utilizan hojas de cálculo electrónicas, cuyos datos de entrada son:

- Altura del elemento.
- Espesor del elemento.
- Fuerza sísmica o gravitacional.
- Sistema de planos de cortes por utilizar.

Con estos datos el programa dibuja una funicular o línea de empujes que describe el comportamiento del elemento ante eventos sísmicos y ante eventos gravitacionales con el propósito de verificar las 3 hipótesis planteadas.

CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS LÍMITE AL TEMPLO PARROQUIAL SANTIAGO APÓSTOL EN CARTAGO

4.1 Breve reseña histórica

Se conoce popularmente como “las ruinas de Cartago”, corresponde a una construcción inconclusa del que hubiera sido el cuarto templo construido en este lugar. La primera construcción se realiza entre los años 1575 y 1580 con materiales de madera y techo de paja. La falta de mantenimiento y diversos desastres naturales lleva a su demolición y levantamiento del segundo templo entre los años 1608 y 1615 con los mismos materiales anteriores.

De nuevo la estructura se deteriora, por lo que se construye un tercer templo, iniciando labores en el año 1656 y terminando en el año 1662; a diferencia de los templos anteriores, esta vez se utiliza mampostería de calicanto, es la estructura de mayor duración hasta que el terremoto de San Antolín en el año 1841 la destruya. Es demolida en el año 1862 y en el año 1870 empieza la construcción de la cuarta edificación, a cargo del arquitecto alemán Francisco Kurtze.

Este cuarto templo es construido usando piedra, pero debido a la falta de recursos se suspende en repetidas ocasiones, incluso por espacios de 30 años entre una y otra. En el año 1904 se reciben fondos municipales, pero cuando la obra llegaba a su etapa final ocurre un terremoto en el año 1910, paralizando la obra para siempre.

Hay varios intentos de demolerla y otros de reanudarla, pero ambos son infructuosos, dejándolo como un testigo de los acontecimientos ocurridos. Es declarado parte del patrimonio histórico del país en el año 1982 por medio del Decreto n.º 13799-C publicado en La Gaceta n.º 163.

4.2 Descripción del edificio existente

A continuación, se exponen los diferentes componentes de la iglesia:

4.2.1 Ubicación

El templo está ubicado en el centro de Cartago, una de las provincias de Costa Rica, frente a la Plaza Mayor en la Avenida Central, como lo muestra la figura 4.1, indicado con un círculo rojo y borde azul. La figura 4.2 presenta una fotografía de su actual fachada frontal y

la 4.3 contiene una foto actual de su fachada lateral.



Figura 4.1. Ubicación del templo Santiago Apóstol en Cartago

Fuente: <https://www.google.es/maps>



Figura 4.2. Fachada frontal del templo Santiago Apóstol en Cartago

Fuente: <http://turismo.cartagohistoricodigital.com>



Figura 4.3. Fachada lateral del templo Santiago Apóstol en Cartago

Fuente: <http://www.panoramio.com>

4.2.2 Nave principal

En la figura 4.4 se muestra la ubicación de cada uno de los elementos que componen el templo.

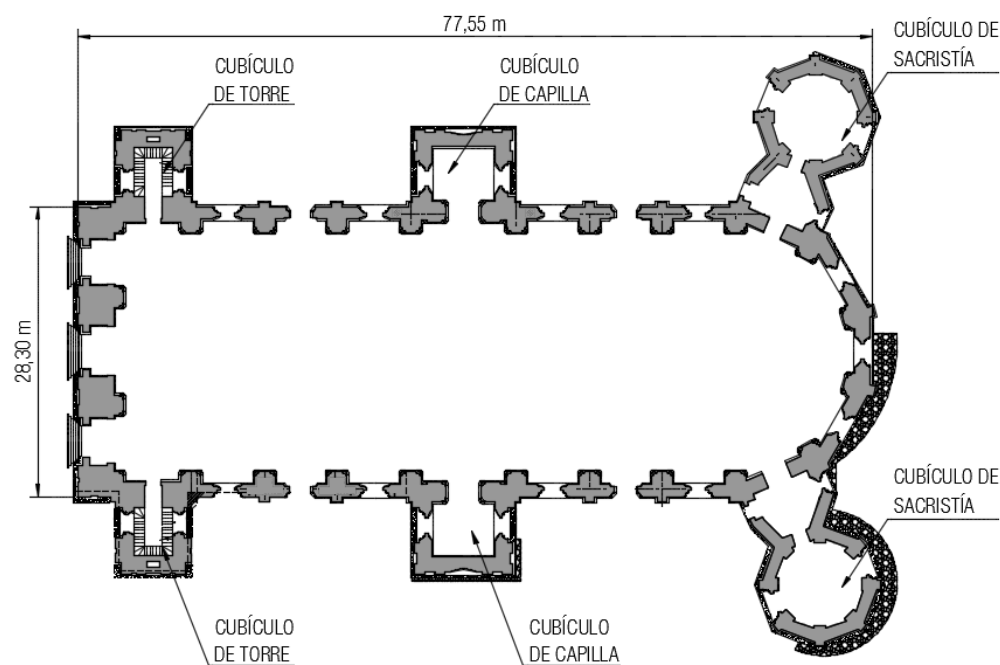


Figura 4.4. Planta arquitectónica del templo parroquial Santiago Apóstol

Fuente: Miguel Cruz y Asoc., 2002

4.2.3 Tramo típico de pared

De acuerdo a la empresa Miguel Cruz y Asociados, las paredes del templo están construidas con piedra y morteros de cal y arena. La piedra forma una estructura tipo emparedado; en su exterior a los lados hay piedras de granito y en su interior relleno de arena, cal y piedra, como lo ilustra la figura 4.5.

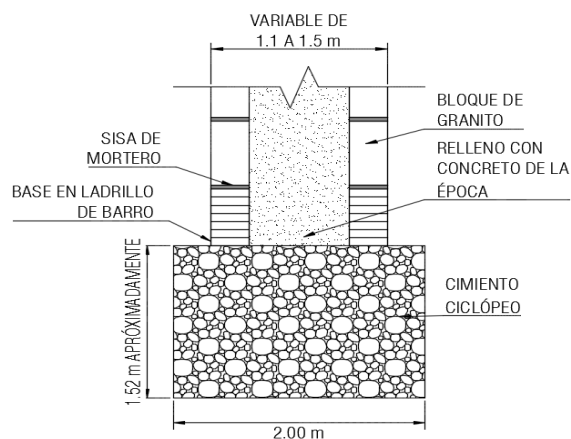


Figura 4.5. Sección típica de la pared

Fuente: Miguel Cruz y Asoc., 2002, p. 2

Las paredes están cimentadas sobre hiladas de ladrillo, que probablemente corresponden a los cimientos del templo destruido en el año 1841. En los cimientos su desplante y ancho -según la empresa Miguel Cruz y Asoc. (2002)- son 2 m, con una capacidad admisible del suelo bajo los cimientos de 7 t/m^2 .

4.2.4 Contrafuertes

Estos elementos consisten en bordes de bloques de granito con concreto de la época en su interior, tal como se ilustra en la figura 4.6.

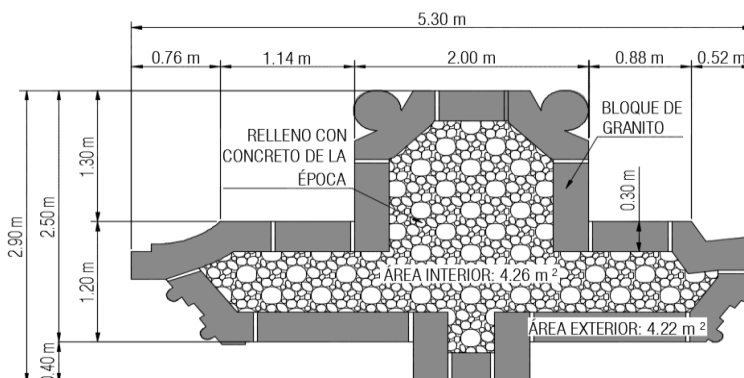


Figura 4.6. Sección típica del contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

4.3 Descripción del edificio proyectando su forma terminada

De acuerdo con el expediente histórico del Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural Costarricense (CICPC) (1982), de haberse terminado esta iglesia, tendría la apariencia mostrada en la figura 4.7.

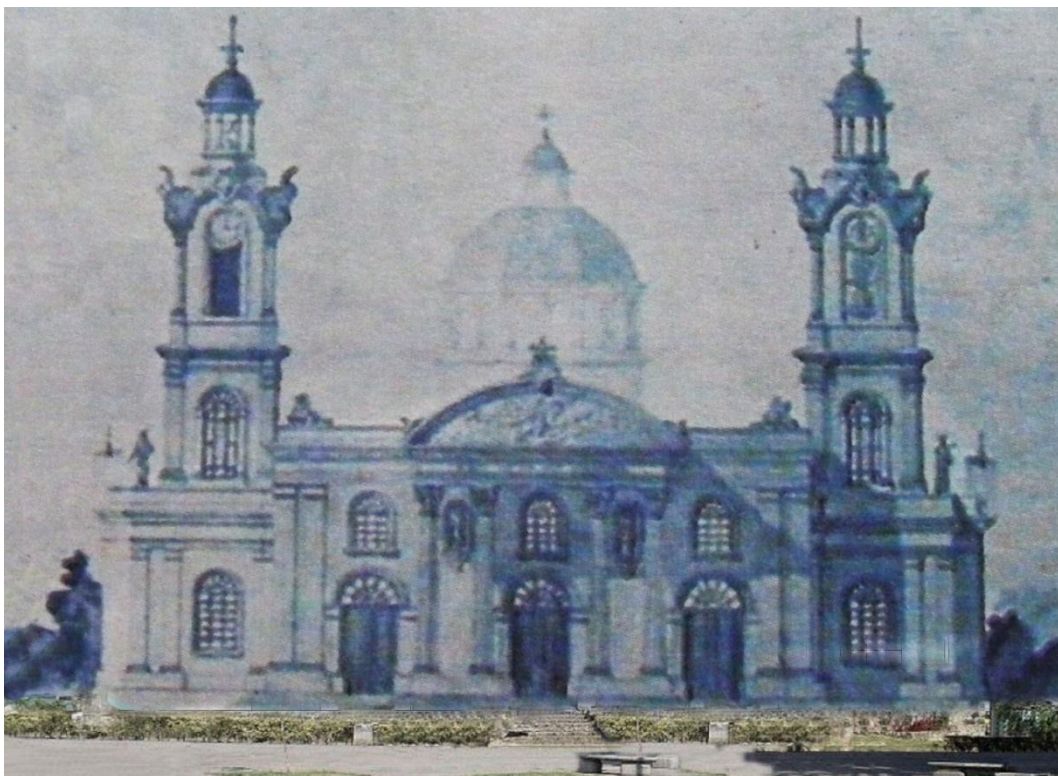


Figura 4.7. Proyección del arquitecto Luis Llach de cómo serían las ruinas de Cartago

Fuente: CICPC, 1982, p. 112

Con esta información se puede estimar que los elementos estructurales que no fueron construidos serían: dos tercios de las torres de los campanarios; en lugar de tener solo una nave principal, probablemente hubiera tenido dos naves laterales y una central, por lo tanto, la aparición de pilares tiene alta probabilidad; además faltaron las cubiertas interiores (cielorraso) y la exterior o techos. La arquitectura no es clara pues ha sido clasificada como románica, neorrománica o neoclásica; aunque estas clasificaciones tienen sus diferencias, a nivel arquitectónico (tipos de acabados, distribución de espacios, entre otros), sus componentes estructurales se mantienen (Fallas, 2002). Utilizando la figura 4.7, el tipo de arquitectura y las reglas de proporción de la época se puede hacer una proyección de cómo sería el resto de elementos.

4.3.1 Pilares

Uno de los elementos característicos de este tipo de arquitectura es el uso de pilares, al respecto la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL) (2015) señala: “(...) como elemento de sostén de arcos y bóvedas, además de los muros, se utiliza en la arquitectura románica el pilar (...)” (p. 25). En esta arquitectura la sección típica del pilar en las estructuras románicas es un círculo (UANL, 2015).

4.3.2 Nave lateral y central

A partir la figura 4.7 se estima que la estructura tendría dos naves laterales y una nave central, los contrafuertes ubicados en la fachada frontal estarían delimitando cada una de ellas, siendo seguidas por una línea de pilares, como lo ilustra la figura 4.8:

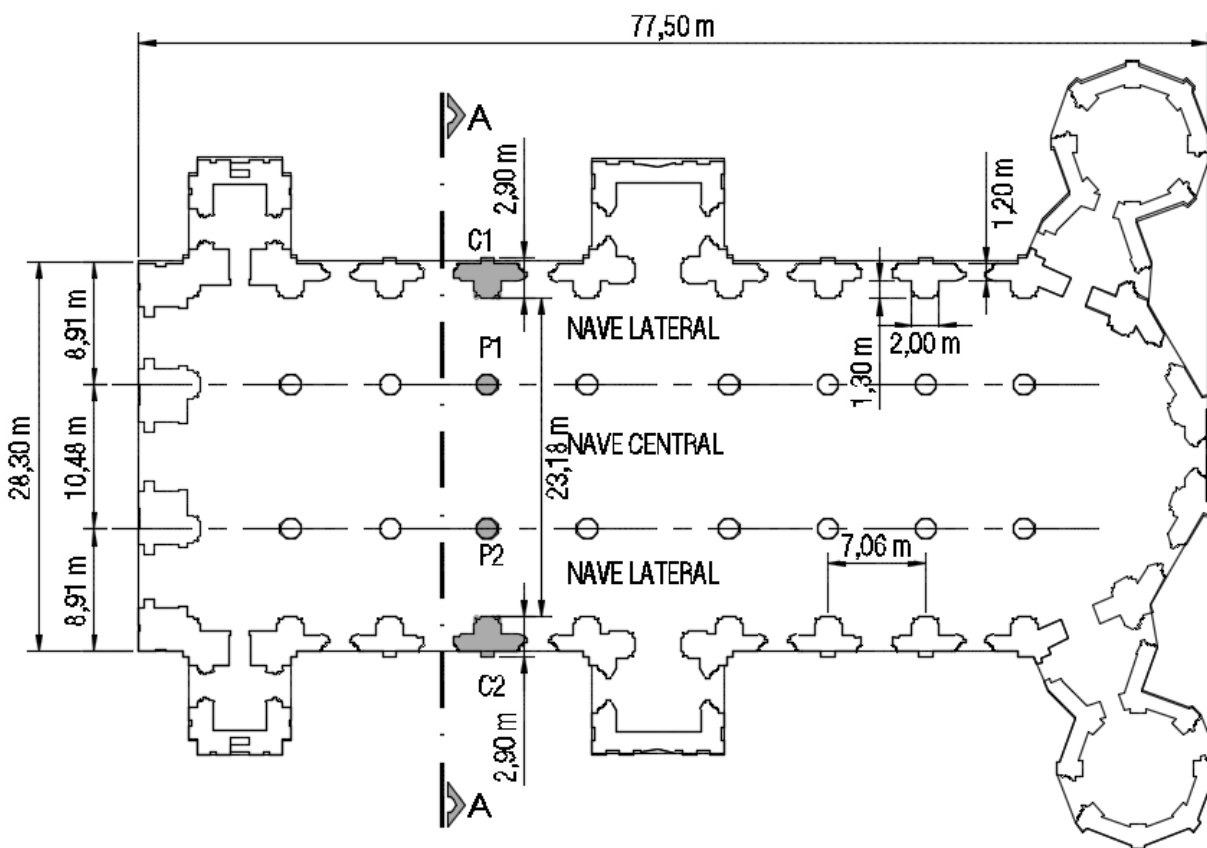
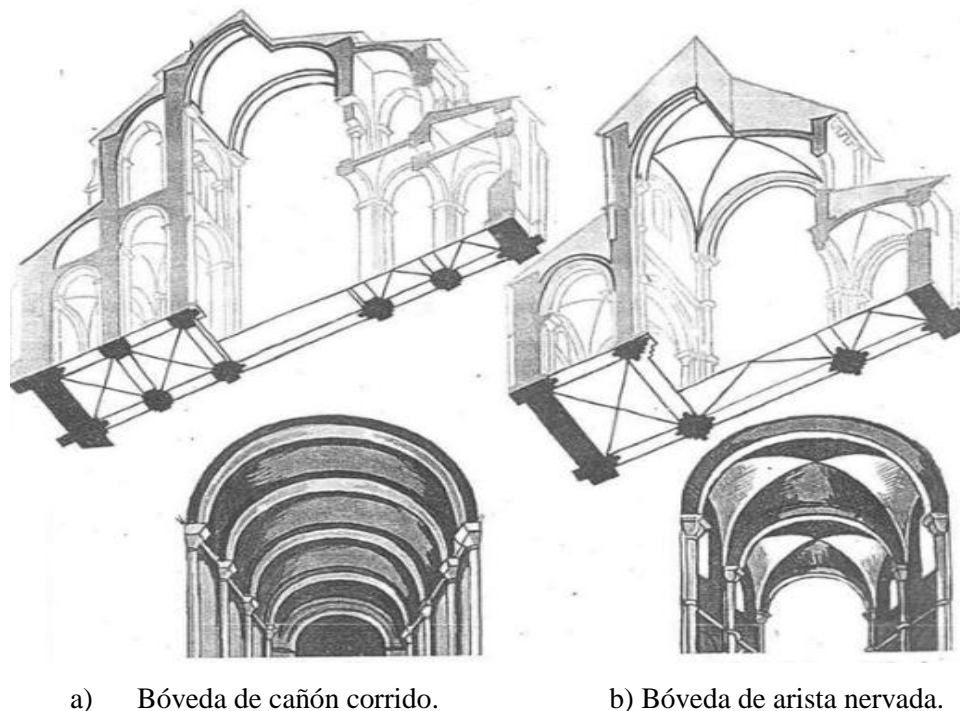


Figura 4.8. Proyección en planta del templo Santiago Apóstol

Fuente: Elaboración propia

4.3.3 Propuesta de una estructura de cubierta interior y exterior

Según UANL (2015), interiormente la arquitectura románica posee una estructura abovedada de piedra. Esta puede tener las diversas formas que se han ilustrado en la figura 4.9. Estas bóvedas de piedra cumplían una doble función de cielorraso y de estructura de techo.



a) Bóveda de cañón corrido.

b) Bóveda de arista nervada.

Figura 4.9. Tipos de bóveda de arquitectura romántica

Fuente: Modificado de UANL, 2015, p. 20

Sin embargo, en Costa Rica las iglesias de la misma época constructiva que este templo muestran un cambio en el material utilizado en estas cubiertas. Por ejemplo, el templo católico San Rafael Arcángel en Heredia, el templo católico María Auxiliadora en Cartago, el templo católico Nuestra Señora de El Carmen en San José y el antiguo templo católico San Pablo Apóstol en Heredia; todos comparten tres características: el mismo periodo constructivo de los años 1851 al 1900, una estructura interna en madera y una cubierta de hierro. Como el templo Santiago Apóstol comparte el mismo periodo constructivo que los anteriores hay una probabilidad muy alta que utilizara los mismos materiales de cerramiento. Este cambio de material favorece el desempeño sísmico de la estructura ya que reduce el peso sísmico.

A partir de la fachada de Luis Llach (figura 4.7), se estima una distribución del techo en la figura 4.10. Aunque se supone un cambio de material en la cubierta exterior e interior, es muy poco probable que sus componentes arquitectónicos románicos cambiaran, por

lo que se estima una sección interna del templo en la figura 4.11, considerando las bóvedas, pero en madera. La altura final de los contrafuertes se obtuvo con una aproximación basada en la fachada de Luis Llach.

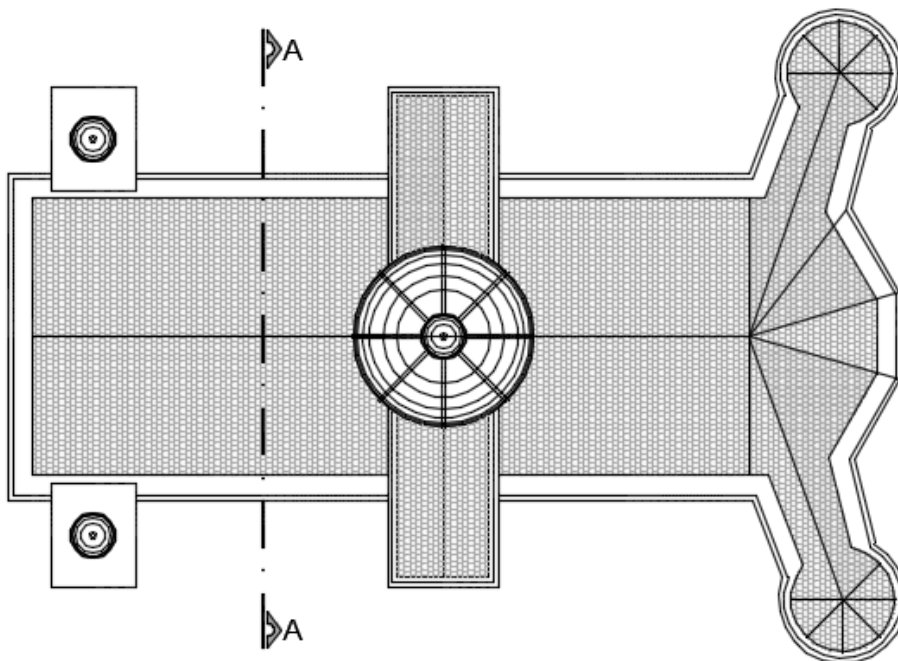


Figura 4.10. Estimación de la distribución del techo del templo Santiago Apóstol en Cartago

Fuente: Elaboración propia

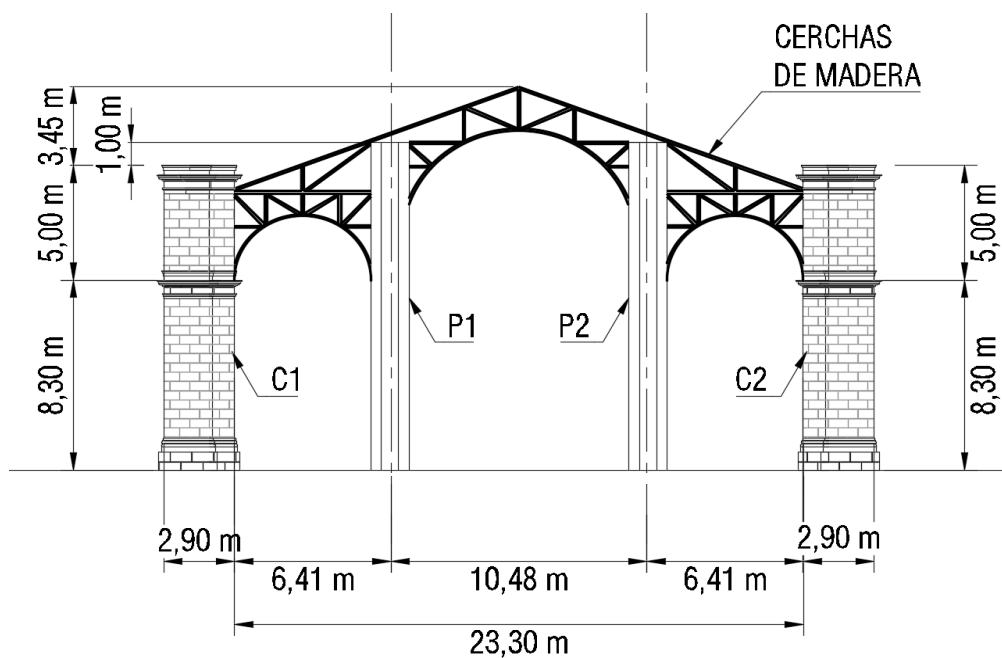


Figura 4.11. Estimación de la sección interna A-A

Fuente: Elaboración propia

4.4 Comparación de la estructura con las reglas proporcionales

En la tabla 4.1 se tabulan los tamaños actuales de los elementos existentes en el templo y luego en la tabla 4.2 se calculan las dimensiones que debieron tener estos elementos de acuerdo a la luz o el claro existente en la iglesia, utilizando el inventario de reglas de la tabla 2.4. También en la tabla 4.3 se recalculan las dimensiones de la estructura al emplear el inventario de reglas, pero en proporción al espesor de la pared existente.

Tabla 4.1 Recopilación de dimensiones de los elementos existentes en el templo.

Medidas existentes		Valores máximos y mínimos de acuerdo a la tabla 4.2		Valores máximos y mínimos de acuerdo a la tabla 4.3	
		Mínimo (m)	Máximo (m)	Mínimo (m)	Máximo (m)
Rint=Intradós del arco de fachada	1.30 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Rtras=Trasdós del arco de fachada	1.75 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Rint=Intradós del arco de nave	3.21 m	N/A	N/A	N/A	N/A
C=Longitud de la semicircunferencia del arco intradós de nave	8.75 m	N/A	N/A	N/A	N/A
A=Ancho del contrafuerte	2.00 m	0.63	1.17	0.72	2.90
H=Altura del contrafuerte	8.30 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Q=Altura del relleno sobre el arco de fachada	1.68 m	3.76	3.76	3.76	3.76
L=Luz de la nave central	6.41 m	N/A	N/A	N/A	N/A
E=Espesor del contrafuerte	2.92 m	1.68	3.58	2.00	4.00
S=Separación entre contrafuertes	7.06 m	3.21	3.21	6.00	6.00
P=Ancho del muro	1.20 m	0.43	1.01	N/A	N/A
∅ Diámetro del arco intradós de fachada	2.60 m	N/A	N/A	N/A	N/A
e= Espesor de la clave	0.43 m	0.11	0.43	0.11	0.43
l=Luz del arco intradós de la fachada	2.60 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Longitud del muro entre el arco de la fachada y contrafuerte	0.88 m	N/A	N/A	N/A	N/A

Fuente: Elaboración propia

En la actualidad se tienen las dimensiones de todos los elementos menos del pilar, Huerta (2004) solo ha recopilado una regla de proporción dada por Lechler: “la pared y el pilar de la nave mayor tienen el mismo espesor”, por esta razón en la tabla 4.1 se mantiene esta proporción para dimensionar el pilar.

Tabla 4.2 Dimensiones de los elementos de acuerdo a la proporción de la luz existente de la nave

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared (m)	Espesor e de arco de fachada	Contrafuertes				Pilar
				Ancho (m)	Espesor (m)	Altura de relleno (m)	Separación (m)	Diámetro (m)
Rodrigo Gil	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.81	E= 3.56	Q = 3.7622	-----	-----
Martínez de Aranda	Siglo XVI	-----	e = 0.43	A = 0.72	-----	-----	-----	-----
Hernán Ruíz	Siglo XVI	-----	-----	A = 1.17	-----	-----	-----	-----
Palladio	Siglo XVI	-----	-----	A = 1.17	E= 2.14	-----	-----	-----
Ungewitter	Gótico tardío alemán	P= 0.64	-----	A = 0.63	-----	-----	-----	-----
Lechler	Gótico tardío alemán	P= 0.64	-----	A = 0.64	E= 1.92	-----	-----	P= 0.64
Derand	Siglo XVII	-----	-----	A = 0.87	E= 2.14	-----	-----	-----
Fray Lorenzo de San Nicolás (para iglesias de nave única)	Siglo XVII	P= 1.01	-----	-----	E= 1.68	-----	S= 3.21	-----
El padre Tosca	Siglo XVIII	-----	-----	A = 0.87	E= 2.14	-----	-----	-----
Plo y Camín	Siglo XVIII	P= 0.43	-----	A = 0.87	E= 2.14	-----	-----	-----
Gautier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	e = 0.17	-----	-----	-----	-----	-----
Frezier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	e = 0.11	-----	-----	-----	-----	-----
Béldor	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	e = 0.11	-----	E= 3.58	-----	-----	-----

Continúa

Dimensiones de los elementos manteniendo la proporción de la pared existente (continuación)

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared (m)	Espesor e de arco de fachada	Contrafuertes				Pilar
				Ancho (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Separación (m)	Diámetro (m)
Rodrigo Gil	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.81	E= 3.56	Q = 3.76	-----	-----
Martínez de Aranda	Siglo XVI	-----	e = 0.43	A = 0.72	-----	-----	-----	-----
Hernán Ruíz	Siglo XVI	-----	-----	A = 1.17	-----	-----	-----	-----
Palladio	Siglo XVI	-----	-----	A = 1.17	E= 2.14	-----	-----	-----
Ungewitter	Gótico tardío alemán	P= 1.20	-----	A = 2.90	-----	-----	-----	-----
Lechler	Gótico tardío alemán	P= 1.20	-----	A = 1.20	E= 3.60	-----	-----	P= 1.20
Derand	Siglo XVII	-----	-----	A = 0.87	E= 2.14	-----	-----	-----
Fray Lorenzo de San Nicolás (para iglesias de nave única)	Siglo XVII	P= 1.20	-----	-----	E= 2.00	-----	S= 6.00	-----
El padre Tosca	Siglo XVIII	-----	-----	A = 0.87	E= 2.14	-----	-----	-----
Plo y Camín	Siglo XVIII	P= 1.20	-----	A = 2.40	E= 4.00	-----	-----	-----
Gautier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	e = 0.17	-----	-----	-----	-----	-----
Frezier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	e = 0.11	-----	-----	-----	-----	-----
Bélidor	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	e = 0.11	-----	E= 3.58	-----	-----	-----

Fuente: Elaboración propia

Se resumen los resultados de la tabla 4.2:

- El ancho de la pared no coincide con ninguna de las reglas.
- El espesor de la clave del arco de fachada coincide con la regla de Martínez Aranda (siglo XVI).
- El ancho del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- El espesor del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- La altura del relleno encima del arco de fachada no coincide con ninguna de las reglas.
- La separación entre contrafuertes no coincide con ninguna de las reglas.
- La longitud del muro entre el arco de fachada y contrafuerte coincide con la regla de Derand, la del padre Tosca y la de Plo y Camín (siglo XVII).

Se resumen los resultados de la tabla 4.3:

- El espesor de la clave del arco de la fachada coincide con la regla de Martínez Aranda (siglo XVI).
- El ancho del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- El espesor del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- La separación entre contrafuertes no coincide con ninguna de las reglas.
- La longitud del muro entre el arco de la fachada y el contrafuerte coincide con la regla de Derand y la regla del padre Tosca (siglo XVII).

Al no proveerse una coincidencia satisfactoria con las reglas de proporción, se puede concluir que no se utilizaron las reglas proporcionales conocidas en Europa en los siglos XVI, XVII y XVIII. Al buscar alguna regla de proporción que describa los elementos existentes, se elabora la tabla 4.4, donde se muestran proporciones que describen las medidas reales de forma aproximada.

Tabla 4.4 Proporciones usadas en el templo Santiago Apóstol

Autor	Año	Reglas de proporción						
		Pared	Arco	Contrafuertes				Pilar
			Espesor	Ancho	Espesor	Altura	Separación	Diámetro
Desconocido	Desconocido	$P=L_t/20$ $L_t=Luz$ total	$e=1/6 l$ $l=Luz$ del arco intradós de fachada	$A=5/3*P$	$E=P*5/2$	$H=P*7$	$S=P*6$	$P_i=P$

Fuente: Elaboración propia

Se observa que los elementos sí reflejan una regla de proporción de origen desconocido.

4.5 Determinación de la demanda gravitacional

4.5.1 Dirección de la carga y área tributaria

Los elementos que deben transmitir esta carga al suelo son el contrafuerte y el pilar, cada uno transmite al suelo una respectiva área tributaria de techo. En la figura 4.12 se resalta el área tributaria que le corresponde al contrafuerte, su valor es de 40.24 m^2 .

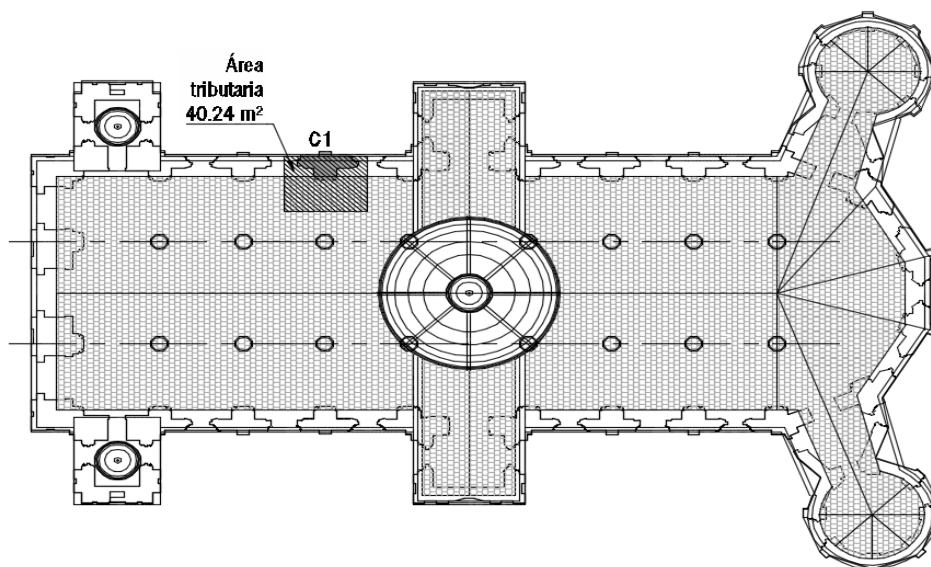


Figura 4.12. Área tributaria para carga gravitacional.

Fuente: Elaboración propia

En esta área tributaria actúan el peso propio de la estructura de techo y la carga temporal asignada. De acuerdo con Huerta (2004), “la dirección del empuje es la de la tangente al intradós de la bóveda” (p.418). Lo indicado por Huerta corresponde a un arco de mampostería sin refuerzo. Por lo general cuando se equilibran las cargas soportadas por una cercha de madera, se aplica una reacción vertical en el apoyo de la cercha, esto implica que la transmisión de cargas de la cercha al contrafuerte sea vertical, sin embargo, se realiza según lo mencionado por Huerta, considerando que para el caso de análisis con sismo genera resultados conservadores.

Por tanto, el valor del ángulo de entrada es 61 grados y su posición estaría en el arranque del arco, es decir a 8.30 m del nivel de piso terminado. Además de esta fuerza en el contrafuerte, actuaría el peso propio de los elementos ubicados por encima del punto de aplicación, estas dos fuerzas generan una resultante que es la fuerza gravitacional F_g .

La sección efectiva del contrafuerte para resistir las cargas gravitacionales es una sección compuesta con el muro según la sección 2.1.3.12, utilizando un factor $\alpha=1.5$ recomendado por Huerta (2004). En la figura 4.13 se ilustran los respectivos resultados.

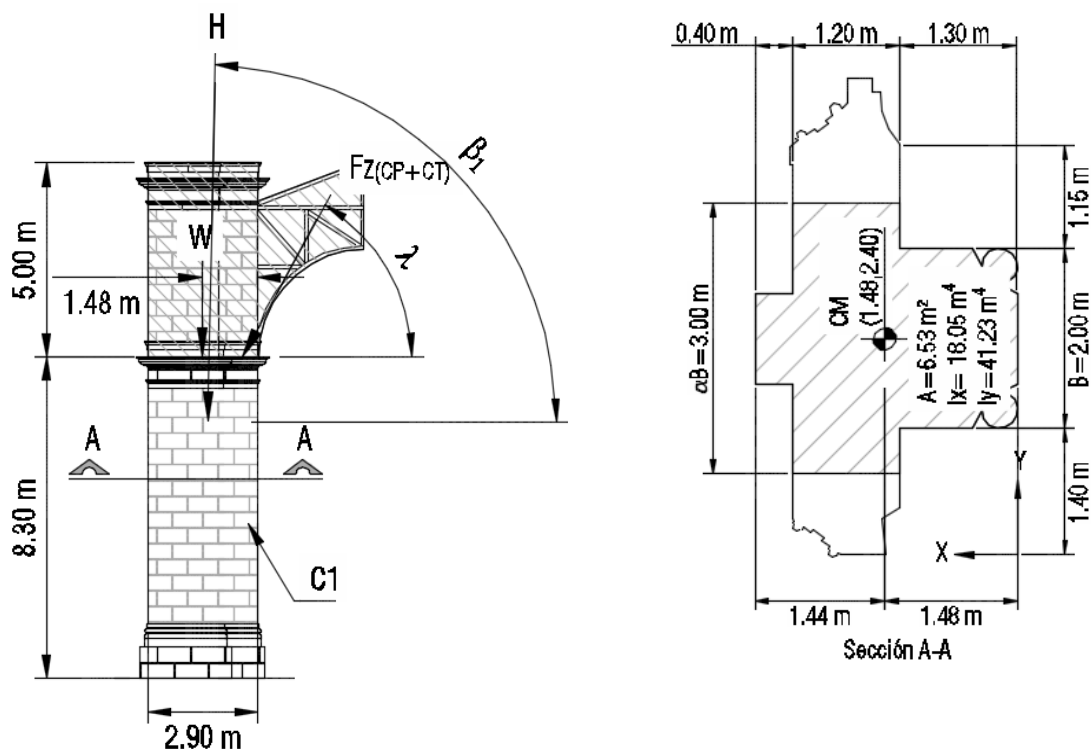


Figura 4.13. Posición y dirección de la carga gravitacional

Fuente: Elaboración propia

4.5.1.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados

En el proceso de diseño de la intervención a las ruinas de Cartago, la empresa MCRUZ desestimó realizar ensayos de laboratorio para los materiales usados debido a que estos son muy heterogéneos y discontinuos, lo cual ocasionaba que las características entre una y otra sección de la estructura fueran diferentes, por lo que realizar pruebas de laboratorio reflejaría únicamente la situación real en el punto de extracción y no la realidad global de la estructura. Además, al ser la estructura parte del patrimonio costarricense es más conveniente optar por información histórica de obras similares antes que someter a la obra a una auscultación intensa

Los valores usuales del módulo de elasticidad, resistencia y peso para estas estructuras utilizados por la empresa Miguel Cruz y Asociados (2002) para efectuar la intervención, se encuentran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Propiedades mecánicas de la mampostería sin refuerzo

Característica	Valor
E: Módulo de elasticidad	10 000 kg/cm ²
Resistencia de la tracción	1.5 kg/cm ²
Peso específico relleno interior	1.5 t/m ³
Peso específico roca	2.6 t/ m ³

Fuente: Miguel Cruz y Asoc., 2002, p. 10

En el año 2015 la empresa MCRUZ solicitó pruebas de laboratorio en las paredes de la parroquia Nuestra Señora de las Mercedes, Palmares, Alajuela; estas pruebas fueron llevadas a cabo por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME). Esta iglesia también fue construida con mampostería sin refuerzo. Las densidades de los materiales de acuerdo a estas pruebas fueron: para el relleno interior de 1.440 t/m³ y para las piedras exteriores de 2.30 t/m³. Estos resultados son muy similares a los usados por MCRUZ en el reforzamiento del templo de Cartago, por lo que en esta investigación se mantienen los valores empleados en la intervención.

4.5.2 Carga permanente

La tabla 4.6 muestra los valores de carga permanente que actúan en el templo:

Tabla 4.6 Valores de carga permanente

Carga permanente de estructura de techos					
Elementos constructivos	Valor	Unidad	Reglamentación		
Peso cubierta	8	Kg/m ²	Catálogo de Metalco		
Peso estructura techo	20	Kg/m ²	Criterio técnico		
Instalaciones electromecánicas	20	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE		
Cielo madera	10	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE		
Total	58	Kg/m ²			
Área	40.24	m ²			
Peso	2.33	t			
Carga permanente debido a elementos por encima de la aplicación de la fuerza					
Elemento	Material	Peso específico (t/m ³)	Área (m ²) total del elemento	Altura (m)	Peso (t)
Contrafuerte C1	Roca	2.6	4.26	5	55.38
	Relleno interior	1.50	4.22		30.38
				Total	87.03

Fuente: Elaboración propia

4.5.3 Carga temporal

En la tabla 6.1 del CSCR-2010 se establece una carga temporal de 40 Kg/m² para la estructura de techo. Esta carga está distribuida en un área de 40.24 m², lo que equivale a una resultante de 1.61 t.

4.5.4 Magnitud de fuerza gravitacional

La magnitud de la fuerza gravitacional H se obtiene por medio de las ecuaciones 4.1 y 4.2, donde el valor W sería el peso por encima del punto de aplicación, Fz la suma de la carga permanente más la temporal y λ es el ángulo de la fuerza Fz.

Para la magnitud H:

$$H = \sqrt{(W + Fz * \sin \lambda)^2 + (Fz * \cos \lambda)^2} \quad [4.1]$$

En cuanto al ángulo λ :

$$\lambda = \tan^{-1} \left(\frac{W + Fz * \sin \lambda}{Fz * \cos \lambda} \right) \quad [4.2]$$

Por lo tanto, el valor de la fuerza gravitacional H corresponde a:

$$H = \sqrt{(87.03 + 3.94 \sin(61))^2 + (3.94 \cos(61))^2} = 90.50 \text{ t}$$

Y el ángulo λ :

$$\lambda = \tan^{-1} \left(\frac{87.03 + 3.94 \sin(61)}{3.94 \cos(61)} \right) = 88.79^\circ$$

Reemplazando estos datos en la figura 4.13, se obtiene la figura 4.14:

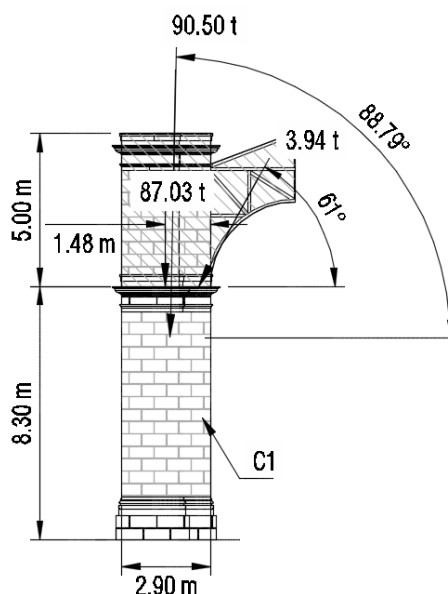


Figura 4.14. Ubicación de fuerzas gravitacionales en el contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

4.6 Determinación de demanda sísmica

Las propiedades sísmicas generales de cualquier estructura, de acuerdo al CSCR 2010, fueron descritas en el punto 2.1.3, sin embargo, en esta sección se detallan las propiedades particulares de este templo.

4.6.1 Tipo de edificación

Según la sección 2.1.3.2, esta edificación podría catalogarse como tipo voladizo.

4.6.2 Ductilidad

Como se menciona en la sección 2.1.3.3, la ductilidad es de 1.

4.6.3 Zona sísmica y sitio de cimentación

De acuerdo con los estudios solicitados por la empresa M. Cruz & Asociados Ltda. (2002), la estructura tiene un tipo de suelo S2 y según la figura 2.5, Cartago posee una zona sísmica III.

4.6.4 Aceleración pico efectiva

La aceleración pico efectiva por utilizar es la obtenida en el trabajo de investigación de Quirós (2012), cuyo valor es: 0.34 g, la cual es ligeramente mayor que 0.30 g, determinada conforme a la tabla 2.2.

4.6.5 Periodo de la estructura

El periodo de la estructura obtenido del análisis dinámico utilizando un *software* computacional es de 0.552 s. En el anexo A se incluye una verificación de este periodo por medio del análisis estático del CSCR-2010. El valor de este periodo es de 0.557 s. Las diferencias entre ambos análisis son de un 1 %. Usualmente el análisis estático suele dar valores de periodos mayores a los conseguidos mediante el método dinámico, debido a que este considera que el 100 % de la masa efectiva oscilante se encuentra en el primer modo de vibración. La similitud entre los resultados puede deberse a que en el análisis dinámico la masa efectiva oscilante del primer modo de vibración es 98.4 %, muy cercana al 100 % utilizada por el análisis estático. En la figura 4.15 se aprecia el modo de oscilación.



Figura 4.15. Modo de oscilación
Fuente: Elaboración propia

4.6.6 Factor espectral dinámico (FED)

Para los sitios de suelo S2 y zona sísmica III, corresponden -de acuerdo al CSCR-2010- los valores de FED ilustrados en la figura 4.16.

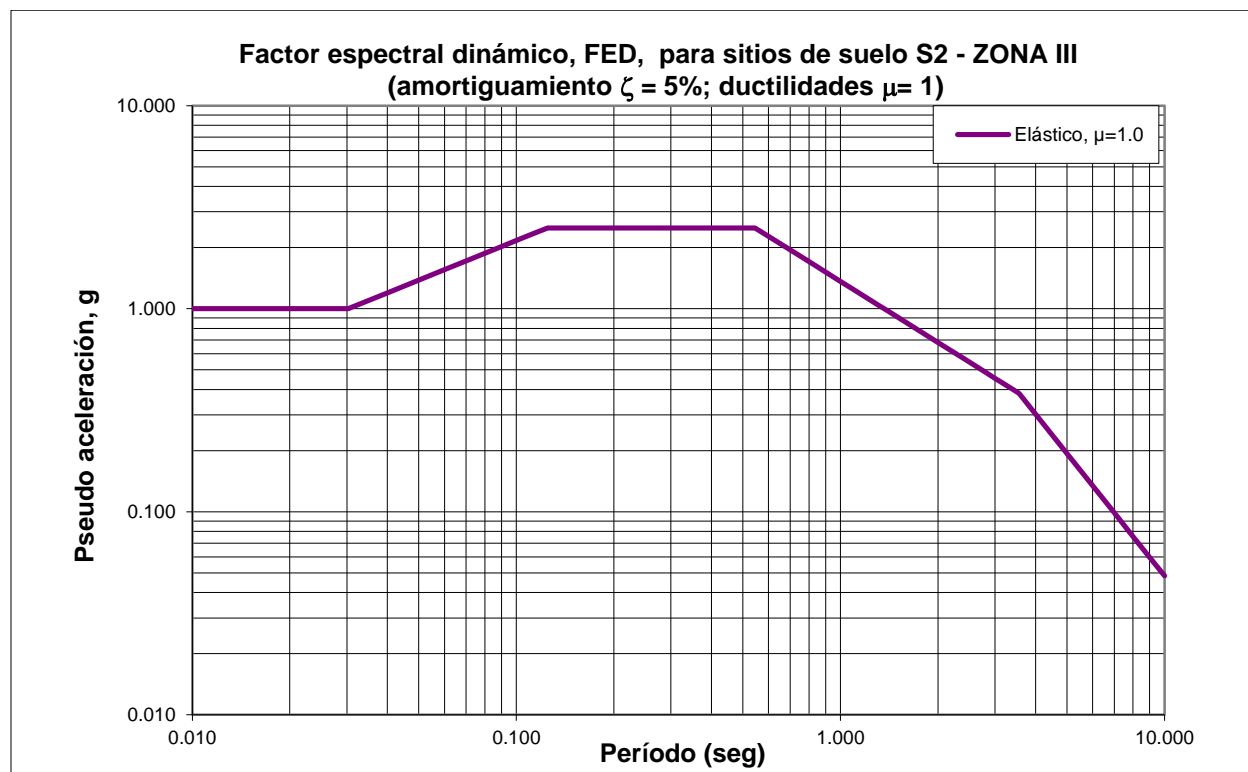


Figura 4.16. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S2 en la zona sísmica III (amortiguamiento $\xi=5\%$; ductilidades $\mu=1$)

Fuente: CFIA, 2014, p. 5/8

Sin embargo, debido a que el amortiguamiento recomendado en la sección 2.1.3.8 es de un 10 %, se debe corregir el gráfico anterior. Para ello se sigue la metodología propuesta en la sección 2.1.3.8.

El valor de “a” según la ecuación 2.2 es:

$$a = 1.303 + 0.436 * \ln(0.10) = 0.299$$

En la tabla 4.7 se muestran los datos de FED correspondientes al 5 % de amortiguamiento (obtenidos del CSCR-2010), el factor de corrección B de acuerdo a la ecuación 2.1 y el valor de FED corregido con un amortiguamiento del 10 %. Con esta información se elabora la figura 4.17.

Tabla 4.7 FED para sitios de cimentación S2 en la zona sísmica III (amortiguamiento $\xi=10\%$; ductilidad $\mu=1$)

Amortiguamiento $\xi=5\%$		a= 0.299	Amortiguamiento $\xi=10\%$
T (s)	$\mu=1$	B	$\mu=1$
0.010	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	0.889	1.064
0.050	1.382	0.882	1.219
0.060	1.555	0.876	1.363
0.070	1.718	0.871	1.497
0.080	1.873	0.867	1.624
0.090	2.022	0.863	1.744
0.100	2.164	0.859	1.859
0.110	2.302	0.856	1.970
0.120	2.435	0.853	2.077
0.125	2.500	0.852	2.129
0.150	2.500	0.845	2.114
0.200	2.500	0.836	2.090
0.250	2.500	0.829	2.073
0.300	2.500	0.824	2.061
0.351	2.500	0.820	2.051
0.383	2.500	0.818	2.046
0.409	2.500	0.817	2.042
0.450	2.500	0.815	2.038
0.450	2.500	0.815	2.038
0.485	2.500	0.814	2.035
0.500	2.500	0.813	2.033
0.545	2.500	0.812	2.030
0.600	2.273	0.811	1.843
0.800	1.705	0.809	1.379
1.000	1.364	0.809	1.104
1.100	1.240	0.810	1.004
1.200	1.136	0.811	0.921
1.300	1.049	0.812	0.851
1.400	0.974	0.813	0.792
1.500	0.909	0.814	0.740
2.000	0.682	0.820	0.559
2.438	0.559	0.825	0.461
2.500	0.545	0.826	0.450
2.828	0.482	0.829	0.400
3.000	0.455	0.831	0.378
3.105	0.439	0.832	0.366
3.441	0.396	0.836	0.331
3.552	0.384	0.837	0.321
3.573	0.379	0.837	0.318
4.000	0.303	0.841	0.254
5.000	0.194	0.849	0.164
6.000	0.135	0.855	0.115
7.000	0.099	0.861	0.085
8.000	0.076	0.866	0.066
9.000	0.060	0.871	0.052
10.000	0.048	0.874	0.042

Fuente: Elaboración propia

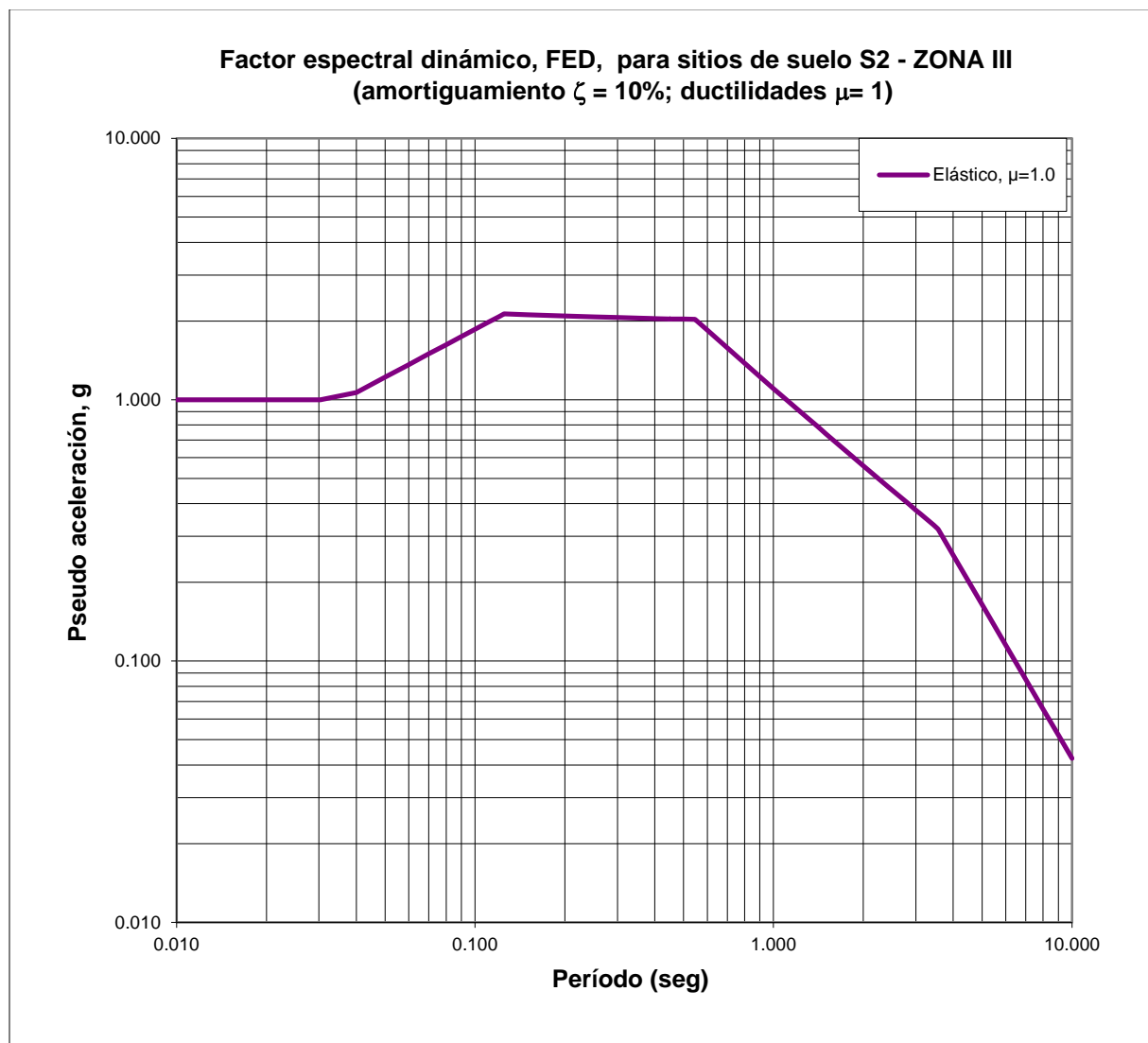


Figura 4.17. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de cimentación tipo S2 en la zona sísmica III (amortiguamiento $\xi=10\%$; ductilidad $\mu=1$)

Fuente: Elaboración propia

Los valores del factor espectral dinámico debido al cambio de amortiguamiento del 10 % rondan un promedio de un 16 % menos que los valores utilizados por el CSCR-2010 para estructuras con un amortiguamiento del 5 %.

Según la tabla 4.7, para un periodo de 0.552 corresponde un FED=2.005.

4.6.7 Factor de importancia

La sección 2.1.3.9 indica que a estas estructuras les corresponde un valor de importancia de 1.

4.6.8 Sobrerresistencia

En la sección 2.1.3.10 se menciona que la sobrerresistencia por utilizar es 1.2.

4.6.9 Determinación del peso sísmico

4.6.9.1 Cálculo del peso sísmico

De acuerdo con la sección 2.1.3.12, el área tributaria del peso sísmico en la mampostería sin refuerzo debe incluir solo el área que genere fuerzas de compresión en el elemento sismorresistente, por lo que cuando el sismo viene en el sentido sur-norte, el área tributaria corresponde a toda la dimensión transversal del templo. Esta área no se puede dividir entre los contrafuertes debido a que estaría generando fuerzas de tracción en el contrafuerte C-2. El contrafuerte C-2 trabajaría cuando el sismo posea una dirección norte-sur. La estructura de techo se modela apoyada en el contrafuerte, de esta manera solo puede transmitir fuerzas de compresión. La figura 4.18 muestra el área tributaria en planta y la figura 4.19 expone el área tributaria vista en elevación.

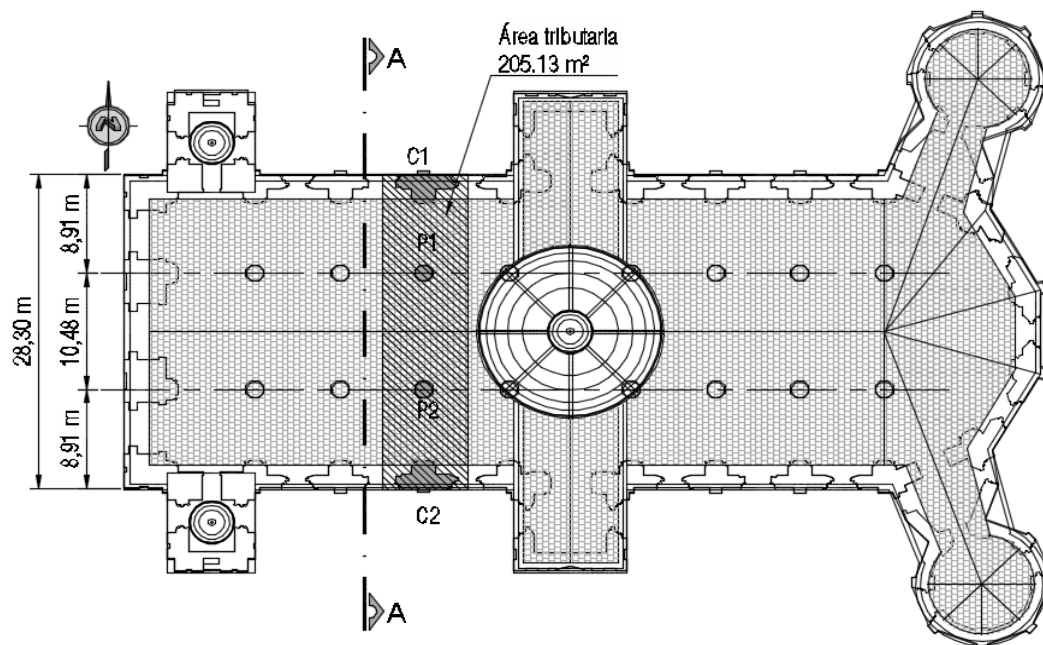


Figura 4.18. Área tributaria del peso sísmico vista en planta

Fuente: Elaboración propia

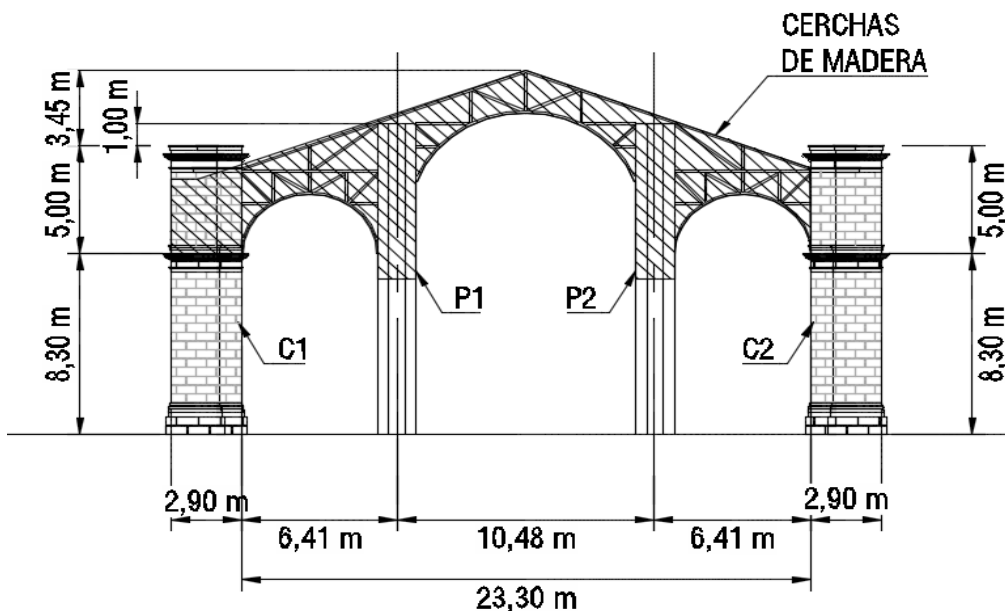


Figura 4.19. Área tributaria del peso sísmico vista en elevación

Fuente: Elaboración propia

Las tablas 4.8 y 4.9 presentan los valores de carga permanente por considerar para el contrafuerte C1.

Tabla 4.8 Peso sísmico debido a la estructura del techo

Elementos constructivos	Valor	Unidad	Reglamentación
Peso cubierta	8	Kg/m ²	Catálogo de Metalco
Peso estructura techo	20	Kg/m ²	Criterio técnico
Instalaciones electromecánicas	20	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE
Cielo madera	10	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE
Total	58	Kg/m ²	
Área	205.13	m ²	
Peso	11.90	t	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.9 Peso debido a la estructura de las paredes

Elemento	Peso (t)
Contrafuerte C1	196.36
Pilar P1	19.95
Pilar P2	19.95
Total	236.25

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el peso sísmico tiene un valor de $236.25 \text{ t} + 11.90 \text{ t} = 248.15 \text{ t}$.

4.6.10 Porcentaje de participación sísmica de los elementos estructurales

Tanto el contrafuerte como el pilar pueden formar parte del sistema sismorresistente, de ser este el caso, cada elemento resiste un porcentaje de la fuerza sísmica en proporción a su rigidez.

4.6.10.1 *Propiedades geométricas*

Para determinar si ambos elementos son parte del sistema sismorresistente, se analiza el contrafuerte C1 y el pilar P1, los cuales se encuentran sombreados en la figura 4.8. Las propiedades geométricas de cada uno de los elementos se describen a continuación:

1) *Contrafuerte*

Las dimensiones de los contrafuertes C1 son conocidas del levantamiento existente y fueron verificadas en campo, con ellas se pueden obtener el área y su respectiva inercia. Estos elementos se analizan como compuestos con el muro en la sección 2.1.3.12, utilizando un factor $\alpha=1.5$ (Huerta, 2004). En la figura 4.20 se ilustran los respectivos resultados.

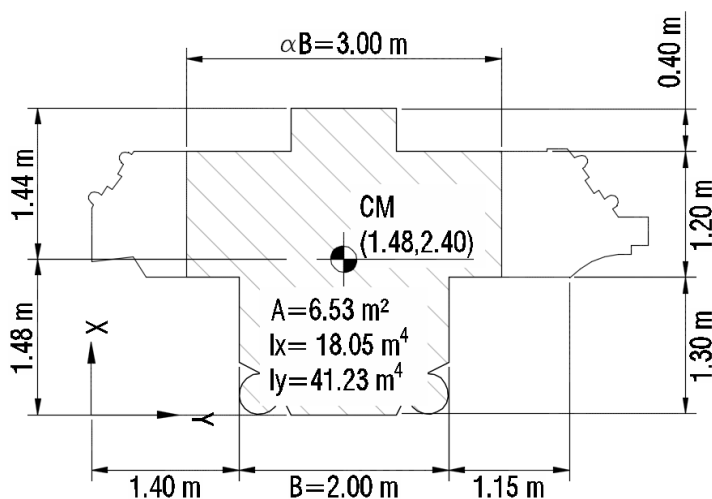


Figura 4.20. Propiedades geométricas del contrafuerte C1

Fuente: Elaboración propia

2) *Pilar*

El pilar P1 no existe actualmente, pero su probabilidad de hacerlo es muy alta debido a la disposición de la planta, a la fachada proyectada por Luis Llach en la figura 4.7 y a que formaba parte de los elementos típicos de la arquitectura utilizada en el templo. La

estimación de las dimensiones está explicada en la sección 4.4 y sus propiedades geométricas se muestran en la figura 4.21.

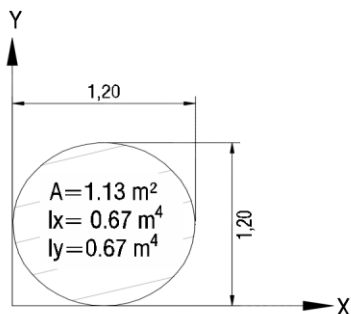


Figura 4.21. Propiedades geométricas de pilar P1

Fuente: Elaboración propia

Para el análisis se consideran ambos elementos como si estuvieran en voladizo, al no tener elementos de rigidez fuera del plano. En cuanto al cálculo de la rigidez, se utiliza la ecuación 2.4. Se obtiene para el contrafuerte:

$$k = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 * 100 E6 * 41.23}{13.30^3} = 5.26 E6 \text{ kg/m}$$

El valor de E se consigue a partir de la tabla 4.5, la inercia se puede apreciar en la figura 4.20 y la longitud en la figura 4.19.

En el caso del pilar P1, se supone que está construido con roca, por lo que su valor de E se puede determinar de la tabla 4.5, el valor de la inercia está dado en la figura 4.21 y su longitud se encuentra definida en la figura 4.19, por lo que se tendría:

$$k = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 * 100 E6 * 0.67}{14.30^3} = 0.0687 E6 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto, el porcentaje de participación del contrafuerte sería:

$$\frac{5.26E6}{0.0687 E6 + 5.26E6} * 100\% = 98.7\%$$

El porcentaje del pilar sería 1.29 %.

Al ser la participación sísmica del pilar prácticamente nula, se establece que el contrafuerte es el único elemento sismorresistente.

4.6.11 Coeficiente sísmico (CS)

El cálculo del coeficiente sísmico siguiendo la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.34 * 1 * 2.005}{1.2} = 0.568$$

4.6.12 Cortante basal

El cortante basal sísmico de acuerdo a la ecuación 2.5, sería:

$$V=CS*W=0.568*248.15= 140.95 \text{ t.}$$

Este cortante solo toma en cuenta la masa participativa del modo asociado a ese periodo. Utilizando un programa computacional para hacer una suma cuadrática de todos los modos, se obtiene: 137.94 t. Este último es el valor de cortante por utilizar en la distribución de fuerzas. También se tabulan los resultados obtenidos por medio de un análisis estático en el anexo A, correspondiente a 143.79 t. De nuevo la diferencia se debe al porcentaje de masa oscilante.

4.6.13 Distribución de la fuerza sísmica

La distribución de la fuerza sísmica se lleva a cabo como se menciona en la sección 2.1.3.14. Se establecen grados de libertad en el contrafuerte a una distancia promedio entre ellos de 0.40 m aproximadamente hasta una altura de 8.30 m correspondiente a la altura del arranque del arco según la figura 4.19, los valores se registran en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 Distribución de fuerzas sísmicas en la altura del contrafuerte

Altura del plano de corte (m)	Magnitud de fuerza sísmica (t)
5.25	106.34
5.00	3.33
4.75	3.50
4.50	3.21
4.25	2.93
4.00	2.66
3.75	2.41
3.50	2.17
3.25	1.95
3.00	1.73
2.75	1.53
2.50	1.33
2.25	1.14
2.00	0.97
1.75	0.80
1.50	0.64
1.25	0.49
1.00	0.36
0.75	0.24
0.50	0.14
0.25	0.06
0.00	0.00
Total	137.94

Fuente: Elaboración propia

4.6.14 Resumen de parámetros sísmicos utilizados

La tabla 4.11 muestra los parámetros sísmicos por utilizar:

Tabla 4.11 Parámetros sísmicos utilizados en el templo Santiago Apóstol

Parámetro	Consideración
Diafragma superior o techo	Diafragma flexible
Contrafuerte por analizar	C1
Tipo de edificación	Voladizo
Ductilidad	1
Zona sísmica	III
Sitio de cimentación	S2
Aceleración pico efectiva	0.34 g
Periodo de la estructura	0.552 s
Factor espectral dinámico	2.005
Sobrerresistencia	1.2
Factor de importancia	1
Coefficiente sísmico	0.568
Peso sísmico	248.15 t
Cortante basal	137.94 t

Fuente: Elaboración propia

4.7 Análisis límite considerando solamente cargas gravitacionales

4.7.1 Línea de empujes

Respecto a este análisis se elabora una hoja de cálculo en un programa computacional que facilita graficar la línea de empujes. La tabla 4.12 muestra un resumen de los datos de la sección 4.5:

Tabla 4.12 Datos generales de la demanda gravitacional

Datos de demanda gravitacional	
Altura del contrafuerte (m)	<u>8.30</u>
Datos de las fuerzas externas	
Peso por encima del punto de aplicación W (t)	<u>87.03</u>
Ubicación del peso d_w (m)	<u>1.48</u>
Fuerza F_z =Carga permanente + carga temporal (t)	<u>3.94</u>
Ubicación de Z (d_z (m))	<u>0.40</u>
Ángulo λ [°]	<u>61.00</u>
$\tan \lambda$	1.80
Intersección b_z (m)	9.02
Datos de la fuerza gravitacional	
Magnitud H [t]	90.50
Ángulo β_1 [°]	88.79
$\tan \beta_1$	47.37
Datos del contrafuerte	
Peso específico	
Relleno interno [t/m ³]	<u>1.5</u>
Piedra externa [t/m ³]	<u>2.6</u>

Fuente: Elaboración propia

En su parte externa el contrafuerte está construido por bloques de piedra que forman planos horizontales, por lo que se escoge un sistema de planos de corte horizontales. En la tabla 4.13 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.6 a la 2.24, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 4.13.

Tabla 4.13 Datos generales de la demanda gravitacional

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Punto E_{ix} (m)	Punto E_{iy} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	90.50	N/A	8.30	<u>1.48</u>	8.30	1.48	6.35	90.50	88.79	76.45	1.439
Plano P_1	4.02	0.30	8.00	<u>1.48</u>	8.15	1.48	6.35	94.51	88.84	79.56	1.447
Plano P_2	5.35	0.40	7.60	<u>1.48</u>	7.80	1.48	6.35	99.86	88.90	83.71	1.456
Plano P_3	5.35	0.40	7.20	<u>1.48</u>	7.40	1.48	6.35	105.22	88.96	87.86	1.465
Plano P_4	5.35	0.40	6.80	<u>1.48</u>	7.00	1.48	6.35	110.57	89.01	92.01	1.472
Plano P_5	5.35	0.40	6.40	<u>1.48</u>	6.60	1.48	6.35	115.93	89.06	96.16	1.479
Plano P_6	5.35	0.40	6.00	<u>1.48</u>	6.20	1.48	6.35	121.28	89.10	100.31	1.486
Plano P_7	5.35	0.40	5.60	<u>1.48</u>	5.80	1.48	6.35	126.63	89.14	104.46	1.491
Plano P_8	5.35	0.40	5.20	<u>1.48</u>	5.40	1.48	6.35	131.99	89.17	108.61	1.497
Plano P_9	5.35	0.40	4.80	<u>1.48</u>	5.00	1.48	6.35	137.34	89.20	112.75	1.502
Plano P_{10}	5.35	0.40	4.40	<u>1.48</u>	4.60	1.48	6.35	142.70	89.23	116.90	1.506
Plano P_{11}	5.35	0.40	4.00	<u>1.48</u>	4.20	1.48	6.35	148.05	89.26	121.05	1.510
Plano P_{12}	5.35	0.40	3.60	<u>1.48</u>	3.80	1.48	6.35	153.40	89.29	125.20	1.514
Plano P_{13}	5.35	0.40	3.20	<u>1.48</u>	3.40	1.48	6.35	158.76	89.31	129.35	1.518
Plano P_{14}	5.35	0.40	2.80	<u>1.48</u>	3.00	1.48	6.35	164.11	89.33	133.50	1.521
Plano P_{15}	5.35	0.40	2.40	<u>1.48</u>	2.60	1.48	6.35	169.47	89.35	137.65	1.525
Plano P_{16}	5.35	0.40	2.00	<u>1.48</u>	2.20	1.48	6.35	174.82	89.37	141.80	1.528
Plano P_{17}	5.35	0.40	1.60	<u>1.48</u>	1.80	1.48	6.35	180.18	89.39	145.95	1.530
Plano P_{18}	5.35	0.40	1.20	<u>1.48</u>	1.40	1.48	6.35	185.53	89.41	150.09	1.533
Plano P_{19}	5.35	0.40	0.80	<u>1.48</u>	1.00	1.48	6.35	190.88	89.43	154.24	1.536
Plano P_{20}	5.35	0.40	0.40	<u>1.48</u>	0.60	1.48	6.35	196.24	89.44	158.39	1.538
Plano P_{21}	5.35	0.40	0.00	<u>1.48</u>	0.20	1.48	6.35	201.59	89.46	162.54	1.540

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 4.13, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

4.22:

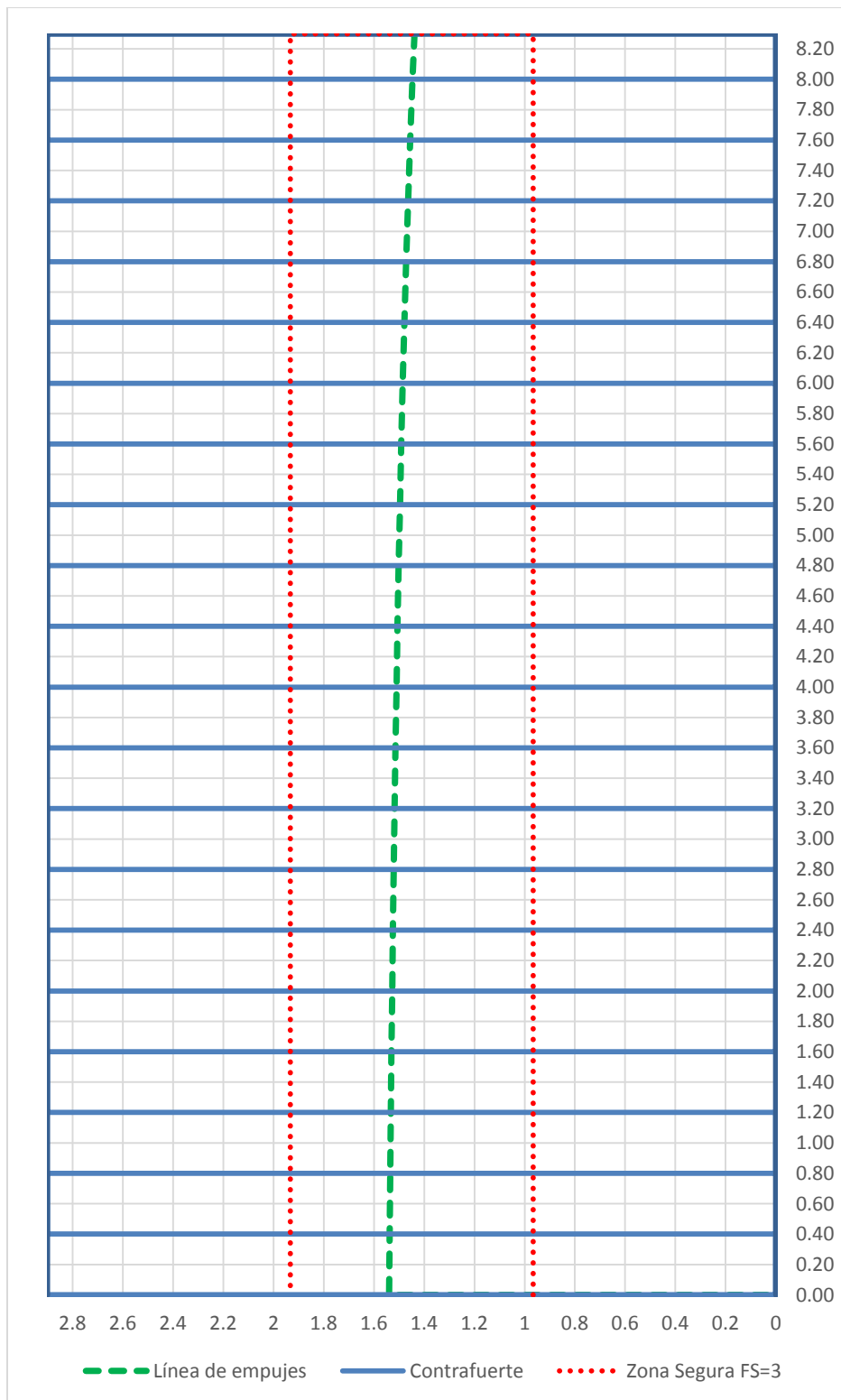


Figura 4.22. Línea de empujes ante cargas gravitacionales

Fuente: Elaboración propia

4.7.2 Revisión de mecanismos de colapso

4.7.2.1 Falla por vuelco

En relación con la tabla 4.13, el último punto de la línea de empujes se encuentra a 1.54 m del borde derecho y el borde del tercio central se ubica a 1.93 m. Para que se produzca la falla por vuelco, la línea de empujes debe tocar el borde del tercio central, lo cual según la figura 4.20 y la tabla 4.13 no ocurre. Por lo tanto, la falla por vuelco no se produce.

4.7.2.2 Falla por deslizamiento

Para la aplicación de la ecuación 2.48, se tienen los siguientes datos:

$$H=90.50*\cos (88.79) =1.91 \text{ t.}$$

$$V=90.50*\sen (88.79) = 90.48 \text{ t.}$$

$$W=87.03 \text{ t. (de acuerdo a la tabla 4.12)}$$

$$f_s = 0.7.$$

Introduciendo los datos en la ecuación 2.48, se obtiene:

$$1.91 < (90.48 + 87.03) * 0.7$$

$$1.91 \text{ t} < 124.26 \text{ t}$$

Por lo tanto, el deslizamiento no sucede.

Los datos corresponden a un contrafuerte muy conservador, la figura 4.22 muestra una línea de empujes prácticamente como una línea recta (entre su punto de inicio y su punto final solo hay una diferencia de 0.10 m, según la tabla 4.13). De esta manera se cumple el teorema del límite inferior o de seguridad, al existir un estado seguro de equilibrio, por lo que los mecanismos de colapso no se desarrollan ante estas fuerzas.

Las razones de este sobredimensionamiento pueden ser diversas, por ejemplo, se podría suponer que las proporciones usadas en la construcción fueron tomadas de estructuras que sí consideran bóvedas de piedra, en cuyo caso el componente horizontal de la carga gravitacional sería mucho más grande que el especificado en esta investigación. También pudo deberse a una modificación de las reglas de proporción usadas en la época en aras de abarcar de alguna manera algún valor de fuerza sísmica.

Las dimensiones usadas señalan un factor de seguridad mayor a 3, por lo que se armoniza con la hipótesis 1: “Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas

a fuerzas gravitacionales, las reglas de dimensionamiento utilizadas en su época constructiva proveen un resultado conservador”.

4.8 Análisis límite considerando cargas sísmicas

En este análisis se busca replicar los efectos producidos por el terremoto de Cartago del año 1910, los parámetros por utilizar se resumieron en la tabla 4.11.

4.8.1 Línea de empujes

La tabla 4.14 muestra un resumen de los datos de la sección 4.6:

Tabla 4.14 Datos generales de la demanda sísmica

Datos de las fuerzas externas	
Peso por encima del punto de aplicación W_0 (t)	87.03
Ubicación del peso d_{w0} (m)	1.48
Peso sísmico techo + pilares (t)	<u>51.80</u>
Gravitacionales: Carga permanente + carga temporal (t)	3.94
Fuerza Z= Peso sísmico techo + pilares + gravitacionales	55.74
Ubicación de Z (d_z (m))	0.40
Ángulo λ [°]	61.00
$\tan \lambda$	1.80
Intersección b_z (m)	9.02
Datos de fuerzas externas	
Magnitud H [t]	138.44
Ubicación de H (d_{x0} (m))	<u>0.40</u>
Ángulo β_1 [°]	78.74
$\tan \beta_1$	5.02
Coordenada conocida	
x (m)	<u>1.32</u>
y (m)	6.35
Intersección b_H (m)	12.98
Datos del contrafuerte	
Peso específico	
Relleno interno [t/m ³]	<u>1.5</u>
Piedra externa [t/m ³]	<u>2.6</u>

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 4.15 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 4.13.

Tabla 4.15 Datos generales de la demanda sísmica real

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	138.44	N/A	N/A	8.30	<u>N/A</u>	<u>N/A</u>									0.834
Plano P ₁	4.02	106.34	0.30	8.30	<u>1.48</u>	<u>8.15</u>	106.41	2.16	8.21	0.96	8.17	193.21	46.35	9.17	1.120
Plano P ₂	5.35	3.33	0.40	8.00	<u>1.48</u>	<u>7.80</u>	6.31	58.11	10.18	1.80	7.29	199.38	46.72	9.20	1.505
Plano P ₃	5.35	3.50	0.40	7.60	<u>1.48</u>	<u>7.40</u>	6.40	56.81	9.66	0.99	8.14	205.69	47.03	9.21	1.872
Plano P ₄	5.35	3.21	0.40	7.20	<u>1.48</u>	<u>7.00</u>	6.24	59.06	9.47	0.43	8.74	211.80	47.38	9.22	2.223
Plano P ₅	5.35	2.93	0.40	6.80	<u>1.48</u>	<u>6.60</u>	6.10	61.31	9.30	0.12	9.09	217.73	47.77	9.22	2.558
Plano P ₆	5.35	2.66	0.40	6.40	<u>1.48</u>	<u>6.20</u>	5.98	63.54	9.17	-0.05	9.27	223.49	48.19	9.22	2.878
Plano P ₇	5.35	2.41	0.40	6.00	<u>1.48</u>	<u>5.80</u>	5.87	65.75	9.09	-0.12	9.35	229.09	48.63	9.21	3.184
Plano P ₈	5.35	2.17	0.40	5.60	<u>1.48</u>	<u>5.40</u>	5.78	67.92	9.05	-0.13	9.36	234.56	49.10	9.21	3.476
Plano P ₉	5.35	1.95	0.40	5.20	<u>1.48</u>	<u>5.00</u>	5.70	70.03	9.07	-0.09	9.31	239.89	49.58	9.21	3.756
Plano P ₁₀	5.35	1.73	0.40	4.80	<u>1.48</u>	<u>4.60</u>	5.63	72.09	9.18	-0.02	9.23	245.09	50.09	9.21	4.024
Plano P ₁₁	5.35	1.53	0.40	4.40	<u>1.48</u>	<u>4.20</u>	5.57	74.10	9.39	0.08	9.12	250.19	50.60	9.21	4.281
Plano P ₁₂	5.35	1.33	0.40	4.00	<u>1.48</u>	<u>3.80</u>	5.52	76.04	9.75	0.19	8.98	255.18	51.14	9.22	4.526
Plano P ₁₃	5.35	1.14	0.40	3.60	<u>1.48</u>	<u>3.40</u>	5.48	77.93	10.32	0.32	8.82	260.08	51.68	9.22	4.761
Plano P ₁₄	5.35	0.97	0.40	3.20	<u>1.48</u>	<u>3.00</u>	5.44	79.76	11.19	0.46	8.64	264.90	52.23	9.24	4.986
Plano P ₁₅	5.35	0.80	0.40	2.80	<u>1.48</u>	<u>2.60</u>	5.41	81.51	12.51	0.61	8.45	269.63	52.80	9.25	5.202
Plano P ₁₆	5.35	0.64	0.40	2.40	<u>1.48</u>	<u>2.20</u>	5.39	83.17	14.55	0.75	8.26	274.30	53.37	9.27	5.408
Plano P ₁₇	5.35	0.49	0.40	2.00	<u>1.48</u>	<u>1.80</u>	5.38	84.73	17.85	0.90	8.06	278.90	53.94	9.30	5.606
Plano P ₁₈	5.35	0.36	0.40	1.60	<u>1.48</u>	<u>1.40</u>	5.37	86.16	23.46	1.05	7.86	283.46	54.52	9.33	5.795
Plano P ₁₉	5.35	0.24	0.40	1.20	<u>1.48</u>	<u>1.00</u>	5.36	87.43	33.97	1.18	7.67	287.97	55.10	9.37	5.976
Plano P ₂₀	5.35	0.14	0.40	0.80	<u>1.48</u>	<u>0.60</u>	5.36	88.51	57.57	1.30	7.50	292.46	55.68	9.41	6.149
Plano P ₂₁	5.35	0.06	0.40	0.40	<u>1.48</u>	<u>0.20</u>	5.35	89.39	138.50	1.40	7.35	296.93	56.25	9.45	6.315

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 4.15, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

4.23:

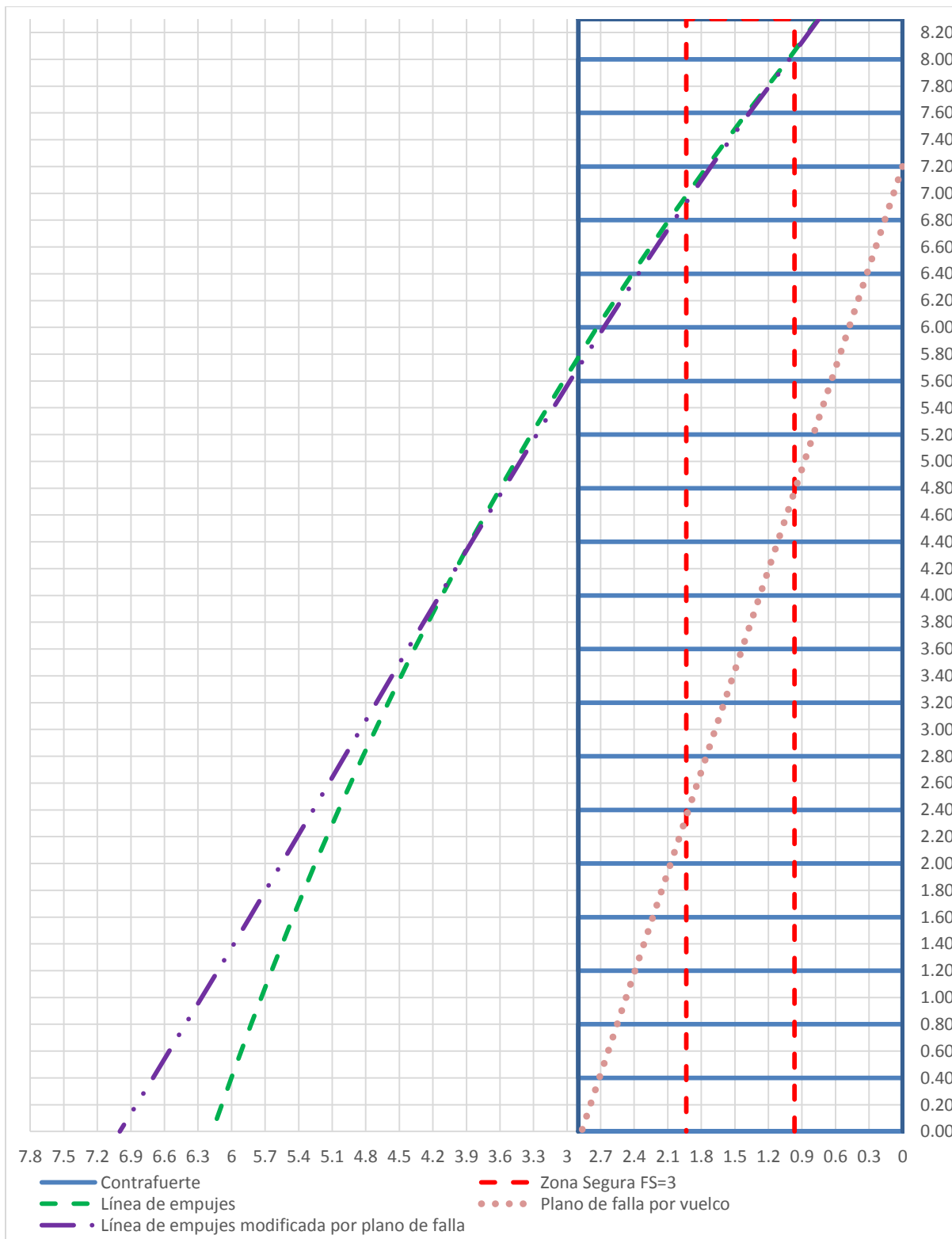


Figura 4.23. Línea de empujes ante cargas sísmicas del contrafuerte real

Fuente: Elaboración propia

4.8.2 Revisión de mecanismos de colapso

4.8.2.1 Falla por vuelco

La figura 4.23 indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 7.20 m, por lo que a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 4.15 la fuerza que genera el vuelco es 211.8 t con un ángulo de 47.38°. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.826 rad y el espesor del contrafuerte es $d=2.90$ m. El peso específico promedio es 2.05 t/m^3 .

$$tg \alpha = \frac{211.8 * \text{sen } 0.826}{3 * \left[211.8 * \text{cos } 0.826 - \frac{1}{6} * 2.90^2 * 2.05 \right]} = 0.353 \text{ rad} = 20.25^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea rosa punteada de la figura 4.23. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la que llega el plano de falla en la base es 2.66 m.

Esta falla genera un cambio en la línea de empujes. La tabla 4.16 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla.

Tabla 4.16 Demanda sísmica corregida del contrafuerte real

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	138.44	N/A	N/A	8.30	N/A	N/A									0.834
Plano P ₁	4.02	106.34	0.30	8.30	<u>1.48</u>	<u>8.15</u>	106.41	2.16	8.21	0.96	8.17	193.21	46.35	9.17	1.120
Plano P ₂	5.35	3.33	0.40	8.00	<u>1.48</u>	<u>7.80</u>	6.31	58.11	10.18	1.80	7.29	199.38	46.72	9.20	1.505
Plano P ₃	5.35	3.50	0.40	7.60	<u>1.48</u>	<u>7.40</u>	6.40	56.81	9.66	0.99	8.14	205.69	47.03	9.21	1.872
Plano P ₄	5.35	3.21	0.40	7.20	<u>1.48</u>	<u>7.00</u>	6.24	59.06	9.47	0.43	8.74	211.80	47.38	9.22	2.223
Plano P ₅	5.22	2.93	0.40	6.80	<u>1.50</u>	<u>6.60</u>	5.98	60.68	9.26	0.07	9.14	217.63	47.75	9.22	2.559
Plano P ₆	4.95	2.66	0.40	6.40	<u>1.57</u>	<u>6.20</u>	5.62	61.68	9.12	-0.13	9.36	223.08	48.09	9.22	2.885
Plano P ₇	4.67	2.41	0.40	6.00	<u>1.65</u>	<u>5.80</u>	5.26	62.70	8.99	-0.27	9.52	228.17	48.43	9.21	3.203
Plano P ₈	4.40	2.17	0.40	5.60	<u>1.72</u>	<u>5.40</u>	4.91	63.72	8.89	-0.36	9.62	232.91	48.74	9.21	3.515
Plano P ₉	4.13	1.95	0.40	5.20	<u>1.80</u>	<u>5.00</u>	4.56	64.75	8.81	-0.40	9.67	237.30	49.05	9.20	3.820
Plano P ₁₀	3.85	1.73	0.40	4.80	<u>1.87</u>	<u>4.60</u>	4.22	65.82	8.77	-0.40	9.66	241.34	49.34	9.20	4.121
Plano P ₁₁	3.58	1.53	0.40	4.40	<u>1.95</u>	<u>4.20</u>	3.89	66.92	8.77	-0.36	9.62	245.06	49.61	9.19	4.418
Plano P ₁₂	3.31	1.33	0.40	4.00	<u>2.02</u>	<u>3.80</u>	3.56	68.08	8.83	-0.28	9.52	248.44	49.87	9.19	4.712
Plano P ₁₃	3.03	1.14	0.40	3.60	<u>2.10</u>	<u>3.40</u>	3.24	69.32	8.96	-0.16	9.37	251.50	50.12	9.19	5.004
Plano P ₁₄	2.76	0.97	0.40	3.20	<u>2.17</u>	<u>3.00</u>	2.93	70.68	9.20	0.01	9.18	254.24	50.35	9.19	5.294
Plano P ₁₅	2.49	0.80	0.40	2.80	<u>2.25</u>	<u>2.60</u>	2.61	72.18	9.60	0.22	8.93	256.67	50.57	9.19	5.584
Plano P ₁₆	2.21	0.64	0.40	2.40	<u>2.33</u>	<u>2.20</u>	2.31	73.85	10.23	0.46	8.63	258.79	50.77	9.19	5.874
Plano P ₁₇	1.94	0.49	0.40	2.00	<u>2.40</u>	<u>1.80</u>	2.00	75.73	11.24	0.76	8.27	260.61	50.95	9.20	6.165
Plano P ₁₈	1.67	0.36	0.40	1.60	<u>2.48</u>	<u>1.40</u>	1.71	77.85	12.90	1.08	7.86	262.13	51.12	9.21	6.457
Plano P ₁₉	1.40	0.24	0.40	1.20	<u>2.55</u>	<u>1.00</u>	1.42	80.23	15.81	1.45	7.41	263.37	51.27	9.22	6.751
Plano P ₂₀	1.12	0.14	0.40	0.80	<u>2.63</u>	<u>0.60</u>	1.13	82.94	21.80	1.84	6.92	264.33	51.40	9.23	7.048
Plano P ₂₁	0.85	0.06	0.40	0.40	<u>2.70</u>	<u>0.20</u>	0.85	86.14	40.27	2.29	6.36	265.03	51.51	9.24	7.348

Fuente: Elaboración propia

La figura 4.23 muestra la línea de empujes corregida con una línea discontinua color morado. Se puede observar que la línea se encuentra fuera del contrafuerte, lo cual indica que se ha superado el teorema de la unicidad, es decir la carga aplicada es mayor que la carga de colapso. También se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, ya que la estructura se convierte en un mecanismo.

Donde la línea de empujes se sale del contrafuerte, debió ocurrir un volcamiento de la parte superior generando un desprendimiento, debería haber pasado a una altura de 6.00 m, esta pudo ser la razón por la que en los contrafuertes existentes este bloque superior no se encuentra, como se muestra en la figura 4.24:



Figura 4.24. Fotografía del contrafuerte con desprendimiento superior
Fuente: MCRUZ, 2002, p. 4

Para que el contrafuerte contenga la línea de empujes generada por estas fuerzas, debe tener un espesor de 6.31 m, sin embargo, este no sería suficiente pues no incluiría la corrección debido a la falla por vuelco; para contener esta corrección debió tener 7.35 m de acuerdo a la tabla 4.16.

Según lo anterior, el contrafuerte comienza a agrietarse desde una altura de 7.20 m hasta una distancia de 2.66 m en la base, originando desplazamientos a lo largo de esta altura. En los contrafuertes existentes se pudieron apreciar estos desplazamientos, que de acuerdo a la empresa MCRUZ alcanzan una distancia en algunas zonas de hasta 24 cm. La empresa Miguel Cruz y Asociados registra estos desplomes en una tabla, que se replica en la tabla 4.17; además en la figura 4.25 se puede observar una fotografía de un desplome de 8 cm en uno de los contrafuertes.

Tabla 4.17 Desplomes y corrimientos de paredes del templo Santiago Apóstol

Elemento	Desplome o corrimiento
Pared lateral norte	24.0 cm
Pared lateral sur	9.0 cm
Elemento fachada principal	0.0 cm
Elemento fachada posterior	8.0 cm
Cubículo capilla norte	2.7 cm
Cubículo capilla sur	6.7 cm
Cubículo torre norte	N.D.
Cubículo torre sur	N.D.
Cubículo sacristía norte	N.D.
Cubículo sacristía sur	N.D.



Figura 4.25. Desplome de 8 cm en el contrafuerte del templo Santiago Apóstol

Fuente: MCRUZ, 2002, p. 4

Por lo tanto, el comportamiento teórico de este mecanismo descrito por la metodología de análisis límite refleja una gran coincidencia con el comportamiento real observado en la estructura.

4.8.2.2 Falla por deslizamiento

De acuerdo con la tabla 4.16, para la aplicación de la ecuación 2.48 se tienen los siguientes datos:

$$H=193.21*\cos (46.35) t = 133.36 t.$$

$$V=193.21*\sen (46.35) t = 139.8 t$$

$$W=87.03 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Al introducir los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$133.36 < (139.8 + 87.03) * 0.7$$

$$133.36 t < 158.781 t$$

Por tanto, el deslizamiento no ocurre.

Para el análisis se usa un coeficiente estático de rozamiento de 0.7, pero si se empleara un coeficiente de 0.6 tampoco ocurriría desplazamiento del primer bloque, pues las cargas de volcamiento son menores que las cargas estabilizadoras.

Debido a que la línea de empujes se sale del contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es menor a 1. Lo anterior significa que la estructura no es capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas de diseño de Costa Rica y su mecanismo de colapso es el vuelco. Este resultado armoniza con la hipótesis 2 “Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas a fuerzas sísmicas las dimensiones existentes presentan un nivel de seguridad deficiente”.

Se procede a buscar las dimensiones de un contrafuerte ideal para resistir fuerzas sísmicas.

4.9 Estimación del contrafuerte seguro ante cargas sísmicas

Se realizan tres aproximaciones para determinar el contrafuerte seguro.

4.9.1 Primera aproximación

La primera estimación se basa en la línea de empujes real de la figura 4.23. Debido a la forma descendente que posee la línea, se estima un contrafuerte trapezoidal, engrosando la base hasta que pueda contener la línea de empujes, es decir a 6.40 m. Esto implica un aumento en el peso sísmico, en el periodo, en el cortante basal y, por ende, se debe dibujar una línea de empujes nueva.

La figura 4.26 muestra la sección transversal corregida:

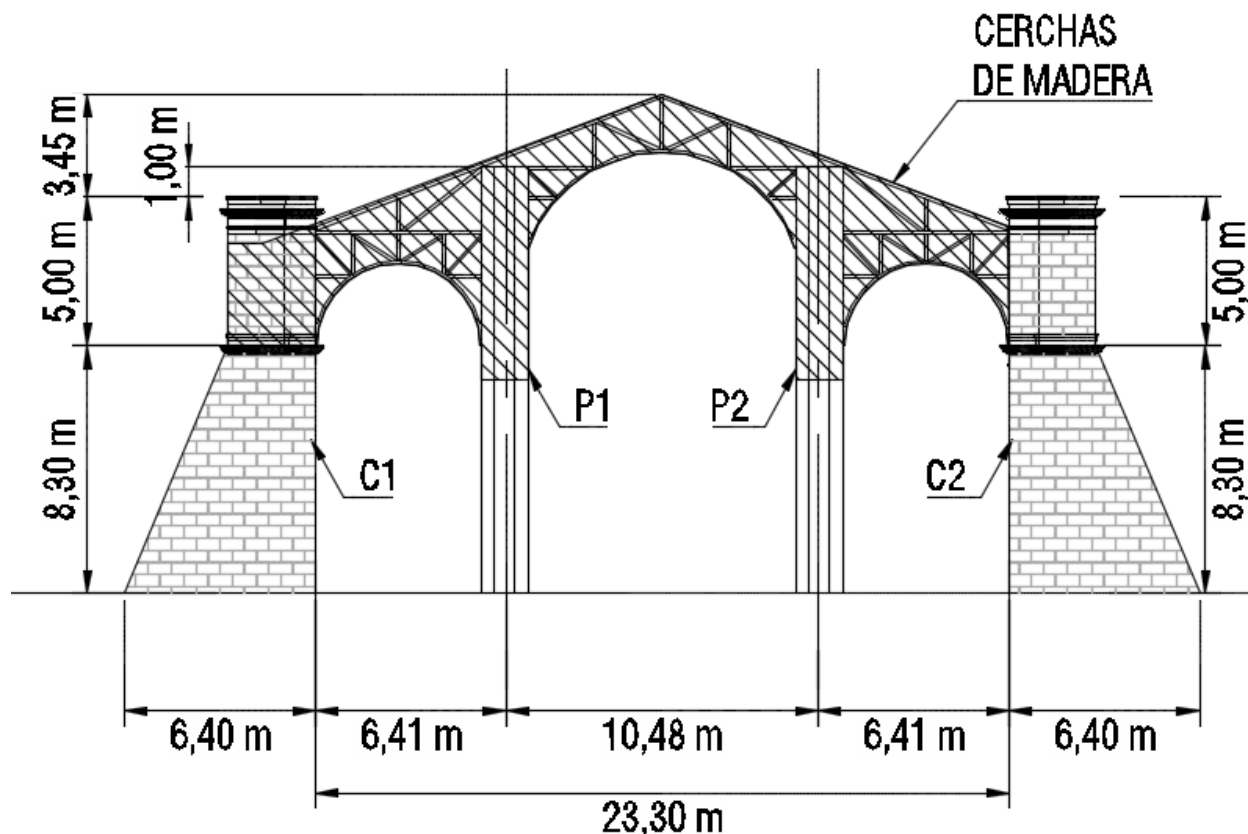


Figura 4.26. Sección transversal del edificio para la primera aproximación de la forma segura

Fuente: Elaboración propia

4.9.1.1 Peso sísmico

Al recalcular el peso sísmico con las nuevas dimensiones, se obtiene un peso de 317.21 t.

4.9.1.2 Período

El periodo de la estructura se obtiene del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, así es de 0.277 s.

La reducción del periodo se debe a que la estructura también aumentó su inercia, por ende, genera un aumento en su rigidez. Como la frecuencia natural es directamente proporcional a la rigidez, su frecuencia aumenta; debido a que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, este se ve reducido.

4.9.1.3 Factor espectral dinámico

El FED correspondiente a un periodo de 0.277 s es 2.067.

4.9.1.4 Coeficiente sísmico

El cálculo del coeficiente sísmico según la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.34 * 1 * 2.067}{1.2} = 0.586$$

4.9.1.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica

El cortante basal que se obtiene por medio del análisis dinámico utilizando un *software* computacional es 222.44 t; la tabla 4.18 muestra la distribución de esta fuerza.

Este cortante es diferente al conseguido de multiplicar el coeficiente sísmico de la sección 4.9.1.4 por el peso sísmico, ya que este es el cortante basal correspondiente a uno de los modos de oscilación. Pero el valor de cortante anterior es la suma cuadrática de todos los modos.

Tabla 4.18 Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de fuerza sísmica (t)
8.30	125.88
8.00	7.31
7.60	8.44
7.20	7.99
6.80	7.53
6.40	7.09
6.00	6.67
5.60	6.27
5.20	5.89
4.80	5.52
4.40	5.15
4.00	4.87
3.60	4.49
3.20	4.09
2.80	3.66
2.40	3.22
2.00	2.73
1.60	2.22
1.20	1.70
0.80	1.15
0.40	0.57
0.00	0.00
Total	222.44

Fuente: Elaboración propia

4.9.1.6 Línea de empujes

En la tabla 4.19 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 4.13.

Tabla 4.19 Datos generales de la demanda sísmica de la primera aproximación del contrafuerte

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	138.44	N/A	N/A	8.30	N/A	N/A									0.813
Plano P ₁	4.02	125.88	0.30	8.30	<u>1.48</u>	<u>8.15</u>	125.94	1.83	8.20	0.96	8.17	207.18	42.44	9.04	1.141
Plano P ₂	5.59	7.31	0.40	8.00	<u>1.54</u>	<u>7.80</u>	9.20	37.40	8.98	0.42	8.66	216.34	42.22	9.04	1.587
Plano P ₃	5.90	8.44	0.40	7.60	<u>1.63</u>	<u>7.40</u>	10.30	34.94	8.54	2.40	6.86	226.56	41.89	9.02	2.024
Plano P ₄	6.21	7.99	0.40	7.20	<u>1.72</u>	<u>7.00</u>	10.12	37.87	8.33	5.70	3.91	236.66	41.72	8.98	2.450
Plano P ₅	6.52	7.53	0.40	6.80	<u>1.80</u>	<u>6.60</u>	9.96	40.89	8.16	32.06	-19.6	246.62	41.69	8.95	2.864
Plano P ₆	6.72	7.09	0.40	6.40	<u>1.88</u>	<u>6.20</u>	9.77	43.46	7.98	-17.1	24.19	256.39	41.75	8.91	3.265
Plano P ₇	6.92	6.67	0.40	6.00	<u>1.99</u>	<u>5.80</u>	9.61	46.04	7.86	-7.28	15.42	265.97	41.91	8.88	3.654
Plano P ₈	7.00	6.27	0.40	5.60	<u>2.14</u>	<u>5.40</u>	9.40	48.13	7.78	-5.02	13.39	275.32	42.12	8.85	4.032
Plano P ₉	7.08	5.89	0.40	5.20	<u>2.28</u>	<u>5.00</u>	9.21	50.26	7.74	-3.69	12.19	284.44	42.38	8.81	4.399
Plano P ₁₀	7.17	5.52	0.40	4.80	<u>2.43</u>	<u>4.60</u>	9.04	52.41	7.75	-2.75	11.33	293.35	42.69	8.79	4.756
Plano P ₁₁	7.56	5.15	0.40	4.40	<u>2.66</u>	<u>4.20</u>	9.15	55.74	8.10	-1.26	9.95	302.27	43.08	8.77	5.102
Plano P ₁₂	7.64	4.87	0.40	4.00	<u>2.80</u>	<u>3.80</u>	9.06	57.49	8.20	-0.91	9.62	311.05	43.50	8.76	5.437
Plano P ₁₃	7.73	4.49	0.40	3.60	<u>2.95</u>	<u>3.40</u>	8.94	59.85	8.47	-0.37	9.11	319.64	43.95	8.75	5.761
Plano P ₁₄	7.81	4.09	0.40	3.20	<u>3.09</u>	<u>3.00</u>	8.81	62.37	8.91	0.16	8.60	328.01	44.44	8.76	6.075
Plano P ₁₅	7.89	3.66	0.40	2.80	<u>3.24</u>	<u>2.60</u>	8.70	65.09	9.57	0.70	8.07	336.17	44.96	8.77	6.378
Plano P ₁₆	7.98	3.22	0.40	2.40	<u>3.38</u>	<u>2.20</u>	8.60	68.05	10.59	1.23	7.54	344.10	45.52	8.79	6.671
Plano P ₁₇	8.06	2.73	0.40	2.00	<u>3.53</u>	<u>1.80</u>	8.51	71.26	12.21	1.77	6.99	351.78	46.12	8.83	6.953
Plano P ₁₈	8.14	2.22	0.40	1.60	<u>3.68</u>	<u>1.40</u>	8.44	74.72	14.85	2.30	6.44	359.21	46.77	8.89	7.226
Plano P ₁₉	8.22	1.70	0.40	1.20	<u>3.82</u>	<u>1.00</u>	8.40	78.35	19.54	2.81	5.89	366.39	47.45	8.96	7.488
Plano P ₂₀	8.31	1.15	0.40	0.80	<u>3.97</u>	<u>0.60</u>	8.39	82.15	29.38	3.31	5.35	373.32	48.19	9.05	7.740
Plano P ₂₁	8.39	0.57	0.40	0.40	<u>4.11</u>	<u>0.20</u>	8.41	86.10	60.54	3.80	4.81	379.99	48.97	9.17	7.981
Plano P ₂₂	0.00	0.00	0.00	0.00	<u>4.18</u>	<u>0.00</u>	----	----	----	----	----	379.99	48.97		

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 4.19, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

4.27:

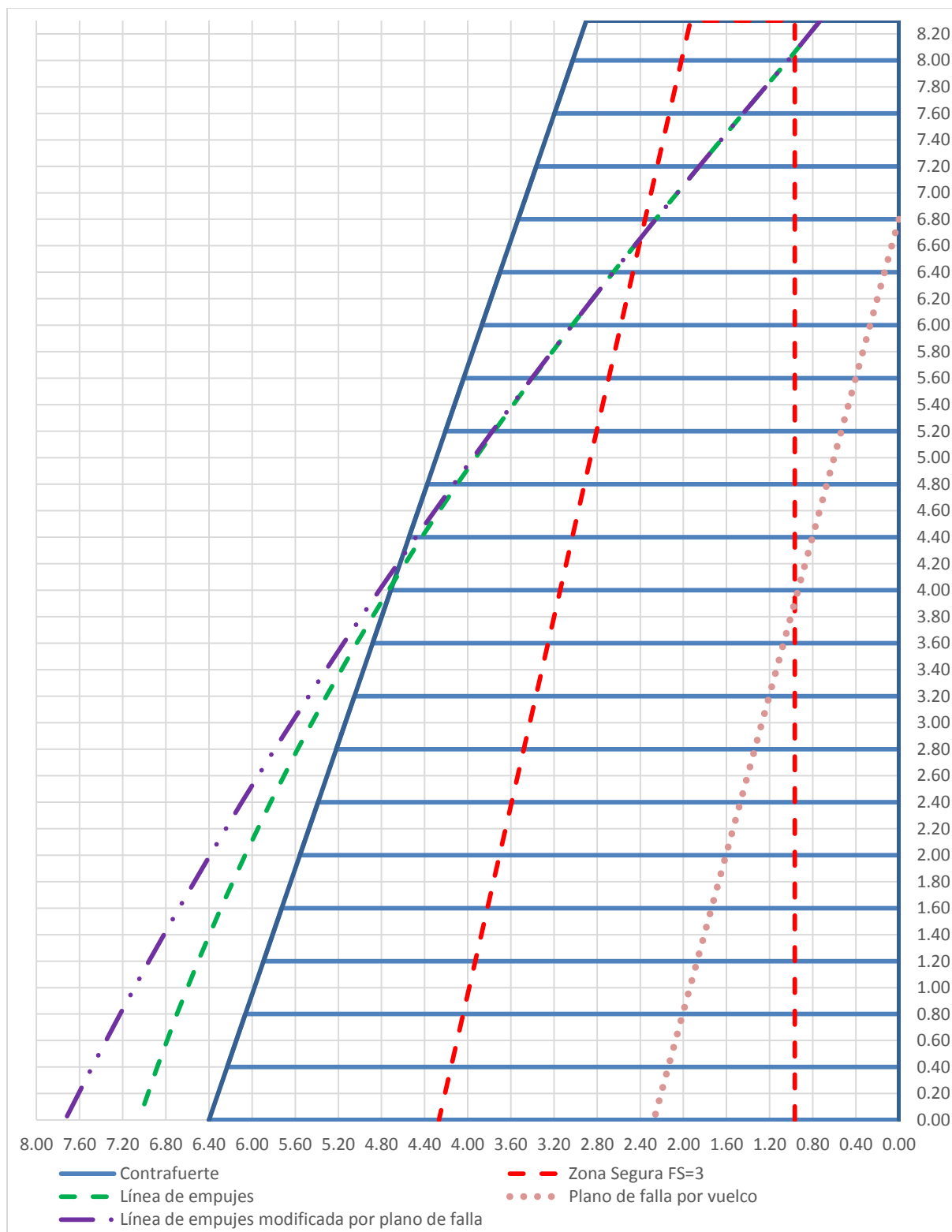


Figura 4.27. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la primera estimación del contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

4.9.1.7 Revisión de los mecanismos de colapso

1) Falla por vuelco

La figura 4.27 indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 6.80 m, por lo que a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 4.19 la fuerza que genera el vuelco es 236.66 t con un ángulo de 41.72 °. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.728 rad y el espesor promedio del contrafuerte es $d=4.65$ m. El peso específico promedio es 2.05 t/m^3 .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{236.66 * \operatorname{sen} 0.728}{3 * \left[236.66 * \cos 0.728 - \frac{1}{6} * 4.65^2 * 2.05 \right]} = 0.30 \operatorname{rad} = 17.22^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea punteada rosa de la figura 4.27. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la que llega el plano de falla en la base es 2.11 m.

Esta falla genera un cambio en la línea de empujes. La tabla 4.20 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla y la figura 4.27 muestra la línea corregida punteada en color morado.

En la figura 4.27 se observa que la línea de empujes dibujada se encuentra fuera del contrafuerte a partir de una altura de 4.80 m, lo cual significa que de nuevo se ha superado el teorema de la unicidad, es decir la carga aplicada es mayor que la carga de colapso. También otra vez se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, ya que la estructura se convierte en un mecanismo.

De utilizarse este contrafuerte, la estructura tendría un desprendimiento del bloque superior a una altura de 4.80 m.

Tabla 4.20 Demanda sísmica corregida de la primera aproximación al contrafuerte ideal

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	138.44	N/A	N/A	8.30	N/A	N/A									0.813
Plano P ₁	4.02	125.88	0.30	8.30	<u>1.48</u>	<u>8.15</u>	125.94	1.83	8.20	0.96	8.17	207.18	42.44	9.04	1.141
Plano P ₂	5.59	7.31	0.40	8.00	<u>1.54</u>	<u>7.80</u>	9.20	37.40	8.98	0.42	8.66	216.34	42.22	9.04	1.587
Plano P ₃	5.90	8.44	0.40	7.60	<u>1.63</u>	<u>7.40</u>	10.30	34.94	8.54	2.40	6.86	226.56	41.89	9.02	2.024
Plano P ₄	6.21	7.99	0.40	7.20	<u>1.72</u>	<u>7.00</u>	10.12	37.87	8.33	5.70	3.91	236.66	41.72	8.98	2.450
Plano P ₅	6.52	7.53	0.40	6.80	<u>1.80</u>	<u>6.60</u>	9.96	40.89	8.16	32.06	-19.6	246.62	41.69	8.95	2.864
Plano P ₆	6.72	7.09	0.40	6.40	<u>1.88</u>	<u>6.20</u>	9.77	43.45	7.98	-17.1	24.20	256.39	41.75	8.91	3.265
Plano P ₇	6.80	6.67	0.40	6.00	<u>2.02</u>	<u>5.80</u>	9.53	45.56	7.86	-8.29	16.31	265.89	41.89	8.88	3.656
Plano P ₈	6.88	6.27	0.40	5.60	<u>2.17</u>	<u>5.40</u>	9.31	47.66	7.78	-5.49	13.81	275.16	42.09	8.85	4.036
Plano P ₉	6.97	5.89	0.40	5.20	<u>2.31</u>	<u>5.00</u>	9.12	49.79	7.74	-3.96	12.43	284.20	42.33	8.81	4.407
Plano P ₁₀	7.05	5.52	0.40	4.80	<u>2.46</u>	<u>4.60</u>	8.95	51.95	7.74	-2.92	11.48	293.03	42.62	8.79	4.767
Plano P ₁₁	7.44	5.15	0.40	4.40	<u>2.69</u>	<u>4.20</u>	9.05	55.32	8.08	-1.34	10.02	301.87	43.00	8.77	5.115
Plano P ₁₂	7.53	4.87	0.40	4.00	<u>2.83</u>	<u>3.80</u>	8.96	57.09	8.18	-0.97	9.67	310.57	43.40	8.76	5.453
Plano P ₁₃	7.61	4.49	0.40	3.60	<u>2.98</u>	<u>3.40</u>	8.83	59.46	8.45	-0.41	9.14	319.07	43.84	8.75	5.781
Plano P ₁₄	7.69	4.09	0.40	3.20	<u>3.13</u>	<u>3.00</u>	8.71	62.00	8.88	0.14	8.62	327.35	44.32	8.75	6.097
Plano P ₁₅	7.77	3.66	0.40	2.80	<u>3.27</u>	<u>2.60</u>	8.59	64.75	9.54	0.68	8.09	335.42	44.83	8.77	6.404
Plano P ₁₆	7.85	3.22	0.40	2.40	<u>3.42</u>	<u>2.20</u>	8.49	67.74	10.55	1.23	7.54	343.25	45.38	8.79	6.700
Plano P ₁₇	7.94	2.73	0.40	2.00	<u>3.56</u>	<u>1.80</u>	8.39	71.00	12.15	1.78	6.99	350.84	45.97	8.83	6.986
Plano P ₁₈	8.02	2.22	0.40	1.60	<u>3.71</u>	<u>1.40</u>	8.32	74.50	14.77	2.31	6.43	358.18	46.61	8.88	7.261
Plano P ₁₉	8.10	1.70	0.40	1.20	<u>3.86</u>	<u>1.00</u>	8.28	78.18	19.42	2.83	5.88	365.25	47.29	8.95	7.526
Plano P ₂₀	8.18	1.15	0.40	0.80	<u>4.00</u>	<u>0.60</u>	8.26	82.03	29.19	3.34	5.34	372.07	48.02	9.05	7.781
Plano P ₂₁	8.27	0.57	0.40	0.40	<u>4.15</u>	<u>0.20</u>	8.29	86.04	60.14	3.83	4.79	378.63	48.79	9.16	8.025
Plano P ₂₂	0.00	0.00	0.00	0.00	<u>4.21</u>	<u>0.00</u>	----	----	----	----	----	378.63	48.79		

Fuente: Elaboración propia

2) *Falla por deslizamiento*

La tabla 4.19 indica que para la aplicación de la ecuación 2.48, se cuenta con los siguientes datos:

$$H=207.18*\cos (42.44) t = 152.89 t.$$

$$V=207.18*\sen (42.44) t = 139.80 t$$

$$W=87.03 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Al introducir los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$152.89 < (139.80 + 87.03) * 0.7$$

$$152.89 t < 158.78 t$$

En el análisis de la falla por desplazamiento se indica que este fallo no se genera si se utiliza un coeficiente estático de rozamiento de 0.7. Si se hubiese empleado un coeficiente de 0.6, el fallo por deslizamiento sí ocurriría.

La línea de empujes de acuerdo con la tabla 4.19 termina en el 7.98 m, por lo que el contrafuerte supuesto no es suficiente, sin embargo, aun si el contrafuerte hubiese contenido la línea de empujes, necesita un mayor espesor para contener la línea de empujes corregida por el plano de falla debido al vuelco, para esto debe tener una base de 8.025 m.

Al salirse la línea de empujes del contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es menor a 1; esta aproximación no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas por lo que es necesaria otra aproximación si se desea encontrar un contrafuerte ideal.

Se procede a buscar las dimensiones de un contrafuerte ideal para resistir fuerzas sísmicas.

4.9.2 Segunda aproximación

La segunda estimación se basa en la figura 4.237. Se engrosa la base del contrafuerte a una dimensión que logra contener la línea de empujes corregida por la falla al vuelco. Como esta dimensión es muy cercana a la altura del contrafuerte (8.025 m de acuerdo a la tabla 4.20), se decide usar esta misma dimensión de 8.30 m para el engrosamiento. De nuevo esto implica un aumento en el peso sísmico, en el periodo, en el cortante basal y, por ende, se debe dibujar una línea de empujes nueva.

La figura 4.28 muestra la sección transversal corregida:

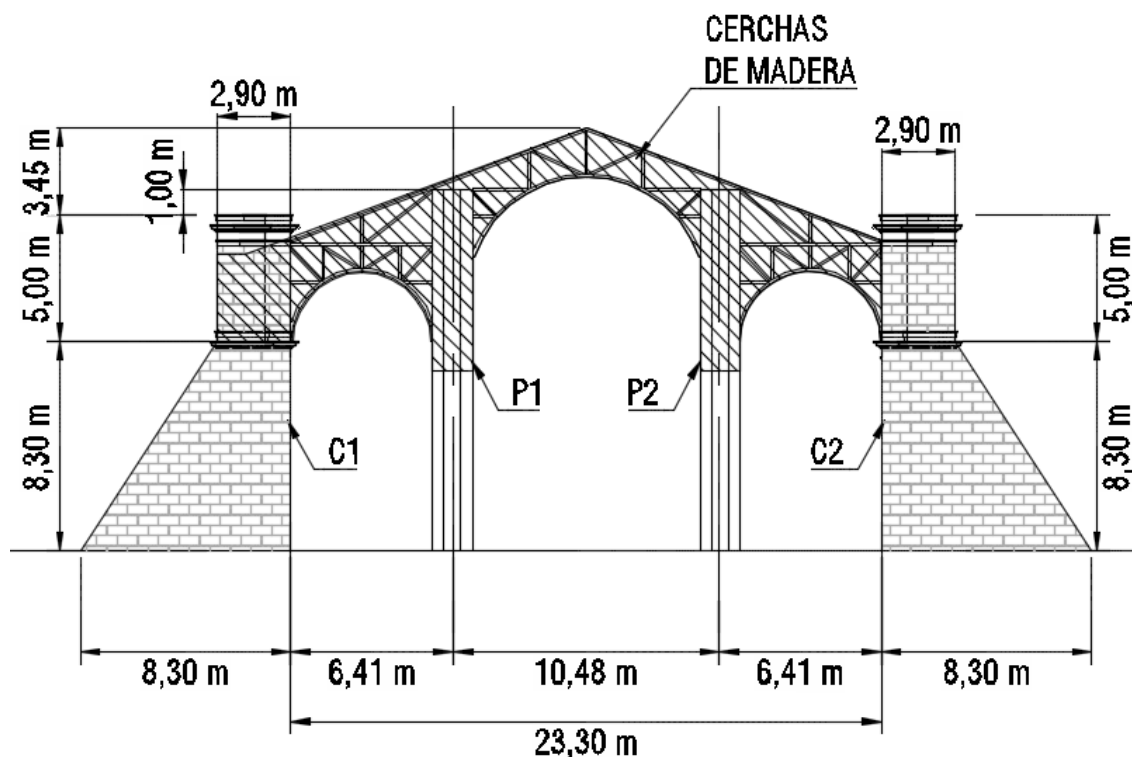


Figura 4.28. Sección transversal para la segunda aproximación de la forma segura

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.1 Peso sísmico

Al recalcular el peso sísmico con las nuevas dimensiones, se obtiene un peso de 353.73 t.

4.9.2.2 Período

El periodo de la estructura se obtiene del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, así es de 0.223 s.

La reducción del periodo se debe a que la estructura también aumenta su inercia, por ende, genera un aumento en su rigidez. Como la frecuencia natural es directamente proporcional a la rigidez, su frecuencia aumenta; debido a que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, este se ve reducido.

4.9.2.3 Factor espectral dinámico

El FED correspondiente a un periodo de 0.223 s es 2.083.

4.9.2.4 Coeficiente sísmico

El cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.34 * 1 * 2.083}{1.2} = 0.59$$

4.9.2.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica

El cortante basal que se obtiene por medio del análisis dinámico utilizando un *software* computacional es 246.20 t; la tabla 4.21 muestra la distribución de esta fuerza.

Este cortante es diferente al conseguido de multiplicar el coeficiente sísmico de la sección 4.9.2.4 por el peso sísmico, ya que este es el cortante basal correspondiente a uno de los modos de oscilación. Pero el valor del cortante anterior es la suma cuadrática de todos los modos.

Tabla 4.21 Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de fuerza sísmica (t)
8.30	131.38
8.00	7.65
7.60	8.99
7.20	8.71
6.80	8.38
6.40	8.04
6.00	7.69
5.60	7.35
5.20	7.01
4.80	6.67
4.40	6.33
4.00	6.12
3.60	5.72
3.20	5.29
2.80	4.82
2.40	4.30
2.00	3.72
1.60	3.09
1.20	2.40
0.80	1.66
0.40	0.85
0.00	0.00
Total	246.20

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.6 Línea de empujes

En la tabla 4.22 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 4.13.

Tabla 4.22 Datos generales de la demanda sísmica de la segunda aproximación del contrafuerte

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	138.44	N/A	N/A	8.30	<u>N/A</u>	<u>N/A</u>									0.807
Plano P ₁	4.02	131.38	0.30	8.30	<u>1.48</u>	<u>8.15</u>	131.44	1.75	8.20	0.96	8.17	211.27	41.43	9.01	1.147
Plano P ₂	5.71	7.65	0.40	8.00	<u>1.58</u>	<u>7.80</u>	9.55	36.75	8.98	0.24	8.80	220.79	41.23	9.01	1.610
Plano P ₃	6.20	8.99	0.40	7.60	<u>1.71</u>	<u>7.40</u>	10.92	34.57	8.58	2.30	6.99	231.64	40.91	8.99	2.064
Plano P ₄	6.68	8.71	0.40	7.20	<u>1.85</u>	<u>7.00</u>	10.97	37.49	8.42	5.75	4.01	242.59	40.76	8.96	2.508
Plano P ₅	7.16	8.38	0.40	6.80	<u>1.98</u>	<u>6.60</u>	11.02	40.50	8.29	84.84	-64.17	253.61	40.75	8.93	2.939
Plano P ₆	7.64	8.04	0.40	6.40	<u>2.11</u>	<u>6.20</u>	11.09	43.54	8.21	-8.19	15.99	264.68	40.86	8.90	3.355
Plano P ₇	8.12	7.69	0.40	6.00	<u>2.24</u>	<u>5.80</u>	11.18	46.54	8.17	-3.86	12.25	275.81	41.09	8.88	3.756
Plano P ₈	8.60	7.35	0.40	5.60	<u>2.38</u>	<u>5.40</u>	11.31	49.47	8.18	-2.34	10.92	287.01	41.42	8.85	4.139
Plano P ₉	9.08	7.01	0.40	5.20	<u>2.51</u>	<u>5.00</u>	11.47	52.32	8.25	-1.46	10.14	298.28	41.84	8.83	4.504
Plano P ₁₀	9.56	6.67	0.40	4.80	<u>2.64</u>	<u>4.60</u>	11.66	55.08	8.38	-0.84	9.58	309.64	42.33	8.82	4.851
Plano P ₁₁	10.52	6.33	0.40	4.40	<u>2.77</u>	<u>4.20</u>	12.28	58.97	8.81	-0.01	8.83	321.43	42.96	8.82	5.176
Plano P ₁₂	11.00	6.12	0.40	4.00	<u>2.91</u>	<u>3.80</u>	12.59	60.92	9.03	0.24	8.59	333.42	43.63	8.82	5.481
Plano P ₁₃	11.48	5.72	0.40	3.60	<u>3.04</u>	<u>3.40</u>	12.83	63.50	9.50	0.64	8.21	345.51	44.35	8.84	5.770
Plano P ₁₄	11.96	5.29	0.40	3.20	<u>3.17</u>	<u>3.00</u>	13.08	66.13	10.17	1.04	7.83	357.69	45.13	8.87	6.041
Plano P ₁₅	12.44	4.82	0.40	2.80	<u>3.31</u>	<u>2.60</u>	13.34	68.81	11.13	1.43	7.43	369.95	45.96	8.91	6.297
Plano P ₁₆	12.92	4.30	0.40	2.40	<u>3.44</u>	<u>2.20</u>	13.62	71.58	12.53	1.84	7.01	382.28	46.84	8.97	6.536
Plano P ₁₇	13.40	3.72	0.40	2.00	<u>3.57</u>	<u>1.80</u>	13.91	74.47	14.65	2.24	6.58	394.66	47.78	9.05	6.761
Plano P ₁₈	13.88	3.09	0.40	1.60	<u>3.70</u>	<u>1.40</u>	14.22	77.46	18.05	2.65	6.13	407.08	48.77	9.15	6.971
Plano P ₁₉	14.36	2.40	0.40	1.20	<u>3.84</u>	<u>1.00</u>	14.56	80.50	23.93	3.06	5.67	419.53	49.82	9.28	7.167
Plano P ₂₀	14.84	1.66	0.40	0.80	<u>3.97</u>	<u>0.60</u>	14.94	83.61	36.07	3.46	5.19	432.03	50.92	9.45	7.349
Plano P ₂₁	15.33	0.85	0.40	0.40	<u>4.10</u>	<u>0.20</u>	15.35	86.82	74.16	3.85	4.70	444.55	52.08	9.65	7.518
Plano P ₂₂	0.00	0.00	0.00	0.00	<u>4.24</u>	<u>0.00</u>	----	----	----	----	----	444.55	52.08	----	----

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 4.21, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

4.25:

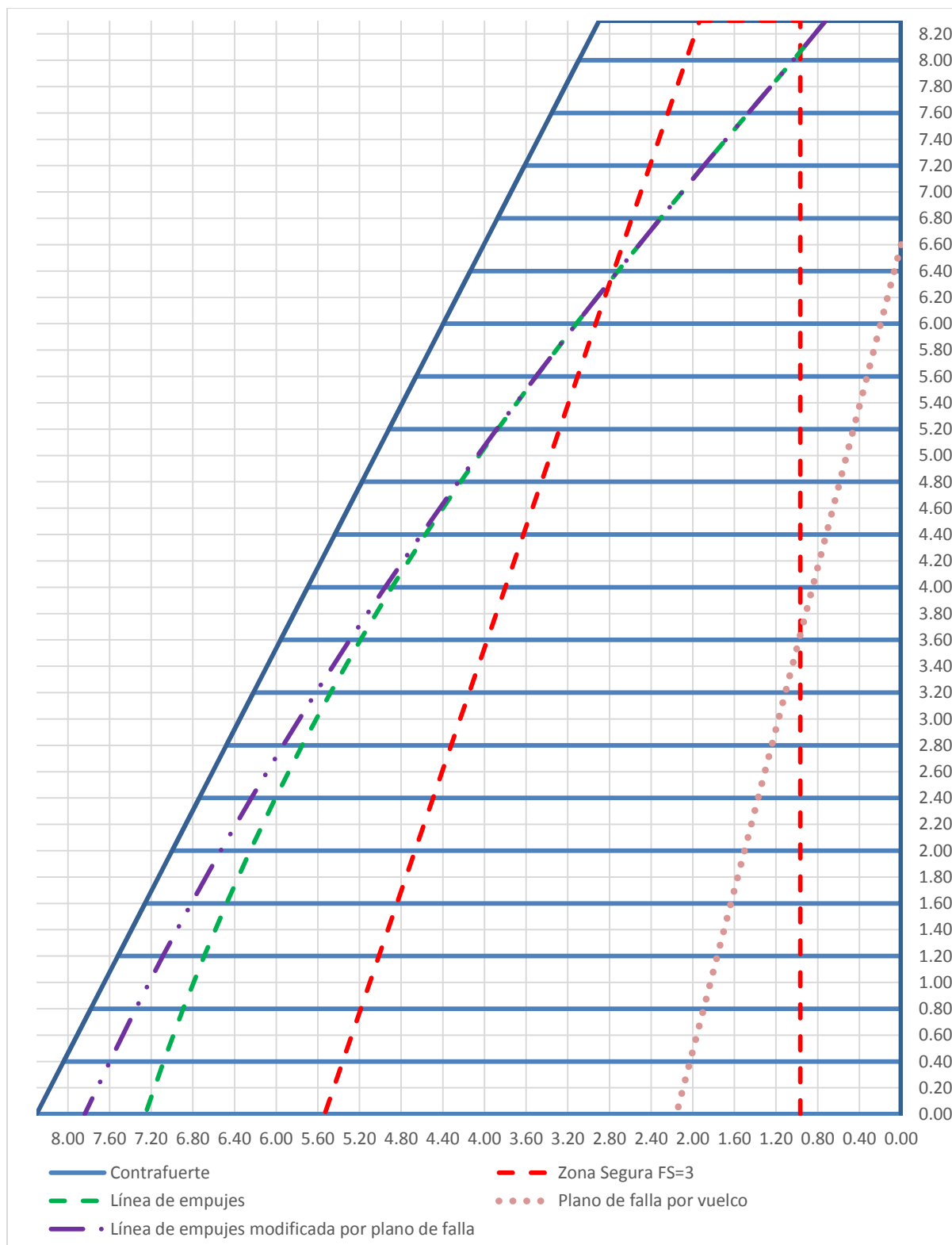


Figura 4.29. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la segunda estimación del contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.7 Revisión de mecanismos de colapso

1) Falla por vuelco

La figura 4.29 indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 6.60 m, por lo que a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 4.22 la fuerza que genera el vuelco es 253.61 t con un ángulo de 40.75 °. Como la ecuación es en radianes el ángulo equivale a 0.7112 rad, el espesor promedio del contrafuerte es $d=5.60$ m. El peso específico promedio es 2.05 t/m^3 .

$$tg \alpha = \frac{253.61 * \text{sen } 0.7112}{3 * \left[253.61 * \text{cos } 0.7112 - \frac{1}{6} * 5.60^2 * 2.05 \right]} = 0.295 \text{ rad} = 16.92^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea punteada rosa de la figura 4.29. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la que llega el plano de falla en la base es 2.01 m.

Esta falla provoca un cambio en la línea de empujes. La tabla 4.23 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla. La figura 4.29 muestra la línea corregida punteada en color morado.

En la figura 4.29 se aprecia que la línea de empujes dibujada está dentro del contrafuerte y la corrección debido a la falla por vuelco también está contenida en el contrafuerte. Esto indica se cumple el teorema de la unicidad, la carga aplicada es la carga de colapso. También, aunque se genera una rótula plástica, esta no llega a convertirse en un mecanismo por lo que no se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, por el contrario, se tiene un estado seguro de equilibrio o teorema del límite inferior.

Tabla 4.23 Demanda sísmica corregida de la segunda aproximación al contrafuerte ideal

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	138.44	N/A	N/A	8.30	N/A	N/A									0.807
Plano P ₁	4.02	131.38	0.30	8.30	<u>1.48</u>	<u>8.15</u>	131.44	1.75	8.20	0.96	8.17	211.27	41.43	9.01	1.147
Plano P ₂	5.71	7.65	0.40	8.00	<u>1.58</u>	<u>7.80</u>	9.55	36.75	8.98	0.24	8.80	220.79	41.23	9.01	1.610
Plano P ₃	6.20	8.99	0.40	7.60	<u>1.71</u>	<u>7.40</u>	10.92	34.57	8.58	2.30	6.99	231.64	40.91	8.99	2.064
Plano P ₄	6.68	8.71	0.40	7.20	<u>1.85</u>	<u>7.00</u>	10.97	37.49	8.42	5.75	4.01	242.59	40.76	8.96	2.508
Plano P ₅	7.16	8.38	0.40	6.80	<u>1.98</u>	<u>6.60</u>	11.02	40.50	8.29	84.84	-64.2	253.61	40.75	8.93	2.939
Plano P ₆	7.52	8.04	0.40	6.40	<u>2.09</u>	<u>6.20</u>	11.01	43.11	8.15	-10.4	17.91	264.61	40.85	8.90	3.355
Plano P ₇	7.89	7.69	0.40	6.00	<u>2.25</u>	<u>5.80</u>	11.02	45.74	8.10	-4.93	13.16	275.59	41.04	8.87	3.758
Plano P ₈	8.15	7.35	0.40	5.60	<u>2.44</u>	<u>5.40</u>	10.97	47.95	8.10	-3.24	11.69	286.49	41.31	8.85	4.148
Plano P ₉	8.40	7.01	0.40	5.20	<u>2.62</u>	<u>5.00</u>	10.95	50.16	8.15	-2.19	10.77	297.31	41.63	8.82	4.526
Plano P ₁₀	8.66	6.67	0.40	4.80	<u>2.81</u>	<u>4.60</u>	10.93	52.38	8.25	-1.40	10.06	308.06	42.01	8.81	4.892
Plano P ₁₁	9.40	6.33	0.40	4.40	<u>3.13</u>	<u>4.20</u>	11.33	56.04	8.85	0.07	8.74	319.06	42.50	8.81	5.246
Plano P ₁₂	9.65	6.12	0.40	4.00	<u>3.32</u>	<u>3.80</u>	11.43	57.64	9.04	0.35	8.48	330.11	43.02	8.81	5.587
Plano P ₁₃	9.91	5.72	0.40	3.60	<u>3.51</u>	<u>3.40</u>	11.44	59.99	9.48	0.83	8.04	341.07	43.58	8.83	5.915
Plano P ₁₄	10.16	5.29	0.40	3.20	<u>3.70</u>	<u>3.00</u>	11.46	62.49	10.10	1.32	7.58	351.93	44.19	8.86	6.230
Plano P ₁₅	10.42	4.82	0.40	2.80	<u>3.89</u>	<u>2.60</u>	11.48	65.16	11.00	1.81	7.10	362.68	44.84	8.90	6.533
Plano P ₁₆	10.68	4.30	0.40	2.40	<u>4.08</u>	<u>2.20</u>	11.51	68.04	12.32	2.30	6.61	373.28	45.53	8.95	6.824
Plano P ₁₇	10.93	3.72	0.40	2.00	<u>4.27</u>	<u>1.80</u>	11.55	71.18	14.33	2.81	6.09	383.73	46.28	9.03	7.103
Plano P ₁₈	11.19	3.09	0.40	1.60	<u>4.46</u>	<u>1.40</u>	11.61	74.57	17.55	3.31	5.57	393.99	47.08	9.13	7.371
Plano P ₁₉	11.44	2.40	0.40	1.20	<u>4.65</u>	<u>1.00</u>	11.69	78.14	23.13	3.80	5.04	404.05	47.93	9.25	7.626
Plano P ₂₀	11.70	1.66	0.40	0.80	<u>4.84</u>	<u>0.60</u>	11.82	81.92	34.66	4.28	4.50	413.90	48.85	9.40	7.870
Plano P ₂₁	11.96	0.85	0.40	0.40	<u>5.03</u>	<u>0.20</u>	11.99	85.93	70.88	4.76	3.96	423.52	49.83	9.60	8.102
Plano P ₂₂	0.00	0.00	0.00	0.00	<u>5.09</u>	<u>0.00</u>	----	----	----	----	----	423.52	49.83		

Fuente: Elaboración propia

2) *Falla por deslizamiento*

Según la tabla 4.21, para la aplicación de la ecuación 2.48 se cuenta con los siguientes datos:

$$H=211.27*\cos (41.43) t = 158.40 t.$$

$$V=211.27*\sen (41.43) t = 139.79 t$$

$$W=87.03 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Introduciendo los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$158.40 < (139.79 + 87.03) * 0.7$$

$$158.40 t < 158.77 t$$

En el análisis de la falla por desplazamiento se utiliza de nuevo un coeficiente estático de rozamiento de 0.7; si se hubiese empleado un coeficiente de 0.6, el fallo por deslizamiento sí ocurriría.

La línea de empujes de acuerdo con la tabla 4.22 termina en el 7.518 m, por lo que el contrafuerte supuesto sí es suficiente, incluso para contener la línea de empujes corregida por el plano de falla debido al vuelco, ya que esta llega a una distancia de 7.951 m.

Al estar la línea de empujes contenida en el contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es aproximadamente 1, pues una dimensión menor no podría contener la línea de empujes.

Ante cargas sísmicas esta es la configuración que debe tener el contrafuerte. A pesar de haber encontrado una configuración ideal, se realiza una tercera estimación en un intento por disminuir la base del contrafuerte aumentando la dimensión de su corona.

4.9.3 Tercera aproximación

En esta estimación se engrosa la corona del contrafuerte a una distancia de 3.60 m. La escogencia de esta dimensión se debe a que de las 8 reglas para dimensionar el contrafuerte, solo cuatro de ellas proveían de una corona mayor a la existente: la regla de Lecher, la de Rodrigo Gil, la de Plo y Camín y la de Bélidor, y de estas 4 reglas, 3 dan alrededor de 3.60 m, por lo que se decide escoger esta dimensión. Hipotéticamente un aumento en la dimensión de la corona del contrafuerte ocasionaría una disminución en la dimensión de su base. Se establece una proporción de 2/3 de su altura, es decir 5.55 m.

Esto implica un aumento en el peso sísmico, en el periodo, en el cortante basal y, por ende, se debe dibujar una línea de empujes nueva. También un cambio en el peso ubicado por encima de la aplicación de la fuerza.

La figura 4.30 muestra la sección transversal corregida.

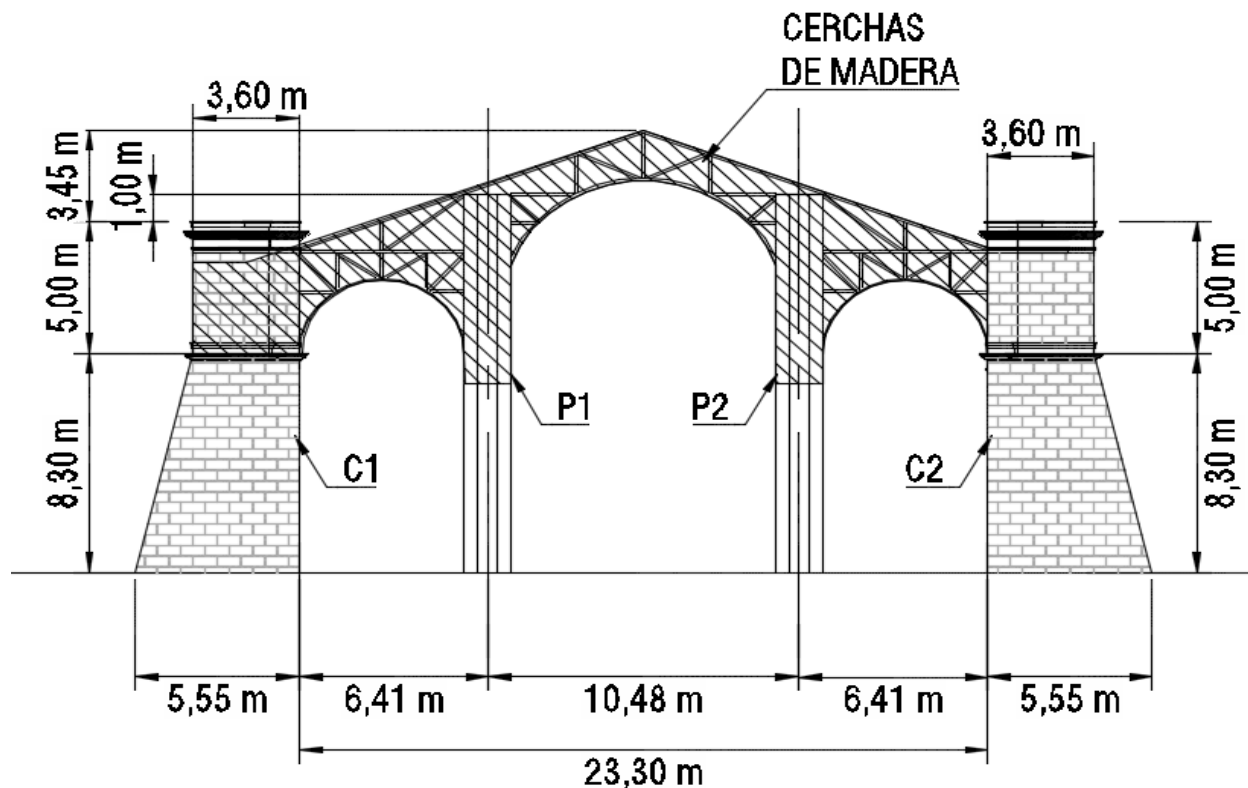


Figura 4.30. Sección transversal para la tercera aproximación de la forma segura

Fuente: Elaboración propia

4.9.3.1 Peso sísmico

Al recalcular el peso ubicado por encima del contrafuerte, se tiene 99.36 t, por lo que el peso sísmico con las nuevas dimensiones tiene un peso de 326.57 t.

4.9.3.2 Período

El periodo de la estructura es obtenido del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, así es de 0.311 s.

El aumento del periodo respecto a la segunda estimación, se debe a que la estructura también disminuyó su inercia, por ende, genera una disminución en su rigidez; como la frecuencia natural es directamente proporcional a la rigidez, su frecuencia se reduce, debido a que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, este se ve aumentado.

4.9.3.3 Factor espectral dinámico

El FED correspondiente a un periodo de 0.311 s es 2.06.

4.9.3.4 Coeficiente sísmico

El cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.34 * 1 * 2.06}{1.2} = 0.584$$

4.9.3.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica

El cortante basal que se obtiene por medio del análisis dinámico utilizando un *software* computacional es 238.99 t; la tabla 4.24 muestra la distribución de esta fuerza.

Este cortante es diferente al logrado de multiplicar el coeficiente sísmico de la sección 4.9.3.4 por el peso sísmico, ya que este corresponde al cortante basal de uno de los modos de oscilación. Pero el valor de cortante anterior es la suma cuadrática de todos los modos.

Tabla 4.24 Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de la fuerza sísmica (t)
8.30	134.26
8.00	8.49
7.60	10.15
7.20	9.46
6.80	8.79
6.40	8.15
6.00	7.54
5.60	6.97
5.20	6.43
4.80	5.91
4.40	5.42
4.00	4.98
3.60	4.50
3.20	4.01
2.80	3.52
2.40	3.02
2.00	2.51
1.60	1.99
1.20	1.48
0.80	0.97
0.40	0.47
0.00	0.00
Total	238.99

Fuente: Elaboración propia

4.9.3.6 Línea de empujes

En la tabla 4.25 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 4.13.

Tabla 4.25 Datos generales de la demanda sísmica de la tercera aproximación del contrafuerte

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	150.56	N/A	N/A	8.30	<u>N/A</u>	<u>N/A</u>									0.747
Plano P ₁	4.99	134.26	0.30	8.30	<u>1.84</u>	<u>8.15</u>	134.36	2.13	8.22	0.87	8.19	222.38	43.51	9.01	1.063
Plano P ₂	6.78	8.49	0.40	8.00	<u>1.87</u>	<u>7.80</u>	10.86	38.61	9.30	-1.91	10.82	233.20	43.28	9.02	1.511
Plano P ₃	6.95	10.15	0.40	7.60	<u>1.92</u>	<u>7.40</u>	12.30	34.40	8.72	1.20	7.90	245.36	42.84	9.01	1.948
Plano P ₄	7.12	9.46	0.40	7.20	<u>1.97</u>	<u>7.00</u>	11.84	37.00	8.48	3.00	6.22	257.14	42.57	8.98	2.373
Plano P ₅	7.30	8.79	0.40	6.80	<u>2.02</u>	<u>6.60</u>	11.42	39.72	8.28	8.02	1.62	268.55	42.45	8.95	2.786
Plano P ₆	7.47	8.15	0.40	6.40	<u>2.07</u>	<u>6.20</u>	11.06	42.51	8.09	-392.5	368.02	279.61	42.45	8.91	3.186
Plano P ₇	7.64	7.54	0.40	6.00	<u>2.11</u>	<u>5.80</u>	10.74	45.39	7.94	-9.83	17.91	290.33	42.56	8.88	3.573
Plano P ₈	7.82	6.97	0.40	5.60	<u>2.16</u>	<u>5.40</u>	10.47	48.30	7.83	-5.16	13.62	300.75	42.76	8.85	3.944
Plano P ₉	7.99	6.43	0.40	5.20	<u>2.21</u>	<u>5.00</u>	10.26	51.19	7.75	-3.45	12.04	310.90	43.04	8.82	4.301
Plano P ₁₀	8.17	5.91	0.40	4.80	<u>2.26</u>	<u>4.60</u>	10.08	54.10	7.72	-2.45	11.10	320.80	43.38	8.79	4.643
Plano P ₁₁	8.51	5.42	0.40	4.40	<u>2.30</u>	<u>4.20</u>	10.09	57.53	7.82	-1.54	10.24	330.59	43.81	8.77	4.969
Plano P ₁₂	8.69	4.98	0.40	4.00	<u>2.35</u>	<u>3.80</u>	10.01	60.16	7.90	-1.10	9.82	340.21	44.28	8.75	5.279
Plano P ₁₃	8.86	4.50	0.40	3.60	<u>2.40</u>	<u>3.40</u>	9.94	63.09	8.13	-0.62	9.36	349.63	44.81	8.74	5.575
Plano P ₁₄	9.03	4.01	0.40	3.20	<u>2.45</u>	<u>3.00</u>	9.88	66.07	8.52	-0.17	8.91	358.86	45.38	8.73	5.856
Plano P ₁₅	9.21	3.52	0.40	2.80	<u>2.50</u>	<u>2.60</u>	9.86	69.09	9.14	0.25	8.48	367.90	46.00	8.74	6.122
Plano P ₁₆	9.38	3.02	0.40	2.40	<u>2.54</u>	<u>2.20</u>	9.85	72.16	10.11	0.66	8.06	376.77	46.66	8.76	6.375
Plano P ₁₇	9.55	2.51	0.40	2.00	<u>2.59</u>	<u>1.80</u>	9.88	75.29	11.68	1.06	7.63	385.47	47.36	8.78	6.614
Plano P ₁₈	9.73	1.99	0.40	1.60	<u>2.64</u>	<u>1.40</u>	9.93	78.44	14.31	1.45	7.21	394.01	48.11	8.83	6.840
Plano P ₁₉	9.90	1.48	0.40	1.20	<u>2.69</u>	<u>1.00</u>	10.01	81.51	19.01	1.82	6.79	402.40	48.89	8.88	7.053
Plano P ₂₀	10.07	0.97	0.40	0.80	<u>2.74</u>	<u>0.60</u>	10.12	84.50	29.01	2.18	6.38	410.67	49.71	8.96	7.252
Plano P ₂₁	10.25	0.47	0.40	0.40	<u>2.78</u>	<u>0.20</u>	10.26	87.38	60.95	2.52	5.98	418.84	50.57	9.05	7.439
Plano P ₂₂	0.00	0.00	0.00	0.00	<u>2.83</u>	<u>0.00</u>	----	----	----	----	----	418.84	50.57	----	----

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 4.25, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

4.31:

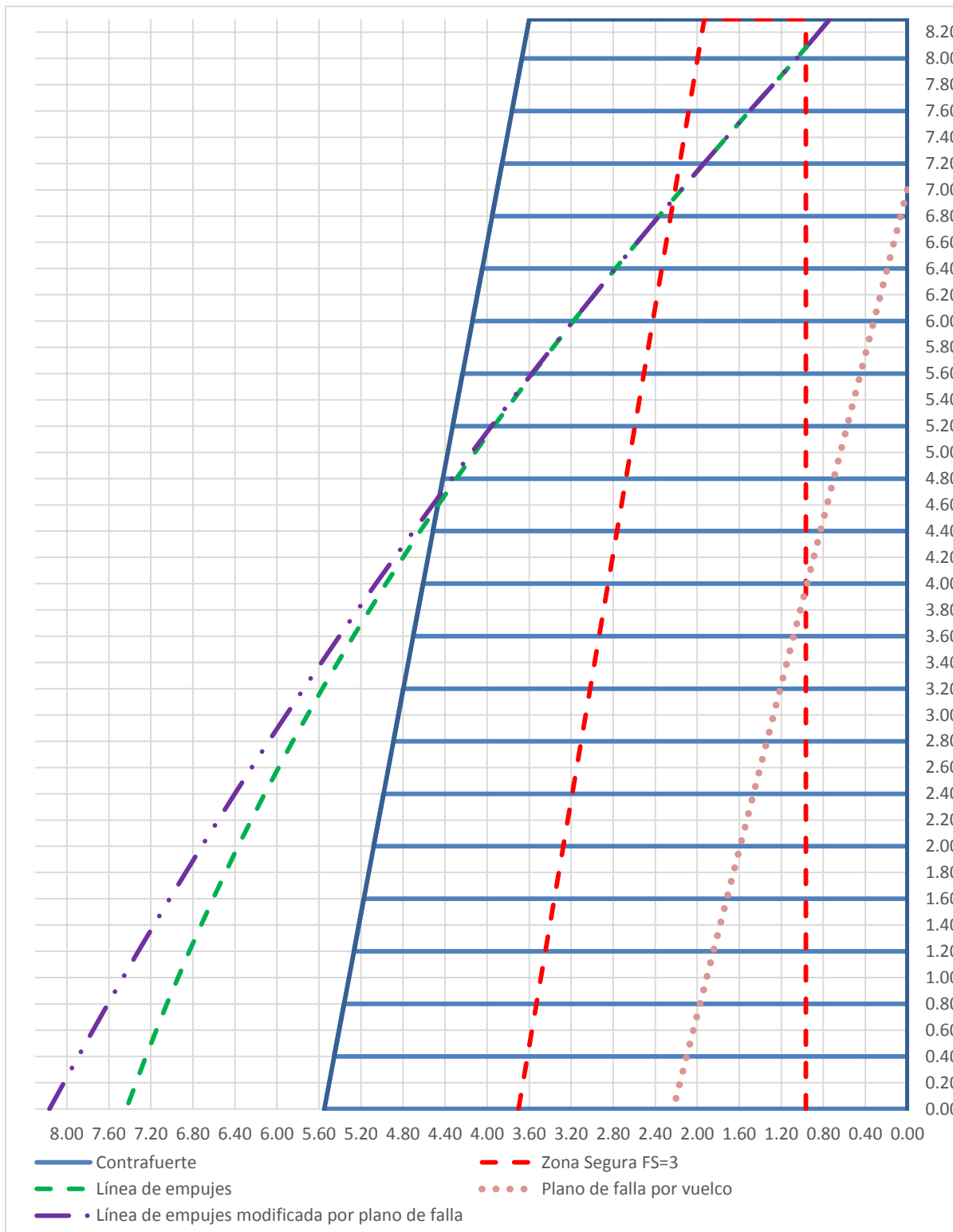


Figura 4.31. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la tercera estimación del contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

4.9.3.7 Revisión de mecanismos de colapso

1) Falla por vuelco

La figura 4.31 indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 7.00 m, por lo que a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 4.25 la fuerza que genera el vuelco es 257.14 t con un ángulo de 42.57 °. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.743 rad y el espesor promedio del contrafuerte es $d=4.58$ m. El peso específico promedio es 2.05 t/m^3 .

$$tg \alpha = \frac{257.14 * \text{sen } 0.743}{3 * \left[257.14 * \text{cos } 0.743 - \frac{1}{6} * 4.58^2 * 2.05 \right]} = 0.308 \text{ rad} = 17.65^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea punteada rosa de la figura 4.31. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la cual llega el plano de falla en la base corresponde a 2.23 m.

Esta falla origina un cambio en la línea de empujes. La tabla 4.26 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla y la figura 4.31 muestra la línea corregida punteada en color morado.

Se puede observar en la figura 4.31 que la línea de empujes dibujada se encuentra fuera del contrafuerte a partir de una altura de 4.60 m, lo cual significa que de nuevo se ha superado el teorema de la unicidad, es decir la carga aplicada es mayor que la carga de colapso. Además otra vez se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, ya que la estructura se convierte en un mecanismo.

De utilizarse este contrafuerte, la estructura tendría un desprendimiento del bloque superior a una altura de 4.60 m.

Tabla 4.26 Demanda sísmica corregida de la tercera aproximación al contrafuerte ideal

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	150.56	N/A	N/A	8.30	N/A	N/A									0.747
Plano P_1	4.99	134.26	0.30	8.30	<u>1.84</u>	<u>8.15</u>	134.36	2.13	8.22	0.87	8.19	222.3	43.51	9.01	1.063
Plano P_2	6.78	8.49	0.40	8.00	<u>1.87</u>	<u>7.80</u>	10.86	38.61	9.30	-1.91	10.82	233.2	43.28	9.02	1.511
Plano P_3	6.95	10.15	0.40	7.60	<u>1.92</u>	<u>7.40</u>	12.30	34.40	8.72	1.20	7.90	245.4	42.84	9.01	1.948
Plano P_4	7.12	9.46	0.40	7.20	<u>1.97</u>	<u>7.00</u>	11.84	37.00	8.48	3.00	6.22	257.1	42.57	8.98	2.373
Plano P_5	7.18	8.79	0.40	6.80	<u>2.00</u>	<u>6.60</u>	11.35	39.26	8.23	7.36	2.22	268.5	42.43	8.95	2.786
Plano P_6	7.24	8.15	0.40	6.40	<u>2.08</u>	<u>6.20</u>	10.90	41.60	8.05	34.56	-22.6	279.4	42.40	8.91	3.188
Plano P_7	7.17	7.54	0.40	6.00	<u>2.19</u>	<u>5.80</u>	10.41	43.57	7.88	-26.8	33.39	289.8	42.44	8.87	3.582
Plano P_8	7.11	6.97	0.40	5.60	<u>2.30</u>	<u>5.40</u>	9.96	45.60	7.75	-10.5	18.50	299.7	42.54	8.84	3.966
Plano P_9	7.05	6.43	0.40	5.20	<u>2.41</u>	<u>5.00</u>	9.54	47.65	7.65	-6.65	14.94	309.2	42.70	8.81	4.341
Plano P_{10}	6.99	5.91	0.40	4.80	<u>2.52</u>	<u>4.60</u>	9.15	49.79	7.58	-4.70	13.14	318.3	42.90	8.77	4.707
Plano P_{11}	7.10	5.42	0.40	4.40	<u>2.68</u>	<u>4.20</u>	8.93	52.67	7.71	-2.78	11.36	327.1	43.17	8.75	5.064
Plano P_{12}	7.04	4.98	0.40	4.00	<u>2.79</u>	<u>3.80</u>	8.63	54.71	7.74	-2.12	10.74	335.6	43.46	8.73	5.413
Plano P_{13}	6.98	4.50	0.40	3.60	<u>2.90</u>	<u>3.40</u>	8.30	57.21	7.90	-1.37	10.03	343.6	43.79	8.71	5.752
Plano P_{14}	6.92	4.01	0.40	3.20	<u>3.01</u>	<u>3.00</u>	8.00	59.91	8.20	-0.67	9.36	351.3	44.16	8.71	6.084
Plano P_{15}	6.86	3.52	0.40	2.80	<u>3.12</u>	<u>2.60</u>	7.71	62.84	8.69	-0.02	8.72	358.6	44.55	8.71	6.406
Plano P_{16}	6.79	3.02	0.40	2.40	<u>3.23</u>	<u>2.20</u>	7.44	66.05	9.48	0.61	8.10	365.6	44.98	8.72	6.721
Plano P_{17}	6.73	2.51	0.40	2.00	<u>3.35</u>	<u>1.80</u>	7.19	69.57	10.78	1.23	7.49	372.1	45.44	8.74	7.027
Plano P_{18}	6.67	1.99	0.40	1.60	<u>3.46</u>	<u>1.40</u>	6.96	73.39	12.99	1.82	6.89	378.3	45.93	8.77	7.325
Plano P_{19}	6.61	1.48	0.40	1.20	<u>3.57</u>	<u>1.00</u>	6.77	77.40	16.96	2.38	6.31	384.0	46.46	8.81	7.615
Plano P_{20}	6.55	0.97	0.40	0.80	<u>3.68</u>	<u>0.60</u>	6.62	81.57	25.43	2.92	5.74	389.5	47.02	8.87	7.897
Plano P_{21}	6.49	0.47	0.40	0.40	<u>3.79</u>	<u>0.20</u>	6.50	85.86	52.54	3.43	5.20	394.6	47.61	8.95	8.170
Plano P_{22}	0.00	0.00	0.00	0.00	<u>3.85</u>	<u>0.00</u>	----	----	----	----	----	394.6	47.61		

Fuente: Elaboración propia

2) *Falla por deslizamiento*

La tabla 4.19 señala que para la aplicación de la ecuación 2.48, se cuenta con los siguientes datos:

$$H=222.38*\cos (43.51) t = 161.28 t.$$

$$V=222.38*\sen (43.51) t = 153.10 t$$

$$W=99.36 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Al introducir los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$161.28 < (153.10 + 99.36) * 0.7$$

$$161.28 t < 176.728 t$$

En el análisis de la falla por desplazamiento se indica que este fallo no se genera si se utiliza un coeficiente estático de rozamiento de 0.7. Si se hubiese empleado un coeficiente de 0.6, el fallo por deslizamiento sí ocurriría.

La línea de empujes de acuerdo con la tabla 4.25 termina en el 7.44 m, por lo que el contrafuerte supuesto no es suficiente, sin embargo, aun si el contrafuerte hubiese contenido la línea de empujes, necesita un mayor espesor para contener la línea de empujes corregida por el plano de falla debido al vuelco, para esto debió tener una base de 8.17 m.

Al salirse la línea de empujes del contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es menor a 1; esta aproximación no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas.

Se necesitaría una base de 8.17 m para que contenga la línea de empujes corregida por el fallo debido al vuelco, pero esto sería regresar a la segunda estimación por lo que no aportaría ningún valor, pues generaría un contrafuerte con mayor material que la segunda aproximación.

CAPÍTULO 5. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS LÍMITE A LA IGLESIA INMACULADA CONCEPCIÓN DE UJARRÁS

5.1 Breve reseña histórica

También recibe el nombre de iglesia de Nuestra Señora de la Limpia Concepción del Rescate de Ujarrás y se ubica a 10 km al sureste del centro de la ciudad de Cartago, en el valle del río Reventazón. Fue la segunda iglesia de Ujarrás, la primera se construyó entre los años 1575 y 1580 utilizando abobe, mientras que la actual iglesia fue construida entre los años 1680 y 1693 empleando como material constructivo cal y canto. Benavides (1999) explica que la ciudad fue abandonada en el año 1832 debido a una peste que diezmo la población. La acción del tiempo hizo que la ciudad desapareciera, dejando a esta iglesia como único testigo de la existencia de aquel pueblo.

Debido al abandono la iglesia se deterioró, sumado a eso sucedieron varios terremotos, entre los que se pueden mencionar el terremoto de San Estanislao en el año 1822, que “dejó la iglesia muy mal, hasta el punto en que se pensó construir otra” (Benavides, 1999, p. 208), sin embargo al final solo se procedió a restaurar la fachada principal. Por otra parte, en el año 1841 ocurrió el terremoto de San Antolín, pero ante este sismo “la iglesia se logró mantener en pie” (Benavides, 1999, p. 360). Posteriormente en el año 1910 sucedió el terremoto de Santa Mónica, el cual dejó en muy mal estado el arco de sacristía, la fachada frontal y una de las paredes laterales.

Después de todos estos sucesos se realizaron dos intervenciones, la primera en el año 1974, que consistió de tres etapas. En la primera etapa se hizo un trabajo de limpieza, eliminando las malezas; en la segunda se efectuó un trabajo de impermeabilización y relleno de grietas, junto con la reconstrucción de la sección izquierda de la fachada, la cual estaba muy afectada, agregándosele un marco de concreto; y en la tercera etapa se reconstruyó el arco de la sacristía dejando externamente el ladrillo tipo románico, pero a lo interno se reforzó con varilla de acero y concreto (CICPC, 1985). La segunda intervención se llevó a cabo en el año 2010, en donde se le construyó un arco de concreto reforzado al interior de la fachada principal y un puntal de concreto en el exterior de la fachada posterior.

5.2 Descripción del edificio existente

A continuación, se muestran los diferentes componentes de la iglesia:

5.2.1 Ubicación

El templo está ubicado en la provincia de Cartago, en el cantón de Paraíso, distrito Cachí, más exactamente a un kilómetro del Lago de Cachí. La figura 5.1 señala el lugar con un círculo rojo, la figura 5.2 muestra una fotografía de su fachada frontal y la figura 5.3 una fotografía de una fachada lateral.



Figura 5.1. Ubicación de la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás

Recuperado de: <https://www.google.com/maps/@9.828773,-83.8267161,15.75z>



Figura 5.2. Fotografía de la fachada este o frontal

Fuente: MCRUZ, 2006, p. 5



Figura 5.3. Fotografía de la fachada sur o lateral derecha

Fuente: MCRUZ, 2006, p.7

5.2.2 Nave

La iglesia posee un área de 373 m². Está constituida por dos áreas internas, la nave principal y la sacristía. Su distribución arquitectónica está ilustrada en la figura 5.4.

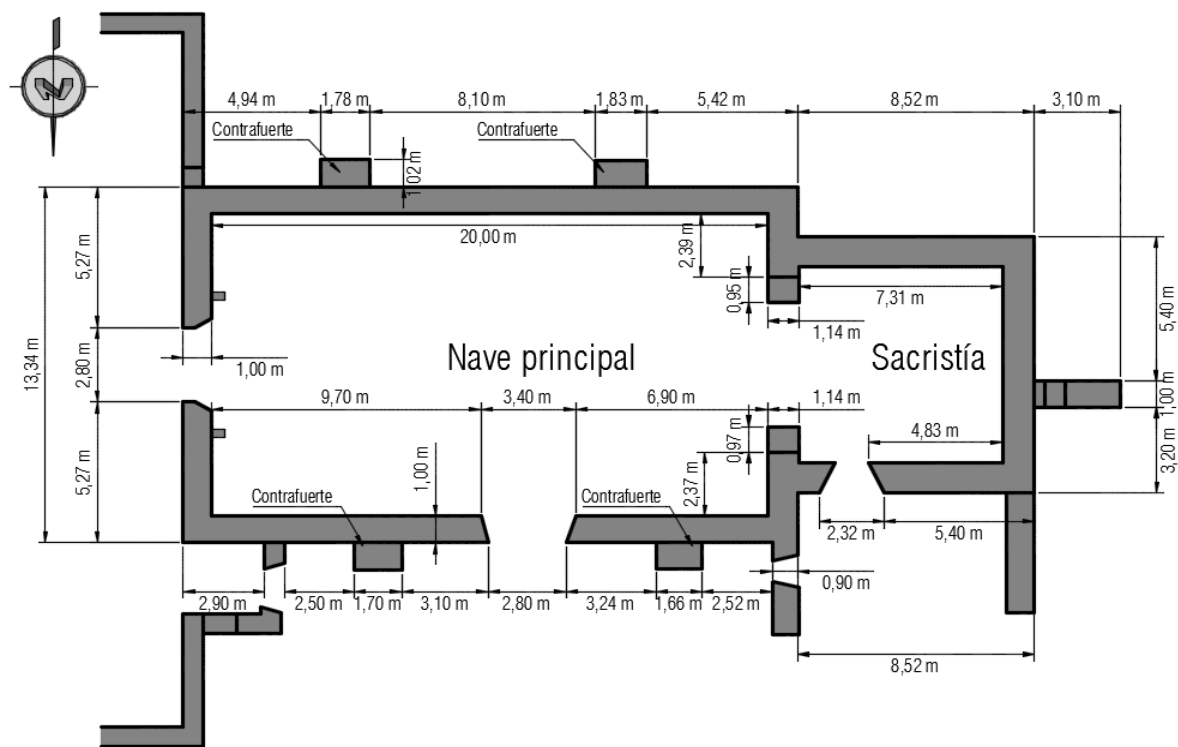


Figura 5.4. Distribución arquitectónica de las ruinas de Ujarrás

Fuente: Miguel Cruz y Asoc., 2006

5.2.3 Tramo típico de la pared

MCRUZ (2006) explica que “las paredes están formadas por rocas o gravas gruesas, con diámetro de aproximadamente de 10 a 25 cm, aglomerados con un mortero elaborado a partir de cal y arena de río. Técnica conocida con el nombre de ‘Cal y Canto’” (p. 4)

La altura máxima que poseen las paredes es de 5.25 m y de acuerdo a la figura 5.4, tienen 1 m de espesor. Una de sus paredes laterales es completamente continua (fachada norte), mientras que la otra posee lo que parece ser una entrada lateral (fachada sur). La figura 5.5 muestra una fotografía de los elementos usados en la construcción de la pared.



Figura 5.5. Fotografía de elementos usados en la pared

Fuente: Miguel Cruz y Asoc., 2006

5.2.4 Contrafuertes

Los contrafuertes están constituidos del mismo material de las paredes. Su ancho -como se aprecia en la figura 5.4- es variable desde 1.66 m hasta 1.83 m. Su altura promedio es de 3.25 m de altura (figuras 5.6 y 5.7) y su espesor es variable entre 1.95 m y 2.14 m.

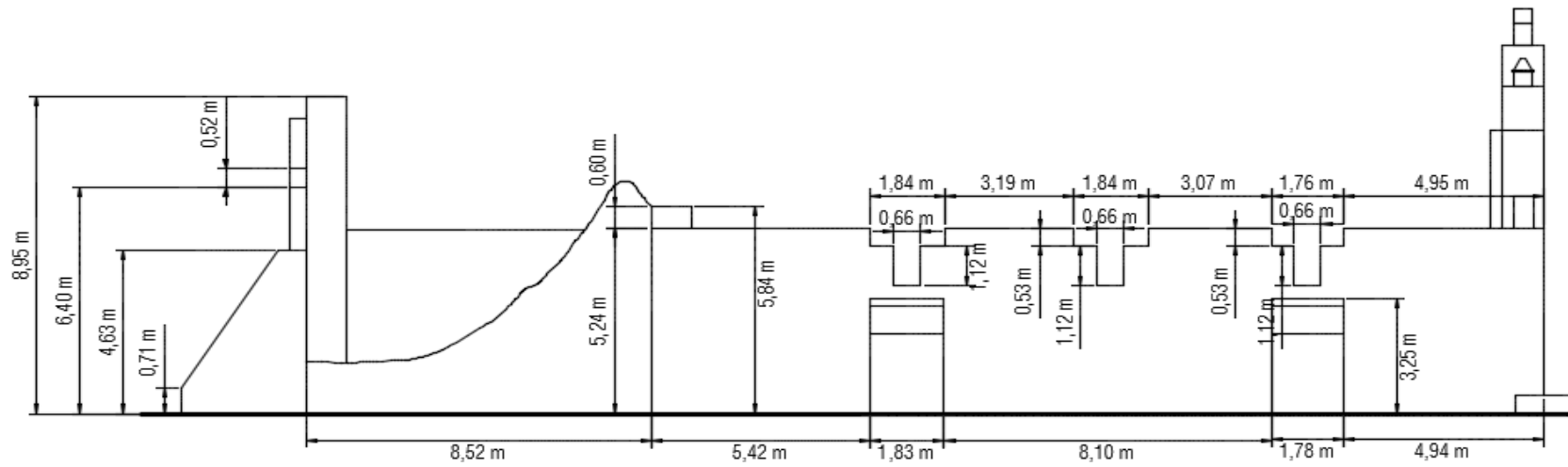


Figura 5.6. Fachada norte

Fuente: MCRUZ, 2006, p. 7

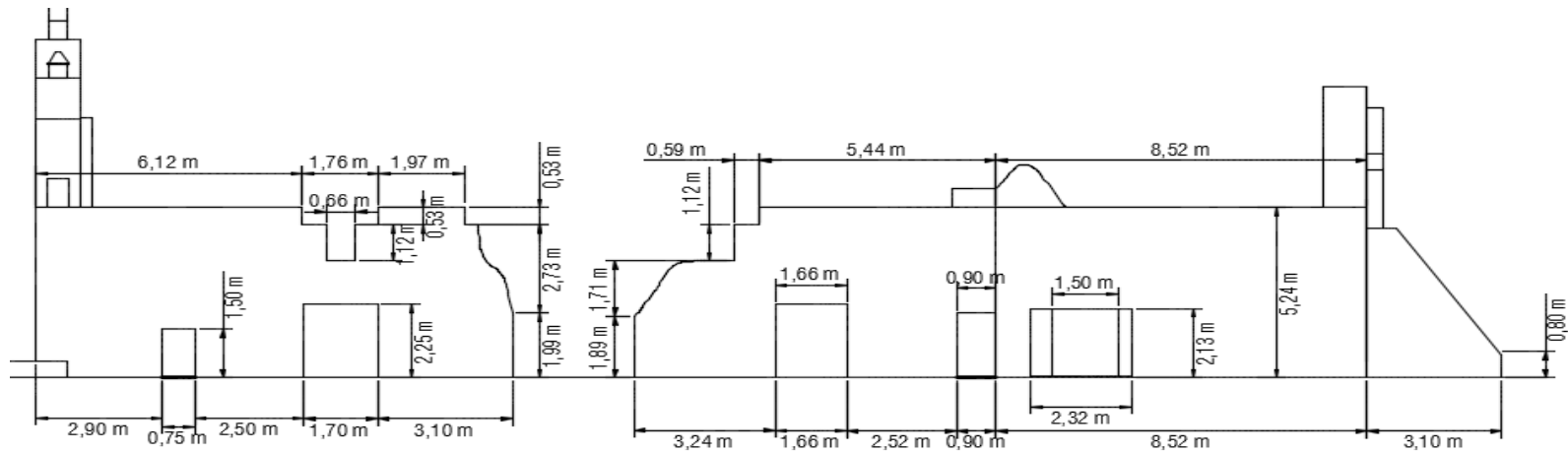


Figura 5.7. Fachada sur

Fuente: MCRUZ, 2006, p. 7

5.2.5 Arco de la sacristía

La nave principal está dividida del sector de la sacristía por medio de un arco de medio punto, que posee un radio interno de 1.84 m y uno externo de 2.81 m, junto con una altura de 5.22 m; además tiene dos contrafuertes de 0.97 m de ancho a cada lado, como es ilustrado en la figura 5.8. La figura 5.9 contiene una fotografía del arco interno.

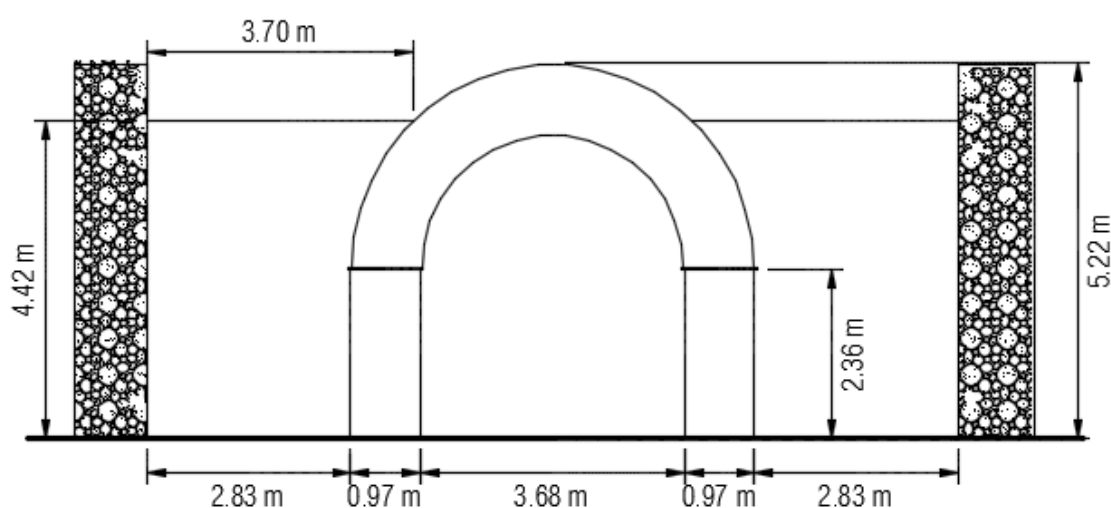


Figura 5.8. Arco interno que separa la nave principal de la sacristía

Fuente: MCRUZ, 2006, p. 7



Figura 5.9. Fotografía de arco interno que separa la nave principal de la sacristía

Fuente: MCRUZ, 2006, p.7

5.3 Descripción del edificio proyectando su forma terminada

Según el CICPC (1985), la estructura interna de la iglesia fue muy probablemente como la actual iglesia de Orosi, lo mismo confirma Díaz (1979): “Se puede imaginar (...) presentando hacia el exterior los dos planos de la cobertura, al igual que en la Iglesia de Orosi, también franciscana y próxima” (p. 39). Incluso el CICPC (1985) afirma que poseía columnas de madera, igual que la iglesia de Orosi. Las declaraciones del CICPC permiten suponer que el interior de la iglesia de Ujarrás sería muy similar a la de Orosi. La figura 5.10 presenta una fotografía interna de la iglesia de Orosi.



Figura 5.10. Fotografía interna de la iglesia de Orosi

Recuperada de: <http://static.panoramio.com/photos/original/50178148.jpg>

Como lo menciona la sección 5.2.4, los contrafuertes existentes son muy asimétricos, pero se suponen las dimensiones máximas partiendo de la hipótesis de que los demás elementos perdieron sus dimensiones originales producto del desgaste o agentes externos. Por lo tanto, se considera un espesor para el contrafuerte de 2.15 m y un ancho de 1.85 m. Durante el diseño de intervención, la empresa MCRUZ estimó una proyección en 3D de cómo fue en algún momento esta edificación, lo cual se aprecia en la figura 5.11.



Figura 5.11. Estimación de la geometría de la iglesia en 3D

Fuente: MCRUZ, 2006, p. 3

De acuerdo con el CICPC (1985), “El techo de todas estas construcciones era de tejas de barro” (p. 76). Una estimación de la sección transversal de la estructura es ilustrada en la figura 5.12.

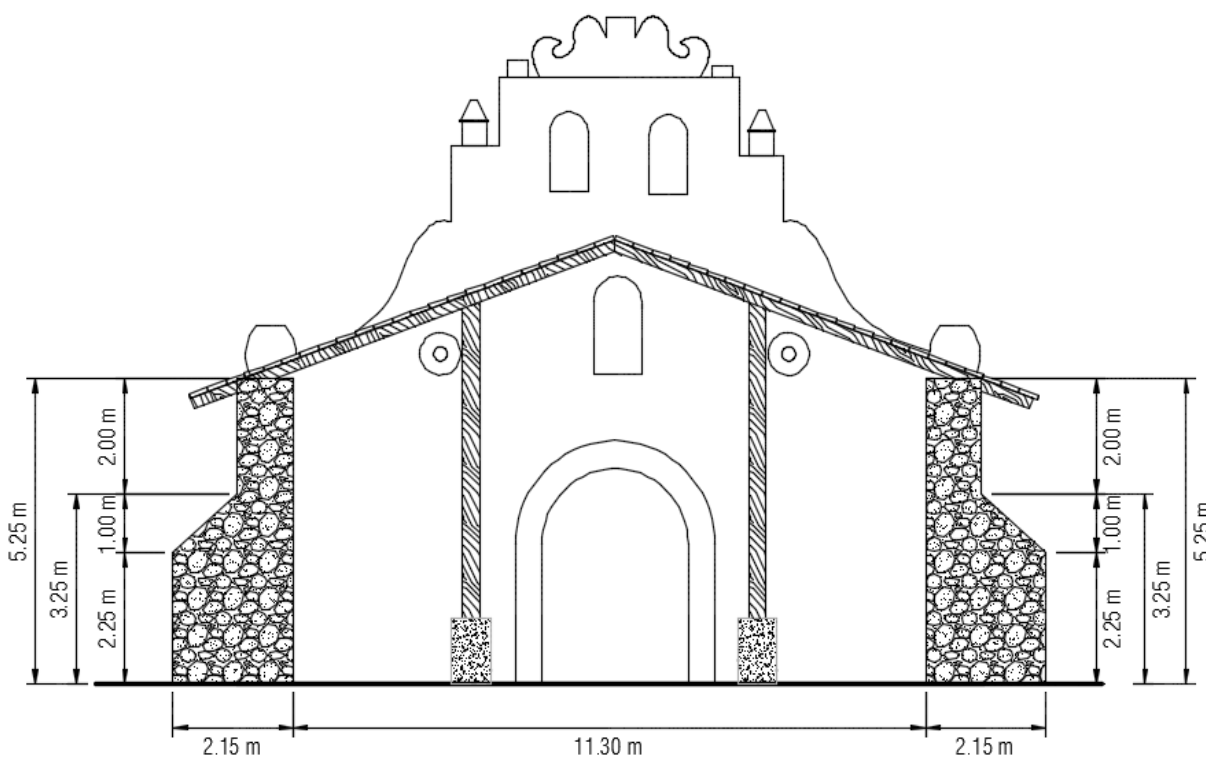


Figura 5.12. Estimación de una sección interna de las ruinas de Ujarrás

Fuente: Elaboración propia

5.4 Comparación de la estructura con las reglas proporcionales

En la tabla 5.1 se tabulan los tamaños actuales de los elementos existentes en el templo y posteriormente en la tabla 5.2 se calculan las dimensiones que debieron tener estos

elementos de acuerdo a la luz o claro existente en la iglesia, utilizando el inventario de reglas de la tabla 2.4. También en la tabla 5.3 se recalculan las dimensiones de la estructura utilizando el inventario de reglas, pero en proporción a la dimensión de la pared existente.

Tabla 5.1 Recopilación de dimensiones de los elementos existentes en el templo

Medidas existentes		Valores máximos y mínimos de acuerdo a la tabla 5.2		Valores máximos y mínimos de acuerdo a la tabla 5.3	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Rint=Intradós del arco de fachada	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Rtras=Tradós del arco de fachada	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Rint=Intradós del arco de nave	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
C=Longitud de la semicircunferencia del arco intradós de nave	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
A=Ancho del contrafuerte	1.85 m	A = 1.13	A = 1.13	A = 1.00	A = 2.42
H=Altura del contrafuerte	3.25 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Q=Altura del relleno sobre el arco de fachada	0.00 m	Q = 0	Q = 0	Q = 0	Q = 0
L=Luz de la nave	11.30 m	N/A	N/A	N/A	N/A
E=Espesor del contrafuerte	2.15 m	E= 1.80	E= 4.53	E= 1.67	E= 4.53
S=Separación entre contrafuertes	10.82 m	S= 5.65	S= 5.65	S= 5.00	S= 5.00
P=Ancho de muro	1.00 m	P= 1.13	P= 1.55	N/A	N/A
∅ Diámetro del arco intradós de fachada	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
e= Espesor de la clave	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
l=Luz del arco intradós de fachada	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A
Logitud del muro entre el arco de la fachada y el contrafuerte	0.00 m	N/A	N/A	N/A	N/A

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.2 Dimensiones de los elementos de acuerdo a la proporción de la luz existente de la nave

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared (m)	Arco	Contrafuertes				Pilar
			Espesor (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Separación (m)	Diámetro (m)
Rodrigo Gil	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	E= 1.80	Q = 0	-----	-----
Martínez de Aranda	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	-----	-----	-----	-----
Hernán Ruíz	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	-----	-----	-----	-----
Palladio	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	E= 3.77	-----	-----	-----
Ungewitter	Gótico tardío alemán	P= 1.13	-----	A = 0.00	-----	-----	-----	-----
Lechler	Gótico tardío alemán	P= 1.13	-----	A = 1.13	E= 3.39	-----	-----	P= 1.13
Derand	Siglo XVII	-----	-----	A = 0.00	E= 0.00	-----	-----	-----
Fray Lorenzo de San Nicolás (para iglesias de nave única)	Siglo XVII	P= 1.55	-----	-----	E= 2.58	-----	S= 5.65	-----
El Padre Tosca	Siglo XVIII	-----	-----	A = 0.00	E= 0.00	-----	-----	-----
Plo y Camín	Siglo XVIII	P= 0.00	-----	A = 0.00	E= 0.00	-----	-----	-----
Gautier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Frezier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Béldor	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	-----	-----	E= 4.53	-----	-----	-----

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.3 Dimensiones de los elementos manteniendo la proporción de la pared existente

Autor	Años	Reglas de proporción						
		Pared (m)	Arco	Contrafuertes				Pilar
			Espesor (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Separación (m)	Diámetro (m)
Rodrigo Gil	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	E= 1.80	Q = 0	-----	-----
Martínez de Aranda	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	-----	-----	-----	-----
Hernán Ruíz	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	-----	-----	-----	-----
Palladio	Siglo XVI	-----	-----	A = 0.00	E= 3.77	-----	-----	-----
Ungewitter	Gótico tardío alemán	P= 1.00	-----	A = 2.42	-----	-----	-----	-----
Lechler	Gótico tardío alemán	P= 1.00	-----	A = 1.00	E= 3.00	-----	-----	P= 1.00
Derand	Siglo XVII	-----	-----	A = 0.00	E= 0.00	-----	-----	-----
Fray Lorenzo de San Nicolás (para iglesias de nave única)	Siglo XVII	P= 1.00	-----	-----	E= 1.67	-----	S= 5.00	-----
El Padre Tosca	Siglo XVIII	-----	-----	A = 0.00	E= 0.00	-----	-----	-----
Plo y Camín	Siglo XVIII	P= 1.00	-----	A = 2.00	E= 4.00	-----	-----	-----
Gautier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Frezier	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Bélidor	Tradición francesa, siglo XVIII	-----	-----	-----	E= 4.53	-----	-----	-----

Fuente: Elaboración propia

Las reglas de proporción de la tabla 5.2 están basadas en la luz existente y poseen una leve coincidencia con las dimensiones reales. A continuación, se resumen los resultados:

- El ancho de pared de 1 m es muy cercano al ancho propuesto por Ungewitter y Lechler (ambos del periodo gótico tardío alemán) de 1.13 m.
- El ancho del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- El espesor del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- La separación entre contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.

Las reglas de proporción de la tabla 5.3 basadas en el ancho existente del muro, no tienen ninguna coincidencia con las dimensiones existentes. Seguidamente, se resumen los resultados:

- El ancho del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- El espesor del contrafuerte no coincide con ninguna de las reglas.
- La separación no coincide con ninguna de las reglas.

Al no proveerse una coincidencia satisfactoria con las reglas de proporción, se puede concluir que no se utilizan las reglas proporcionales conocidas en Europa en los siglos XVI, XVII y XVIII. Buscando alguna regla de proporción que describa los elementos existentes, se elabora la tabla 5.4, donde se muestran proporciones que describen las medidas reales de forma aproximada.

Tabla 5.4 Proporciones usadas en la iglesia de Ujarrás

Autor	Años	Reglas de proporción				
		Pared (m)	Contrafuertes			
			Ancho (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Separación (m)
Desconocido	Desconocido	$P=L_t/10$ $L_t=Luz$ total	$A=7/4*P$	$E=2P$	$H=L_t/2$ $L_t=Luz$ total	$S=10*P$ $P=Espesor$ de la pared

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que los elementos sí reflejan alguna regla de proporción, pero esta es de origen desconocido.

5.5 Determinación de demanda gravitacional

5.5.1 Dirección de la carga y área tributaria

Los elementos que deben transmitir esta carga al suelo son el contrafuerte, la pilastra de madera y la pared continua; cada uno transmitirá al suelo una respectiva área tributaria de techo. En la figura 5.13 se resalta el área tributaria que le corresponde al contrafuerte, su valor es de 5.87 m^2 .

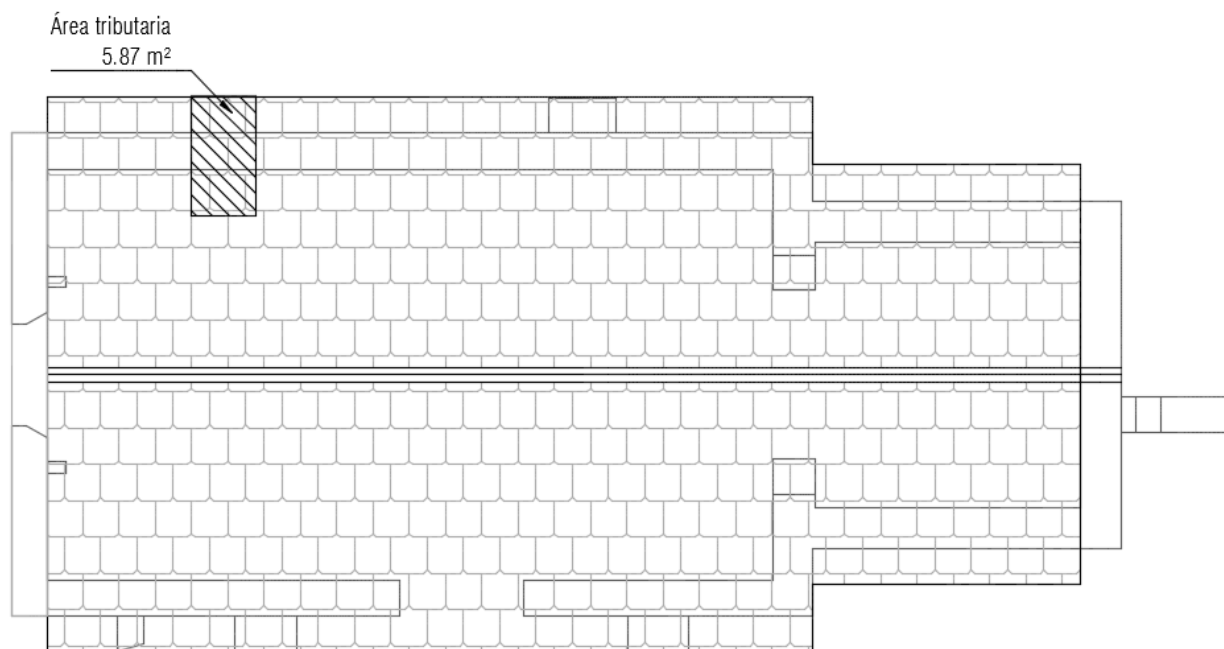


Figura 5.13. Área tributaria para la carga gravitacional

Fuente: Elaboración propia

En esta área tributaria actúan el peso propio de la estructura del techo y la carga temporal asignada. La pendiente aproximada del techo es de 35 %, debido a que según CICPC (2005) esta es la pendiente que posee la iglesia de Orosi. El ángulo de entrada de la fuerza, como indica la figura 5.14, es 20 grados y su posición estaría en la corona del contrafuerte, es decir a 5.25 m del nivel de piso terminado.

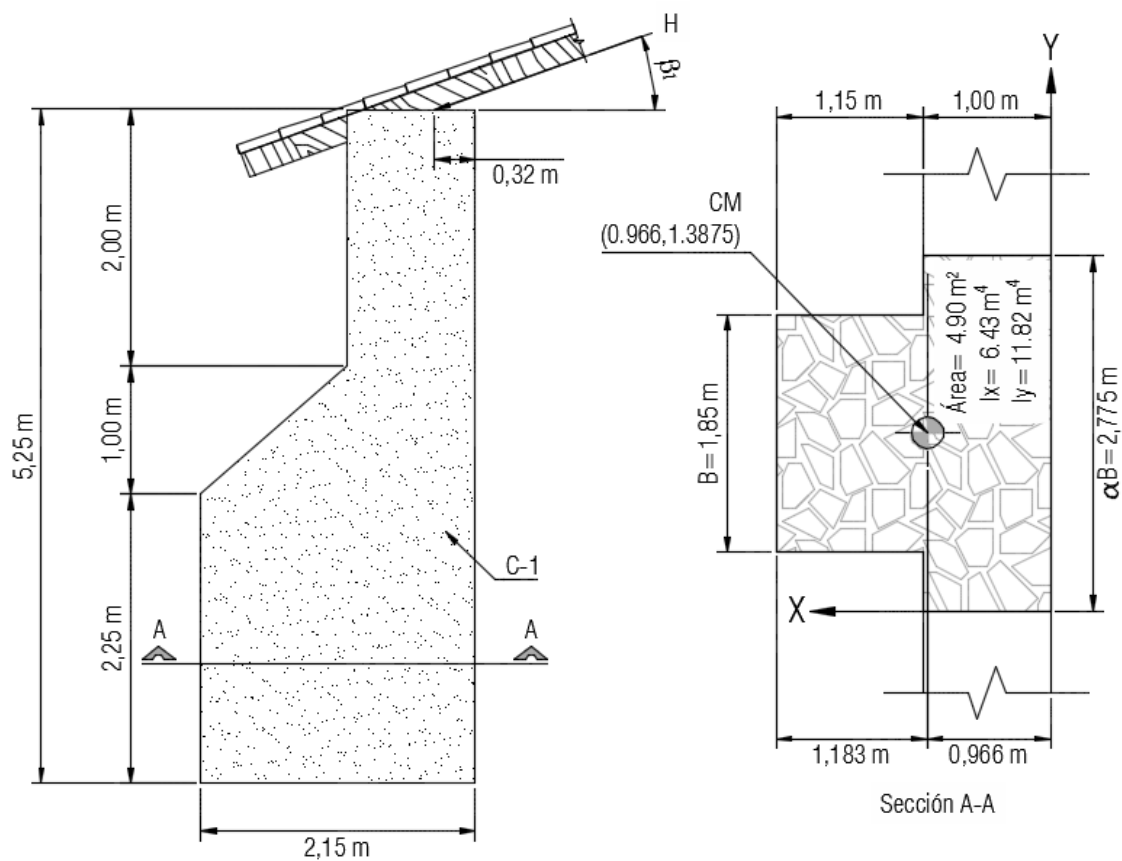


Figura 5.14. Posición y dirección de la carga gravitacional

Fuente: Elaboración propia

5.5.1.1 Propiedades mecánicas de los materiales utilizados

En el proceso de diseño de la intervención a las ruinas de Ujarrás, la empresa MCRUZ desestimó realizar ensayos de laboratorio para los materiales usados.

Los valores usuales del módulo de elasticidad, resistencia y peso para estas estructuras, utilizados por la empresa MCRUZ con el fin de realizar la intervención, se encuentran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Propiedades mecánicas utilizadas en la iglesia de Ujarrás

Característica	Valor
E: Módulo de elasticidad	10 000 kg/cm ²
σ_t : Resistencia de la tracción	1.5 kg/cm ²
γ : Peso específico relleno interior	1.5 t/m ³

Fuente: Miguel Cruz & Asoc., 2006, p. 4

Estos datos son tomados de José Ramón Arango y Rafael Blázquez en su artículo “Resistencia sísmica de edificaciones antiguas” del *Boletín Técnico IMME*, volumen 33, número 1. También de Siro Casolo, Siegfried Neumair, Maria Parisi y Vincenzo Petrini en su artículo “Analysis Of Seismic Damage Patterns In Old Mansonry Church Facades” de la revista *Earthquake Spectra*, volumen 16, número 4; y de David J. Elton y Eugene A. Marciano en su artículo “Ground Acceleration Near St. Michael’S Church During The 1886 Charleston, Sc, Earthquake” de *Earthquake Spectra*, volumen 6, número 1.

5.5.2 Carga permanente

La tabla 5.6 muestra los valores de carga permanente que actúan en el templo.

Tabla 5.6 Valores de carga permanente

Elementos constructivos	Valor	Unidad	Reglamentación
Peso cubierta	80	Kg/m ²	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Peso estructura techo	20	Kg/m ²	Criterio técnico
Instalaciones electromecánicas	20	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE
Cielo madera	10	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE
Total	130	Kg/m ²	
Área de techo	5.87	m ²	
Carga permanente del techo	0.77	t	

Fuente: Elaboración propia

5.5.3 Carga temporal

En la tabla 6.1 del CSCR-2010 se establece una carga temporal de 40 Kg/m² para la estructura de techo. Esta carga está distribuida en un área de 5.87 m², lo que equivale a una resultante de 0.24 t.

5.5.4 Magnitud de la fuerza gravitacional

La magnitud de la fuerza gravitacional H se obtiene por medio de la ecuación sumando la carga permanente más la temporal, es decir 1.01 t.

Al reemplazar estos datos en la figura 5.14, se obtiene la figura 4.15.

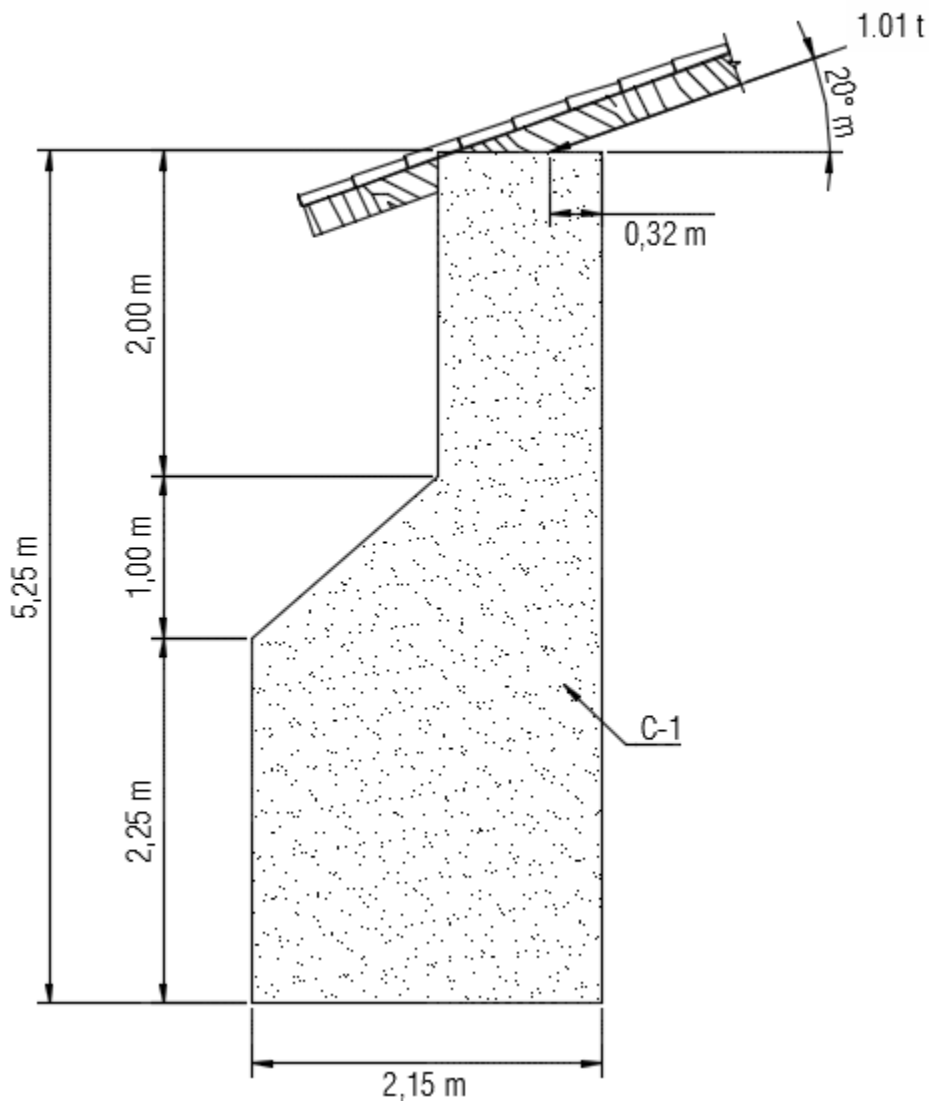


Figura 5.15. Ubicación de las fuerzas gravitacionales en el contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

5.6 Determinación de la demanda sísmica

Las propiedades sísmicas generales de cualquier estructura de acuerdo al CSCR 2010 fueron descritas en punto 2.1.3., en esta sección se detallan las propiedades particulares de este templo.

5.6.1 Tipo de edificación

Esta estructura resiste las cargas verticales por medio de muros, por lo que según la sección 2.1.3.2 esta edificación podría catalogarse como tipo voladizo

5.6.2 Ductilidad

Como se menciona en la sección 2.1.3.3, la ductilidad es de 1.

5.6.3 Zona sísmica y sitio de cimentación

En relación con los estudios solicitados por la empresa M. Cruz & Asociados Ltda. (2002), la estructura posee un tipo de suelo S2 y a partir de la tabla 2.1 del CSCR-2010, Cartago tiene una zona sísmica III.

5.6.4 Aceleración pico efectiva

La aceleración pico efectiva de acuerdo con la tabla 2.2 es 0.33 g.

5.6.5 Factor de importancia

En la sección 2.1.3.9, se indica que a estas estructuras les corresponde un valor de importancia de 1.

5.6.6 Sobrerresistencia

En la sección 2.1.3.10, se determina que la sobrerresistencia por utilizar es 1.2.

5.6.7 Determinación del peso sísmico

Según la sección 2.1.3.12, el área tributaria del peso sísmico en la mampostería sin refuerzo debe incluir solo el área que genere fuerzas de compresión en el elemento sismorresistente, por lo que cuando el sismo viene en el sentido norte-sur, el área tributaria corresponde a toda la dimensión transversal de templo. Esta área no se puede dividir entre los contrafuertes debido a que estaría generando fuerzas de tracción en el contrafuerte C-2. El contrafuerte C-2 trabajaría cuando un sismo posea una dirección sur-norte. La estructura del techo se modela simplemente apoyada en el contrafuerte, de esta manera solo puede transmitir fuerzas de compresión. La figura 5.16 muestra el área tributaria en planta y la figura 5.17 señala el área tributaria vista en elevación.

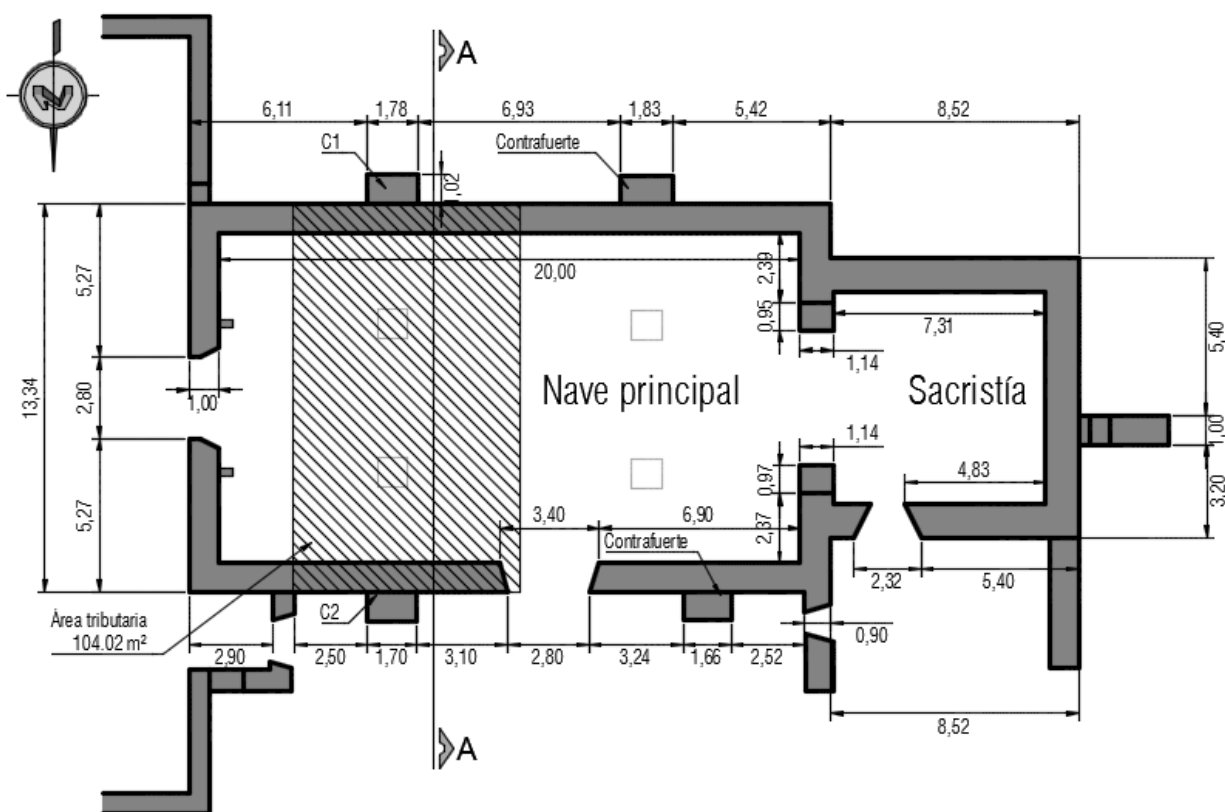


Figura 5.16. Área tributaria del peso sísmico vista en planta

Fuente: Elaboración propia

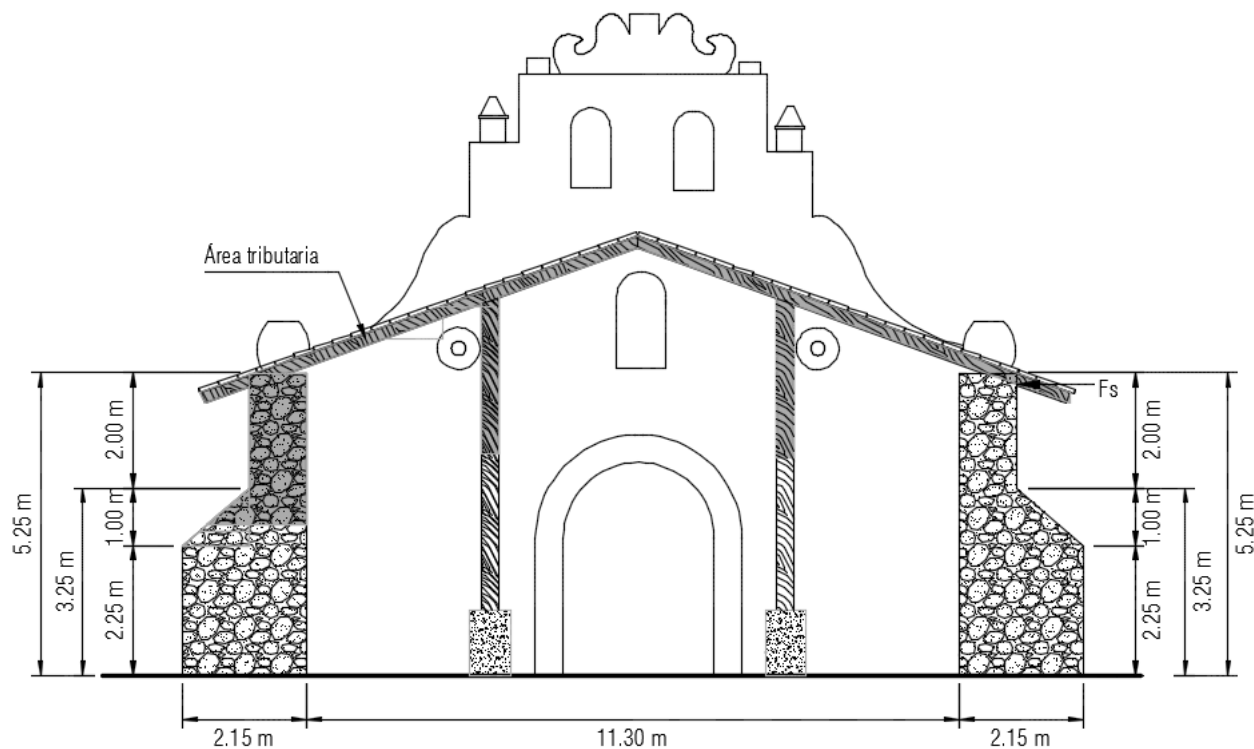


Figura 5.17. Área tributaria del peso sísmico vista en elevación

Fuente: Elaboración propia

Los contrafuertes se deben analizar como elementos compuestos con el muro de acuerdo a la sección 2.1.2.11, utilizando un factor $\alpha=1.5$ (Huerta, 2004). En la figura 5.18 se ilustran las dimensiones del elemento.

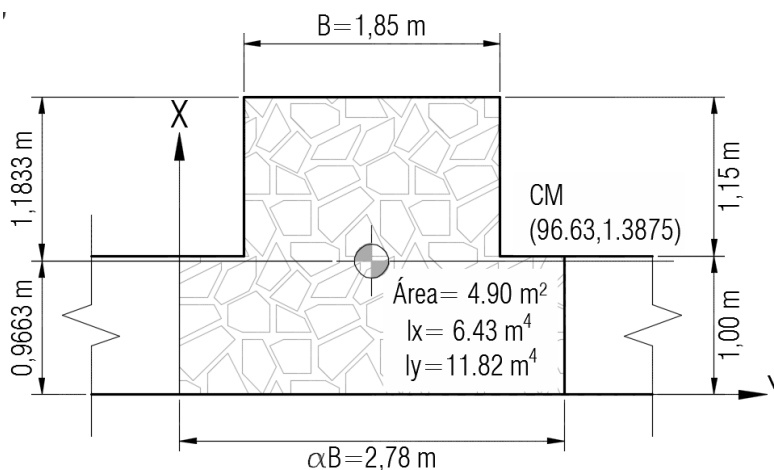


Figura 5.18. Propiedades geométricas del contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

Las tablas 5.7 y 5.8 muestran los valores de cargas permanentes por considerar:

Tabla 5.7 Peso sísmico debido a la estructura del techo

Elementos constructivos	Valor	Unidad	Reglamentación
Peso cubierta	80	Kg/m ²	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Peso estructura techo	20	Kg/m ²	Criterio técnico
Instalaciones electromecánicas	20	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE
Cielo madera	10	Kg/m ²	Tabla C3-1 ASCE
Total	130	Kg/m ²	
Área de techo	104.02	m ²	
Carga permanente del techo	13.52	t	

Tabla 5.8 Peso de debido a la estructura de las paredes

Elemento	Peso (t)
Contrafuerte C1	29.86
Pilar P1	0.132
Pilar P2	0.132
Total	30.124

Fuente: Elaboración propia



Figura 5.19. Modo de oscilación.

Por lo que el peso sísmico tiene un valor de $13.52 \text{ t} + 30.124 \text{ t} = 43.644 \text{ t}$.

5.6.8 Periodo de la estructura

El periodo de la estructura se obtiene del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, a partir de este análisis el periodo es de 0.194 s. En la figura 5.19 se puede apreciar el modo de oscilación de la estructura.

5.6.9 Factor espectral dinámico (FED)

Para los sitios del suelo S2 y zona sísmica III corresponden los valores de FED de la tabla 4.7 y la figura 4.17. Según esa tabla, para un periodo de 0.194 s corresponde un valor de FED de 2.093.

5.6.10 Coeficiente sísmico (CS)

El cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.33 * 1 * 2.093}{1.2} = 0.576.$$

5.6.11 Cortante basal

El cortante basal sísmico a partir de la ecuación 2.5 es:

$$V=CS*W=0.576*43.644= 25.14 \text{ t.}$$

Este cortante solo toma en cuenta la masa participativa del modo asociado a ese periodo. Al utilizar un programa computacional para hacer una suma cuadrática de todos los modos, se obtiene: 28.90 t. Este último es el valor de cortante por utilizar en la distribución de fuerzas.

5.6.12 Distribución de la fuerza sísmica

La distribución de la fuerza sísmica se hace como se menciona en la sección 2.1.3.14. Se establecen grados de libertad en el contrafuerte a una distancia de 0.25 m aproximadamente, hasta una altura de 5.25 m correspondiente a la altura del contrafuerte según la figura 5.17. Los valores se obtienen del análisis dinámico y se registran en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Distribución de las fuerzas sísmicas en la altura del contrafuerte

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de la fuerza sísmica (t)
5.25	14.04
5.00	2.15
4.75	1.89
4.50	1.66
4.25	1.45
4.00	1.27
3.75	1.12
3.50	0.98
3.25	0.92
3.00	0.94
2.75	0.98
2.50	1.01
2.25	0.97
2.00	0.87
1.75	0.75
1.50	0.63
1.25	0.51
1.00	0.39
0.75	0.28
0.50	0.18
0.25	0.08
0.00	0.00
Total	33.06

Fuente: Elaboración propia

5.6.13 Resumen de parámetros sísmicos utilizados

La tabla 5.10 muestra los parámetros sísmicos por utilizar:

Tabla 5.10 Parámetros sísmicos utilizados en el templo Ujarrás

Parámetro	Consideración
Diafragma superior o techo	Diafragma flexible
Contrafuerte por analizar	C1
Tipo de edificación	Voladizo
Ductilidad	1
Zona sísmica	III
Sitio de cimentación	S2
Aceleración pico efectiva	0.33 g
Periodo de la estructura	0.194 s
Factor espectral dinámico	2.093
Sobrerresistencia	1.2
Factor de importancia	1
Coefficiente sísmico	0.575
Peso sísmico	43.644 t
Cortante basal	28.90 t

Fuente: Elaboración propia

5.7 Análisis límite considerando solamente cargas gravitacionales

5.7.1 Línea de empujes

En este análisis se utiliza la misma herramienta que en la iglesia de Cartago con ligeras modificaciones. En la tabla 5.11 se registra un resumen de las fuerzas gravitacionales de la sección 5.5.

Tabla 5.11 Datos generales de la demanda gravitacional

Datos de demanda gravitacional	
Altura del contrafuerte (m)	<u>5.25</u>
Datos de las fuerzas externas	
Peso por encima del punto de aplicación W (t)	<u>0.00</u>
Ubicación del peso d_w (m)	<u>0.50</u>
Fuerza F_z =Carga permanente + carga temporal (t)	<u>1.01</u>
Ubicación de Z (d_z (m))	<u>0.32</u>
Ángulo λ [°]	<u>20.00</u>
$\tan \lambda$	0.36
Intersección b_z (m)	5.37
Datos de la fuerza gravitacional	
Magnitud H [t]	1.01
Ángulo β_1 [°]	20.00
$\tan \beta_1$	0.36
Datos del contrafuerte	
Peso específico	
Piedra [t/m ³]	<u>1.5</u>

Fuente: Elaboración propia

En su parte externa el contrafuerte está construido por bloques de piedra que forman planos horizontales, por lo que se escoge un sistema de planos de corte horizontales. En la tabla 5.12 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.6 a la 2.24, siguiendo la misma notación empleada en las fórmulas y de la figura 5.14.

Tabla 5.12 Datos generales de la demanda gravitacional

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte Σy_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Punto E_{ix} (m)	Punto E_{iy} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	1.01	N/A	5.25	0.500	5.25	0.50	5.18	1.01	20.00	5.37	0.320
Plano P_1	1.04	0.25	5.00	0.500	5.13	0.50	5.18	1.68	55.64	5.92	0.626
Plano P_2	1.04	0.25	4.75	0.500	4.88	0.50	5.18	2.61	68.67	6.46	0.670
Plano P_3	1.04	0.25	4.50	0.500	4.63	0.50	5.18	3.60	74.72	7.01	0.687
Plano P_4	1.04	0.25	4.25	0.500	4.38	0.50	5.18	4.61	78.13	7.56	0.696
Plano P_5	1.04	0.25	4.00	0.500	4.13	0.50	5.18	5.64	80.31	8.11	0.702
Plano P_6	1.04	0.25	3.75	0.500	3.88	0.50	5.18	6.67	81.82	8.66	0.706
Plano P_7	1.04	0.25	3.50	0.500	3.63	0.50	5.18	7.70	82.92	9.21	0.709
Plano P_8	1.04	0.25	3.25	0.642	3.38	0.64	4.04	8.74	83.76	9.92	0.728
Plano P_9	1.14	0.25	3.00	0.784	3.13	0.78	2.74	9.87	84.48	10.86	0.759
Plano P_{10}	1.34	0.25	2.75	0.931	2.88	0.93	1.22	11.20	85.14	12.17	0.801
Plano P_{11}	1.54	0.25	2.50	1.075	2.63	1.08	-0.47	12.74	85.73	13.91	0.853
Plano P_{12}	1.74	0.25	2.25	1.075	2.38	1.08	-0.47	14.47	86.24	15.88	0.896
Plano P_{13}	1.84	0.25	2.00	1.075	2.13	1.08	-0.47	16.31	86.66	17.97	0.931
Plano P_{14}	1.84	0.25	1.75	1.075	1.88	1.08	-0.47	18.15	87.00	20.05	0.958
Plano P_{15}	1.84	0.25	1.50	1.075	1.63	1.08	-0.47	19.98	87.28	22.14	0.981
Plano P_{16}	1.84	0.25	1.25	1.075	1.38	1.08	-0.47	21.82	87.51	24.22	1.000
Plano P_{17}	1.84	0.25	1.00	1.075	1.13	1.08	-0.47	23.66	87.70	26.30	1.016
Plano P_{18}	1.84	0.25	0.75	1.075	0.88	1.08	-0.47	25.50	87.87	28.39	1.029
Plano P_{19}	1.84	0.25	0.50	1.075	0.63	1.08	-0.47	27.34	88.01	30.47	1.041
Plano P_{20}	1.84	0.25	0.25	1.075	0.38	1.08	-0.47	29.18	88.14	32.56	1.051
Plano P_{21}	1.84	0.25	0.00	1.075	0.13	1.08	-0.47	31.02	88.25	34.64	1.060

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 5.12 se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

5.20:

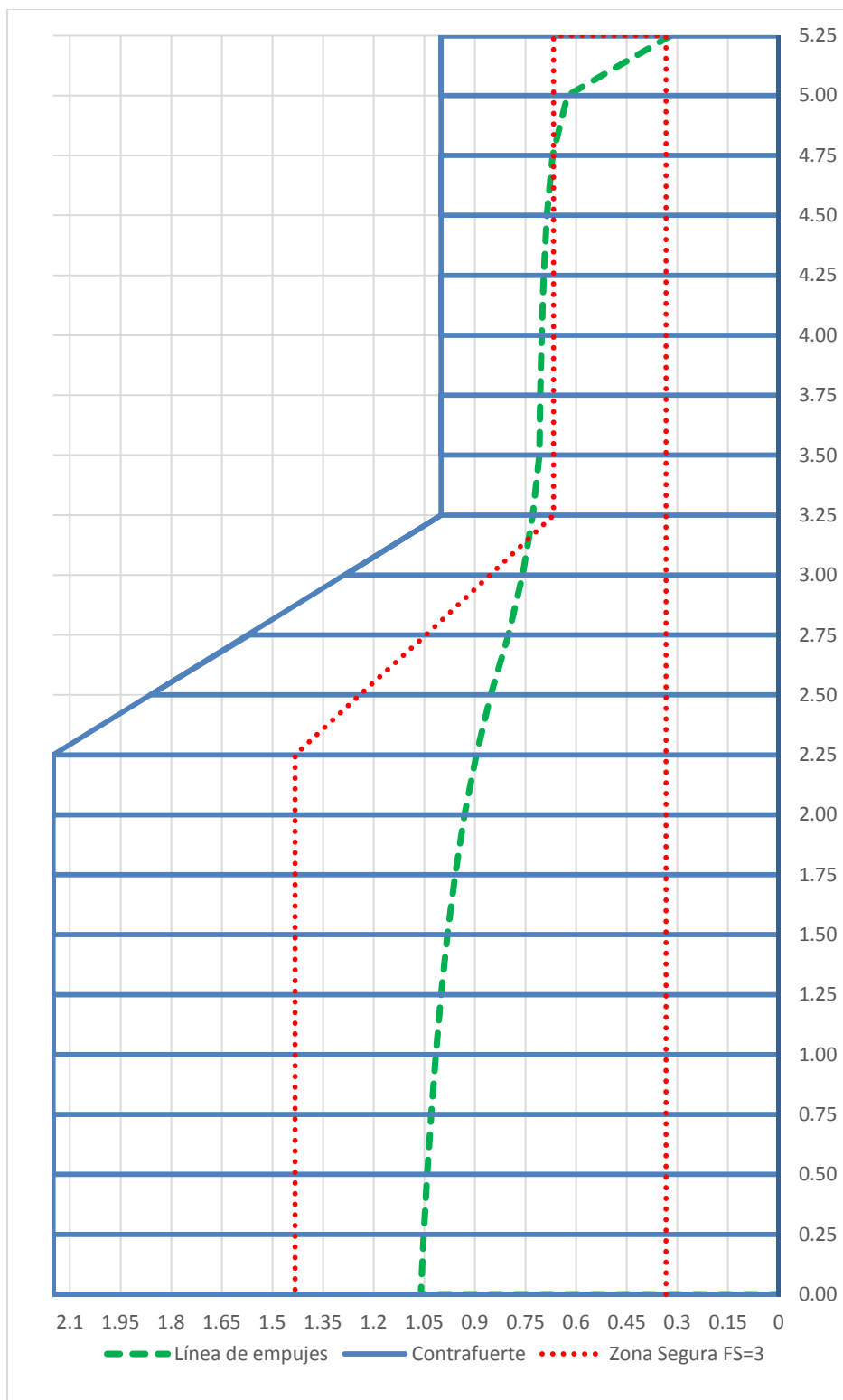


Figura 5.20. Línea de empujes ante cargas gravitacionales

Fuente: Elaboración propia

5.7.2 Revisión de mecanismos de colapso

5.7.2.1 Falla por vuelco

De acuerdo a la tabla 5.12, el último punto de la línea de empujes se encuentra a 1.06 m del borde derecho y el borde del tercio central está a 1.43 m. Para que se produzca la falla por vuelco, la línea de empujes debe tocar el borde del tercio central, pero según la figura 5.20 y la tabla 5.12, la línea de empujes toca levemente el borde del tercio central a una altura de 4.75, sin embargo, se mantiene dentro de la zona segura, sin alejarse significativamente de ella, por lo que se desestima la formación de este mecanismo.

5.7.2.2 Falla por deslizamiento

La aplicación de la ecuación 2.48 se realiza a partir de los siguientes datos:

$$H=1.01*\cos (20) =0.95 \text{ t.} \quad W=1.04 \text{ t. (de acuerdo a la tabla 5.12)}$$

$$V=1.01*\sen (20) = 0.35 \text{ t.} \quad f_s = 0.7.$$

Introduciendo los datos en la ecuación 2.48, se obtiene:

$$0.95 < (0.35 + 1.04) * 0.7$$

$$0.95 \text{ t} < 0.973 \text{ t}$$

Por lo tanto, el deslizamiento no ocurre.

Se utiliza un coeficiente estático de rozamiento de 0.7, no obstante si se hubiese empleado un coeficiente de 0.6, teóricamente el fallo por deslizamiento ocurriría ante cargas gravitacionales.

Los datos corresponden a un contrafuerte conservador, la figura 5.20 muestra una línea de empujes contenida dentro del contrafuerte. De esta manera se cumple el teorema del límite inferior o de seguridad, al existir un estado seguro de equilibrio, por lo que los mecanismos de colapso no se desarrollan ante estas fuerzas.

La figura 5.20 ilustra un contrafuerte resistente ante cargas gravitacionales, debido a que su línea de empujes se mantiene dentro de la zona segura. Se cumple el teorema del límite inferior o de seguridad, ya que ante cargas gravitacionales existe un estado seguro de equilibrio, por lo que los mecanismos de colapso no se desarrollan ante estas fuerzas.

Las dimensiones usadas muestran un factor de seguridad entre 2.5 y 3, así se armoniza con la hipótesis 1: “Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas

a fuerzas gravitacionales, las reglas de dimensionamiento utilizadas en su época constructiva proveen un resultado conservador”.

5.8 Análisis límite considerando cargas sísmicas

En este análisis se somete la estructura a las fuerzas sísmicas generadas por la aceleración sísmica asignada por el CSCR-2010 para su respectivo tipo de suelo y zona sísmica.

5.8.1 Línea de empujes

La tabla 5.13 expone un resumen de los datos de la sección 5.6.

Tabla 5.13 Datos generales de la demanda sísmica

Datos de demanda sísmica	
Altura del contrafuerte (m)	<u>5.25</u>
Datos de las fuerzas externas	
Peso sísmico techo (t)	<u>13.52</u>
Ubicación del peso d_{w0} (m)	<u>0.50</u>
Peso por encima del punto de aplicación W (t)	<u>0.00</u>
Gravitacionales: Carga permanente + carga temporal (t)	1.01
Fuerza Z= Peso sísmico techo + pilates + gravitacionales	1.01
Ubicación de Z (d_z (m))	0.32
Ángulo λ [°]	20.00
$\tan \lambda$	0.36
Intersección b_z (m)	5.37
Datos de fuerzas externas	
Magnitud H [t]	13.90
Ubicación de H (d_{x0} (m))	<u>0.40</u>
Ángulo β_1 [°]	86.08
$\tan \beta_1$	14.61
Intersección b_H (m)	12.49
Datos del contrafuerte	
Peso específico	
Relleno [t/m ³]	<u>1.5</u>

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 5.14 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 5.14.

Tabla 5.14 Datos generales de la demanda sísmica

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	<u>N/A</u>	<u>N/A</u>									0.383
Plano P ₁	1.04	13.43	0.25	5.25	<u>0.50</u>	<u>5.13</u>	13.47	4.44	5.16	0.50	5.12	20.71	46.04	5.65	0.624
Plano P ₂	1.04	1.76	0.25	5.00	<u>0.50</u>	<u>4.88</u>	2.05	30.60	5.17	1.07	4.54	22.69	44.66	5.60	0.855
Plano P ₃	1.04	1.55	0.25	4.75	<u>0.50</u>	<u>4.63</u>	1.87	33.87	4.96	2.00	3.62	24.53	43.84	5.54	1.082
Plano P ₄	1.04	1.37	0.25	4.50	<u>0.50</u>	<u>4.38</u>	1.72	37.37	4.76	3.98	1.72	26.24	43.42	5.48	1.303
Plano P ₅	1.04	1.20	0.25	4.25	<u>0.50</u>	<u>4.13</u>	1.59	41.05	4.56	12.21	-6.07	27.83	43.29	5.43	1.517
Plano P ₆	1.04	1.05	0.25	4.00	<u>0.50</u>	<u>3.88</u>	1.48	44.83	4.37	-20.2	24.46	29.30	43.36	5.38	1.723
Plano P ₇	1.04	0.92	0.25	3.75	<u>0.50</u>	<u>3.63</u>	1.39	48.62	4.19	-6.22	11.25	30.69	43.60	5.33	1.920
Plano P ₈	1.04	0.81	0.25	3.50	<u>0.50</u>	<u>3.38</u>	1.32	52.27	4.02	-3.84	8.99	31.99	43.96	5.28	2.108
Plano P ₉	1.04	0.75	0.25	3.25	<u>0.58</u>	<u>3.13</u>	1.28	54.40	3.93	-3.12	8.29	33.25	44.36	5.24	2.291
Plano P ₁₀	1.14	0.76	0.25	3.00	<u>0.70</u>	<u>2.88</u>	1.37	56.40	3.94	-2.47	7.66	34.59	44.83	5.20	2.464
Plano P ₁₁	1.34	0.79	0.25	2.75	<u>0.97</u>	<u>2.63</u>	1.55	59.50	4.27	-1.33	6.52	36.10	45.45	5.17	2.628
Plano P ₁₂	1.54	0.81	0.25	2.50	<u>0.97</u>	<u>2.38</u>	1.74	62.38	4.22	-1.06	6.25	37.76	46.22	5.14	2.770
Plano P ₁₃	1.74	0.78	0.25	2.25	<u>0.97</u>	<u>2.13</u>	1.91	65.83	4.28	-0.73	5.90	39.56	47.15	5.12	2.891
Plano P ₁₄	1.84	0.70	0.25	2.00	<u>0.97</u>	<u>1.88</u>	1.97	69.16	4.41	-0.45	5.60	41.39	48.17	5.10	2.997
Plano P ₁₅	1.84	0.60	0.25	1.75	<u>0.97</u>	<u>1.63</u>	1.94	71.96	4.59	-0.26	5.39	43.17	49.21	5.09	3.096
Plano P ₁₆	1.84	0.50	0.25	1.50	<u>0.97</u>	<u>1.38</u>	1.91	74.81	4.93	-0.06	5.16	44.90	50.26	5.08	3.189
Plano P ₁₇	1.84	0.40	0.25	1.25	<u>0.97</u>	<u>1.13</u>	1.88	77.67	5.55	0.14	4.92	46.58	51.32	5.09	3.275
Plano P ₁₈	1.84	0.31	0.25	1.00	<u>0.97</u>	<u>0.88</u>	1.87	80.47	6.63	0.33	4.68	48.22	52.40	5.11	3.355
Plano P ₁₉	1.84	0.22	0.25	0.75	<u>0.97</u>	<u>0.63</u>	1.85	83.11	8.62	0.50	4.45	49.82	53.49	5.13	3.430
Plano P ₂₀	1.84	0.14	0.25	0.50	<u>0.97</u>	<u>0.38</u>	1.85	85.62	12.99	0.67	4.23	51.39	54.59	5.17	3.499
Plano P ₂₁	1.84	0.07	0.25	0.25	<u>0.97</u>	<u>0.13</u>	1.84	87.98	27.48	0.83	4.00	52.94	55.68	5.22	3.563

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 5.14, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

5.21:

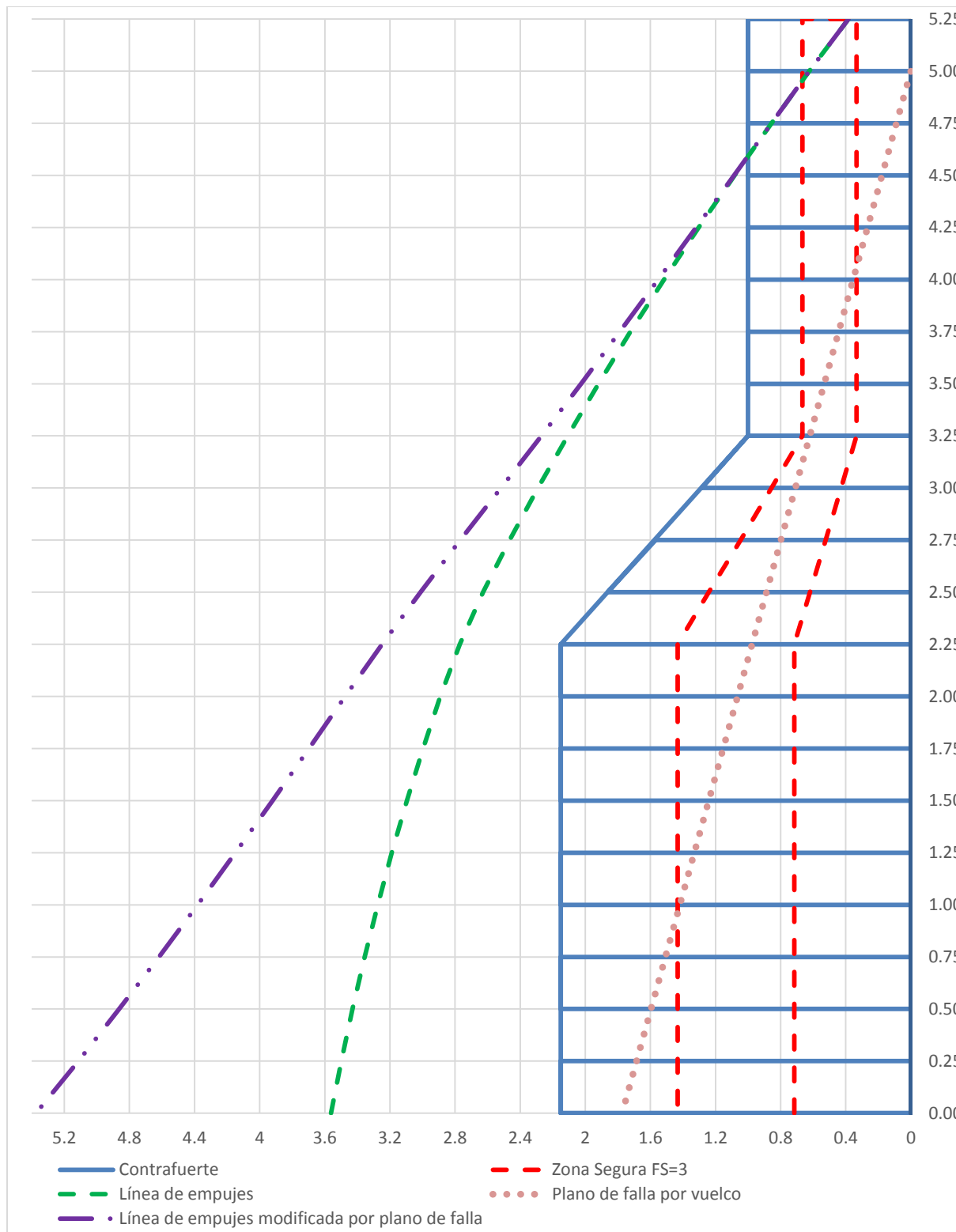


Figura 5.21. Línea de empujes ante cargas sísmicas de contrafuerte real

Fuente: Elaboración propia

5.8.2 Revisión de mecanismos de colapso

5.8.2.1 Falla por vuelco

Según la figura 5.21, la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 5.00 m, por lo que a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 5.14, la fuerza que genera el vuelco es 22.69 t con un ángulo de 44.66 °. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.779 rad y el espesor del contrafuerte es $d=2.15$ m. El peso específico promedio es 1.5 t/m^3 .

$$tg \alpha = \frac{22.69 * \text{sen } 0.779}{3 * \left[22.69 * \cos 0.779 - \frac{1}{6} * 2.15^2 * 1.5 \right]} = 0.34 \text{ rad} = 19.520^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea rosa punteada de la figura 5.21. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la cual llega el plano de falla en la base es 1.77 m.

Esta falla genera un cambio en la línea de empujes. La tabla 5.15 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla y la figura 5.21 muestra la línea corregida de forma punteada en color morado.

Tabla 5.15 Demanda sísmica corregida del contrafuerte real

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.383
Plano P ₁	1.04	13.43	0.25	5.25	<u>0.50</u>	<u>5.13</u>	13.47	4.44	5.16	0.50	5.12	20.71	46.04	5.65	0.624
Plano P ₂	1.04	1.76	0.25	5.00	<u>0.50</u>	<u>4.88</u>	2.05	30.60	5.17	1.07	4.54	22.69	44.66	5.60	0.855
Plano P ₃	1.04	1.55	0.25	4.75	<u>0.50</u>	<u>4.63</u>	1.87	33.87	4.96	2.00	3.62	24.53	43.84	5.54	1.082
Plano P ₄	1.04	1.37	0.25	4.50	<u>0.50</u>	<u>4.38</u>	1.72	37.37	4.76	3.98	1.72	26.24	43.42	5.48	1.303
Plano P ₅	1.04	1.20	0.25	4.25	<u>0.50</u>	<u>4.13</u>	1.59	41.05	4.56	12.21	-6.07	27.83	43.29	5.43	1.517
Plano P ₆	1.04	1.05	0.25	4.00	<u>0.50</u>	<u>3.88</u>	1.48	44.83	4.37	-20.2	24.46	29.30	43.36	5.38	1.723
Plano P ₇	1.04	0.92	0.25	3.75	<u>0.50</u>	<u>3.63</u>	1.39	48.62	4.19	-6.22	11.25	30.69	43.60	5.33	1.920
Plano P ₈	1.04	0.81	0.25	3.50	<u>0.50</u>	<u>3.38</u>	1.32	52.27	4.02	-3.84	8.99	31.99	43.96	5.28	2.108
Plano P ₉	1.04	0.75	0.25	3.25	<u>0.58</u>	<u>3.13</u>	1.28	54.40	3.93	-3.12	8.29	33.25	44.36	5.24	2.291
Plano P ₁₀	1.14	0.76	0.25	3.00	<u>0.70</u>	<u>2.88</u>	1.37	56.40	3.94	-2.47	7.66	34.59	44.83	5.20	2.464
Plano P ₁₁	1.34	0.79	0.25	2.75	<u>0.97</u>	<u>2.63</u>	1.55	59.50	4.27	-1.33	6.52	36.10	45.45	5.17	2.628
Plano P ₁₂	1.54	0.81	0.25	2.50	<u>0.97</u>	<u>2.38</u>	1.74	62.38	4.22	-1.06	6.25	37.76	46.22	5.14	2.770
Plano P ₁₃	1.74	0.78	0.25	2.25	<u>0.97</u>	<u>2.13</u>	1.91	65.83	4.28	-0.73	5.90	39.56	47.15	5.12	2.891
Plano P ₁₄	1.84	0.70	0.25	2.00	<u>0.97</u>	<u>1.88</u>	1.97	69.16	4.41	-0.45	5.60	41.39	48.17	5.10	2.997
Plano P ₁₅	1.84	0.60	0.25	1.75	<u>0.97</u>	<u>1.63</u>	1.94	71.96	4.59	-0.26	5.39	43.17	49.21	5.09	3.096
Plano P ₁₆	1.84	0.50	0.25	1.50	<u>0.97</u>	<u>1.38</u>	1.91	74.81	4.93	-0.06	5.16	44.90	50.26	5.08	3.189
Plano P ₁₇	1.84	0.40	0.25	1.25	<u>0.97</u>	<u>1.13</u>	1.88	77.67	5.55	0.14	4.92	46.58	51.32	5.09	3.275
Plano P ₁₈	1.84	0.31	0.25	1.00	<u>0.97</u>	<u>0.88</u>	1.87	80.47	6.63	0.33	4.68	48.22	52.40	5.11	3.355
Plano P ₁₉	1.84	0.22	0.25	0.75	<u>0.97</u>	<u>0.63</u>	1.85	83.11	8.62	0.50	4.45	49.82	53.49	5.13	3.430
Plano P ₂₀	1.84	0.14	0.25	0.50	<u>0.97</u>	<u>0.38</u>	1.85	85.62	12.99	0.67	4.23	51.39	54.59	5.17	3.499
Plano P ₂₁	1.84	0.07	0.25	0.25	<u>0.97</u>	<u>0.13</u>	1.84	87.98	27.48	0.83	4.00	52.94	55.68	5.22	3.563

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia como la línea de empujes se sale del contrafuerte a partir de una altura de 4.60 m hasta una distancia de 3.563 m en la base.

El análisis ante la falla por vuelco indica que el contrafuerte comienza a agrietarse desde una altura de 5.00 m hasta una distancia de 1.77 m en la base. Esto origina un cambio en la línea de empujes, la cual se sale del contrafuerte a una distancia de 5.374 m de la base del contrafuerte. Lo anterior indica que se ha superado el teorema de la unicidad, o sea la carga aplicada es mayor que la carga de colapso. También, se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad ya que la estructura se ha convertido en un mecanismo.

Debido a que el contrafuerte contiene la línea de empujes generada por estas fuerzas sísmicas, se deduce que este falla ante el vuelco, creando un desprendimiento del bloque superior en el punto donde la línea se sale del contrafuerte, a una distancia de 4.60 m. Este resultado podría explicar el porqué de la inexistencia de la viga corona en algunos tramos de las fachadas laterales.

En la estructura existente no hubo ningún contrafuerte que se volcara por completo, pero sí se muestra el inicio de este mecanismo de colapso, un cedimiento en los contrafuertes refleja un desplome en la pared. Lo anterior sucedió en la fachada principal del templo a inicios del siglo XX, lo cual se muestra en la figura 5.22. También se pueden observar grietas en los muros de las fachadas laterales que coinciden con la forma del plano de falla ante el vuelco, estas grietas se aprecian en las figuras 5.23 y 5.24.

Por lo tanto, el comportamiento teórico de este mecanismo descrito por la metodología de análisis límite refleja una gran coincidencia con el comportamiento real observado en la estructura.



Figura 5.22. Fotografía de desplome de la fachada

Fuente: CICPC, 1985, p. 60



Figura 5.23. Fotografía de la grieta de la pared

Fuente: CICPC, 1985, p. 36



Figura 5.24. Fotografía de desplome de la grieta de la pared

Fuente: CICPC, 1985, p. 35

5.8.2.2 *Falla por deslizamiento*

Se considera que el gran peso generado por la cubierta de teja carga directamente el contrafuerte. De acuerdo con la tabla 5.14, para la aplicación de la ecuación 2.48 se tienen los siguientes datos:

$$H=20.71*\cos (46.04) t = 14.37 t. \quad W=13.52 t.$$

$$V=20.71*\sen (46.04) t = 14.90 t \quad fs = 0.7.$$

Introduciendo los datos en la ecuación 2.48, se obtiene.

$$14.37 < (14.90 + 13.52) * 0.7$$

$$14.37 t < 19.89 t$$

Según estos datos, no ocurre un deslizamiento del primer bloque; tampoco sucedería si el coeficiente estático de rozamiento fuera de 0.6

Debido a que la línea de empujes se sale del contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es menor a 1, lo cual significa que la estructura no es capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas de diseño de Costa Rica y su mecanismo de colapso es el vuelco y el deslizamiento del primer bloque. Este resultado armoniza con la hipótesis 2: “Cuando las estructuras de mampostería sin refuerzo son sometidas a fuerzas sísmicas, las dimensiones existentes presentan un nivel de seguridad deficiente”.

Se procede a buscar las dimensiones de un contrafuerte ideal para resistir fuerzas sísmicas.

5.9 Estimación del contrafuerte seguro ante cargas sísmicas

Se realizan tres aproximaciones para determinar el contrafuerte seguro.

5.9.1 Primera aproximación

La primera estimación mantuvo la forma original del contrafuerte, pero se ensancha su base y su corona, utilizando las reglas de Fray Lorenzo de Nicolás, una dimensión de pared 1.55 m, con su respectivo espesor de contrafuerte, es decir 3.00 m.

La figura 5.25 muestra la sección transversal corregida:

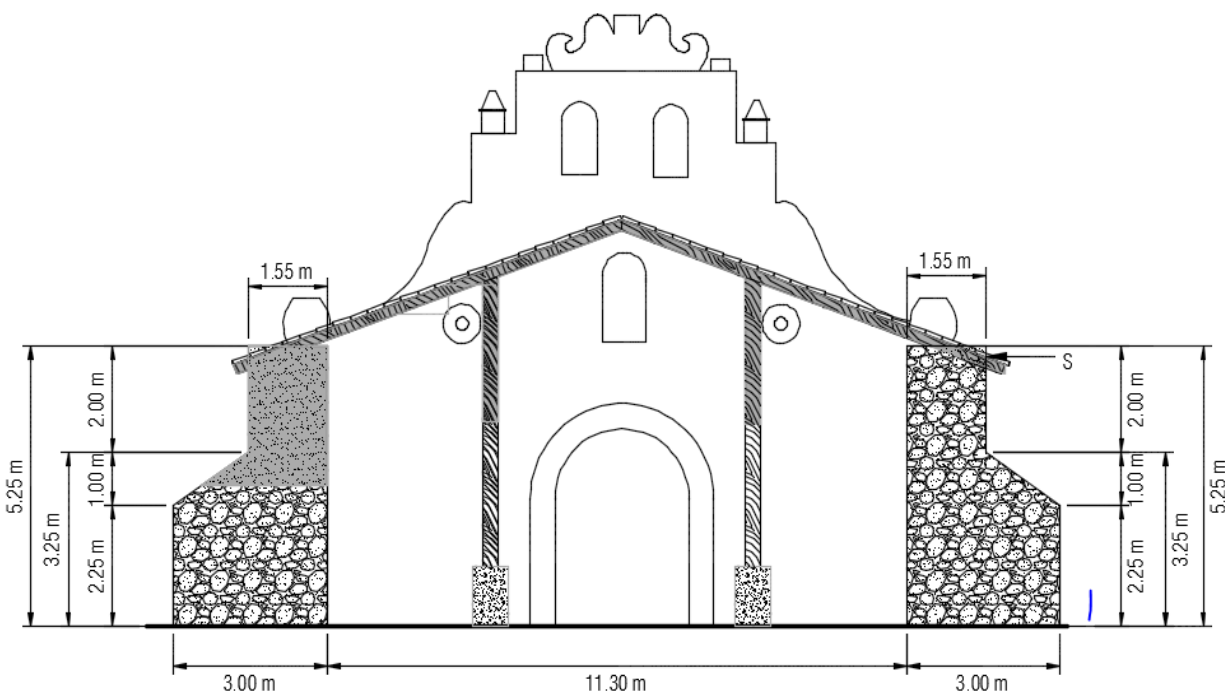


Figura 5.25. Sección transversal del edificio para la primera aproximación de la forma segura

Fuente: Elaboración propia

5.9.1.1 Peso sísmico

Al recalcular el peso sísmico con las nuevas dimensiones, se obtiene un peso de 58.52 t.

5.9.1.2 Período

El periodo de la estructura se obtiene del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, siendo este de 0.133 s.

La reducción del periodo se debe a que la estructura también aumenta su inercia, por ende, genera un incremento en su rigidez. Como la frecuencia natural es directamente proporcional a la rigidez, su frecuencia aumenta; debido a que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, este se ve reducido.

5.9.1.3 Factor espectral dinámico

El FED correspondiente a un periodo de 0.133 s es 2.124.

5.9.1.4 Coeficiente sísmico

El cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.33 * 1 * 2.124}{1.2} = 0.584$$

5.9.1.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica

El cortante basal se conoce por medio del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, así este es de 42.64 t. Este cortante es diferente al obtenido de multiplicar el coeficiente sísmico de la sección 5.9.1.4 por el peso sísmico, ya que este corresponde al cortante basal de uno de los modos de oscilación. Pero el valor del cortante anterior es el resultado de la suma cuadrática de todos los modos. La tabla 5.16 muestra la distribución de esta fuerza.

Tabla 5.16 Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de la fuerza sísmica (t)
5.25	14.79
5.00	3.03
4.75	2.73
4.50	2.46
4.25	2.21
4.00	1.97
3.75	1.75
3.50	1.56
3.25	1.43
3.00	1.42
2.75	1.43
2.50	1.42
2.25	1.36
2.00	1.21
1.75	1.03
1.50	0.86
1.25	0.69
1.00	0.54
0.75	0.39
0.50	0.25
0.25	0.12
0.00	0.00
Total	42.64

Fuente: Elaboración propia

5.9.1.6 Línea de empujes

En la tabla 5.17 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 5.14.

Tabla 5.17 Datos generales de la demanda sísmica de la primera aproximación del contrafuerte

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.405
Plano P ₁	1.62	14.79	0.25	5.25	0.78	5.13	14.88	6.23	5.21	0.50	5.15	22.08	44.52	5.65	0.659
Plano P ₂	1.62	3.03	0.25	5.00	0.78	4.88	3.43	28.09	5.29	0.80	4.86	25.39	42.33	5.59	0.923
Plano P ₃	1.62	2.73	0.25	4.75	0.78	4.63	3.18	30.59	5.08	1.59	4.15	28.50	41.03	5.53	1.179
Plano P ₄	1.62	2.46	0.25	4.50	0.78	4.38	2.94	33.30	4.88	3.01	2.91	31.42	40.31	5.46	1.426
Plano P ₅	1.62	2.21	0.25	4.25	0.78	4.13	2.73	36.23	4.69	6.63	-0.17	34.15	39.99	5.40	1.664
Plano P ₆	1.62	1.97	0.25	4.00	0.78	3.88	2.55	39.37	4.51	49.03	-35.7	36.70	39.94	5.33	1.891
Plano P ₇	1.62	1.75	0.25	3.75	0.78	3.63	2.38	42.68	4.34	-11.7	15.17	39.08	40.11	5.28	2.108
Plano P ₈	1.62	1.56	0.25	3.50	0.78	3.38	2.24	46.09	4.18	-5.57	9.97	41.31	40.43	5.22	2.313
Plano P ₉	1.74	1.43	0.25	3.25	0.78	3.13	2.26	50.55	4.07	-3.18	7.93	43.53	40.95	5.17	2.501
Plano P ₁₀	1.99	1.42	0.25	3.00	0.86	2.88	2.45	54.58	4.08	-2.02	6.92	45.91	41.67	5.13	2.669
Plano P ₁₁	2.24	1.43	0.25	2.75	1.02	2.63	2.66	57.46	4.23	-1.33	6.31	48.48	42.53	5.09	2.823
Plano P ₁₂	2.50	1.42	0.25	2.50	1.19	2.38	2.87	60.31	4.46	-0.76	5.78	51.23	43.51	5.07	2.966
Plano P ₁₃	2.62	1.36	0.25	2.25	1.35	2.13	2.95	62.63	4.73	-0.34	5.39	54.02	44.54	5.05	3.104
Plano P ₁₄	2.62	1.21	0.25	2.00	1.35	1.88	2.89	65.29	4.81	-0.20	5.26	56.73	45.57	5.05	3.232
Plano P ₁₅	2.62	1.03	0.25	1.75	1.35	1.63	2.82	68.56	5.07	0.01	5.03	59.34	46.63	5.05	3.350
Plano P ₁₆	2.62	0.86	0.25	1.50	1.35	1.38	2.76	71.88	5.50	0.23	4.80	61.84	47.72	5.06	3.461
Plano P ₁₇	2.62	0.69	0.25	1.25	1.35	1.13	2.71	75.20	6.24	0.44	4.57	64.26	48.84	5.08	3.563
Plano P ₁₈	2.62	0.54	0.25	1.00	1.35	0.88	2.68	78.46	7.49	0.64	4.34	66.60	49.98	5.11	3.658
Plano P ₁₉	2.62	0.39	0.25	0.75	1.35	0.63	2.65	81.58	9.75	0.84	4.11	68.87	51.13	5.15	3.746
Plano P ₂₀	2.62	0.25	0.25	0.50	1.35	0.38	2.63	84.56	14.57	1.02	3.89	71.08	52.30	5.20	3.827
Plano P ₂₁	2.62	0.12	0.25	0.25	1.35	0.13	2.62	87.42	30.07	1.19	3.66	73.25	53.48	5.27	3.902

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 5.17, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

5.26:

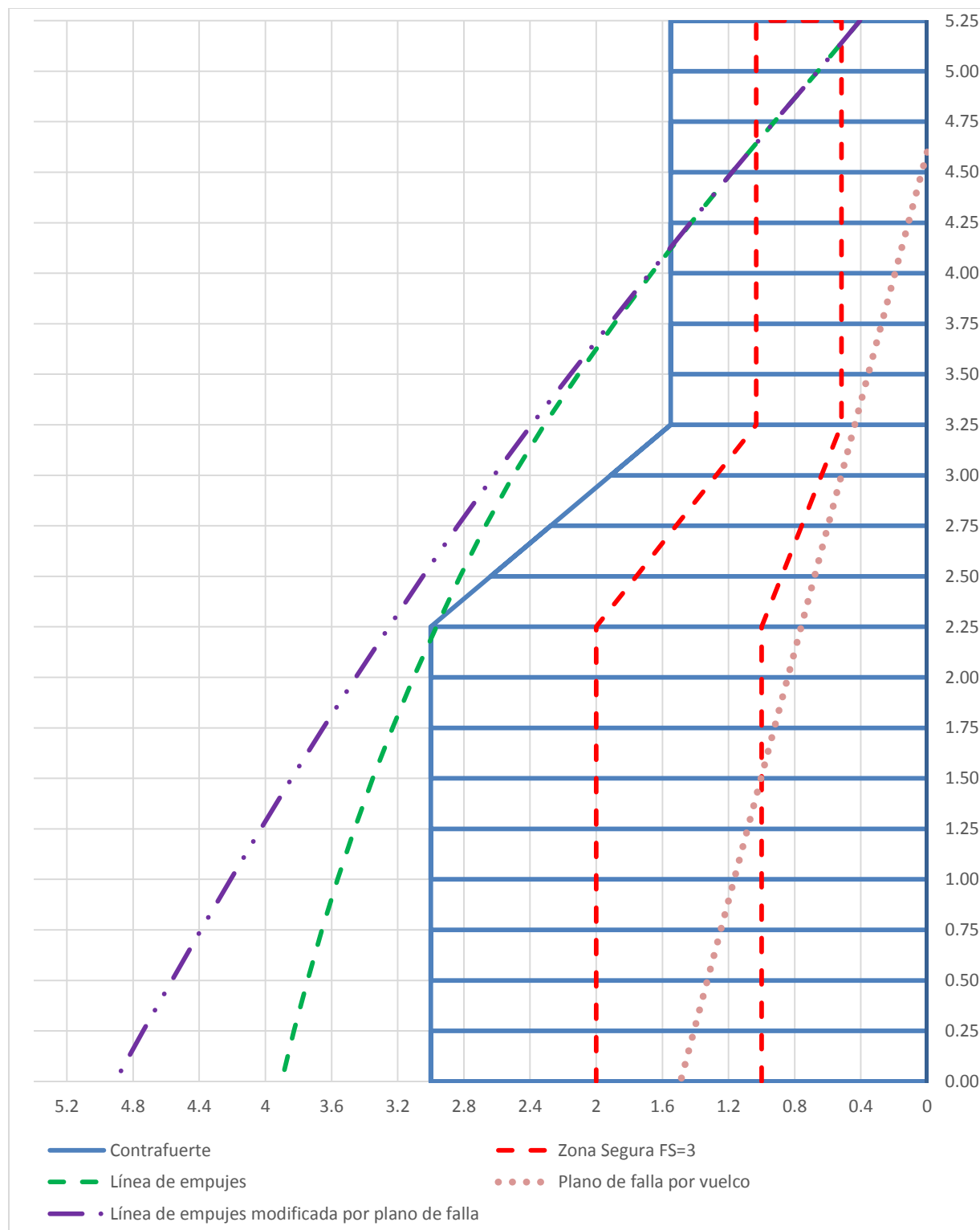


Figura 5.26. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la primera estimación del contrafuerte
Fuente: Elaboración propia

5.9.1.7 Revisión de mecanismos de colapso

1) Falla por vuelco

En la figura 5.26 se indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 4.60 m, por lo cual a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 5.17, la fuerza generada por el vuelco es 28.50 t con un ángulo de 41.03 °. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.716 rad y el espesor del contrafuerte es $d=3.00$ m.

$$tg \alpha = \frac{28.50 * \text{sen } 0.716}{3 * \left[28.50 * \cos 0.716 - \frac{1}{6} * 3.00^2 * 1.50 \right]} = 0.31 \text{ rad} = 17.94^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea rosa de la figura 5.26. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la cual llega el plano de falla en la base es 1.49 m.

Esta falla produce un cambio en la línea de empujes. La tabla 5.18 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla y la figura 5.26 muestra la línea corregida en forma punteada color morado.

En la figura 5.26 se aprecia que la línea de empujes dibujada se encuentra fuera del contrafuerte a partir de una altura de 4.00 m, lo cual significa que se ha superado el teorema de la unicidad, es decir la carga aplicada es mayor que la carga de colapso. También de nuevo se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, ya que la estructura se convierte en un mecanismo.

De utilizarse este contrafuerte, la estructura tendría un desprendimiento del bloque superior a una altura de 4.00 m.

Tabla 5.18 Demanda sísmica corregida de la primera aproximación al contrafuerte ideal

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.405
Plano P ₁	1.62	14.79	0.25	5.25	0.78	5.13	14.88	6.23	5.21	0.50	5.15	22.08	44.52	5.65	0.659
Plano P ₂	1.62	3.03	0.25	5.00	0.78	4.88	3.43	28.09	5.29	0.80	4.86	25.39	42.33	5.59	0.923
Plano P ₃	1.62	2.73	0.25	4.75	0.78	4.63	3.18	30.59	5.08	1.59	4.15	28.50	41.03	5.53	1.179
Plano P ₄	1.57	2.46	0.25	4.50	0.82	4.38	2.92	32.61	4.90	2.73	3.15	31.40	40.25	5.46	1.431
Plano P ₅	1.54	2.21	0.25	4.25	0.83	4.13	2.69	34.93	4.71	5.09	1.15	34.07	39.83	5.40	1.676
Plano P ₆	1.46	1.97	0.25	4.00	0.87	3.88	2.45	36.47	4.52	9.24	-2.31	36.52	39.61	5.34	1.917
Plano P ₇	1.37	1.75	0.25	3.75	0.91	3.63	2.23	38.04	4.34	22.0	-12.9	38.74	39.52	5.28	2.155
Plano P ₈	1.29	1.56	0.25	3.50	0.95	3.38	2.02	39.59	4.16	-494	412.8	40.76	39.52	5.22	2.391
Plano P ₉	1.33	1.43	0.25	3.25	0.99	3.13	1.95	42.82	4.05	-11.9	14.9	42.71	39.67	5.17	2.618
Plano P ₁₀	1.50	1.42	0.25	3.00	1.22	2.88	2.06	46.52	4.16	-4.50	8.91	44.76	39.99	5.13	2.837
Plano P ₁₁	1.66	1.43	0.25	2.75	1.44	2.63	2.19	49.24	4.29	-2.60	7.31	46.93	40.42	5.10	3.048
Plano P ₁₂	1.83	1.42	0.25	2.50	1.66	2.38	2.32	52.11	4.51	-1.36	6.25	49.20	40.96	5.07	3.252
Plano P ₁₃	1.87	1.36	0.25	2.25	1.88	2.13	2.31	54.03	4.72	-0.70	5.68	51.45	41.55	5.06	3.454
Plano P ₁₄	1.79	1.21	0.25	2.00	1.92	1.88	2.16	55.95	4.72	-0.58	5.57	53.54	42.12	5.05	3.650
Plano P ₁₅	1.70	1.03	0.25	1.75	1.96	1.63	1.99	58.82	4.87	-0.24	5.27	55.45	42.71	5.05	3.841
Plano P ₁₆	1.62	0.86	0.25	1.50	2.00	1.38	1.83	62.05	5.15	0.11	4.95	57.18	43.32	5.05	4.028
Plano P ₁₇	1.53	0.69	0.25	1.25	2.04	1.13	1.68	65.68	5.65	0.47	4.60	58.74	43.94	5.06	4.210
Plano P ₁₈	1.45	0.54	0.25	1.00	2.08	0.88	1.54	69.72	6.51	0.83	4.25	60.13	44.58	5.08	4.389
Plano P ₁₉	1.36	0.39	0.25	0.75	2.12	0.63	1.42	74.12	8.09	1.19	3.90	61.37	45.23	5.10	4.565
Plano P ₂₀	1.28	0.25	0.25	0.50	2.16	0.38	1.30	78.96	11.47	1.55	3.54	62.46	45.90	5.14	4.738
Plano P ₂₁	1.19	0.12	0.25	0.25	2.20	0.13	1.20	84.35	22.39	1.90	3.18	63.40	46.57	5.19	4.909

Fuente: Elaboración propia

2) *Falla por deslizamiento*

Según la tabla 5.17, para la aplicación de la ecuación 2.48 se cuenta con los siguientes datos:

$$H=22.08*\cos (44.52) t = 15.74 t.$$

$$V=22.08*\sen (44.52) t = 15.48 t$$

$$W=13.52 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Al introducir los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$15.74 < (15.48 + 13.52) * 0.7$$

$$15.74 t < 20.3 t$$

De acuerdo con estos datos, no ocurre un deslizamiento del primer bloque ni tampoco sucedería si el coeficiente estático de rozamiento fuera de 0.6.

La línea de empujes, como lo indica la tabla 5.17, termina en el 3.90 m, por lo que el contrafuerte supuesto no es suficiente; sin embargo, aun si el contrafuerte hubiese contenido la línea de empujes, necesita un mayor espesor para contener la línea de empujes corregida por el plano de falla debido al vuelco, para esto debe tener una base de 4.90 m.

Al salirse la línea de empujes del contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es menor a 1; esta aproximación no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas.

Se necesitaría una base de 4.90 m para que contenga la línea de empujes corregida por el fallo debido al vuelco. Por lo tanto, ya que la configuración propuesta es deficiente ante fuerzas sísmicas, es necesaria otra aproximación si se desea encontrar un contrafuerte ideal.

5.9.2 Segunda aproximación

El contrafuerte estimado no contiene la línea de empujes, por lo que para la siguiente estimación se usan las medidas del contrafuerte seguro de Cartago (sección 4.9.2), esto supone un contrafuerte trapezoidal, cuya corona mida 5/2 veces el espesor de la pared, o sea 2.50 m, y una base que mide lo mismo que la altura donde se aplica la fuerza, es decir 5.25 m. La figura 5.27 muestra la sección transversal corregida.

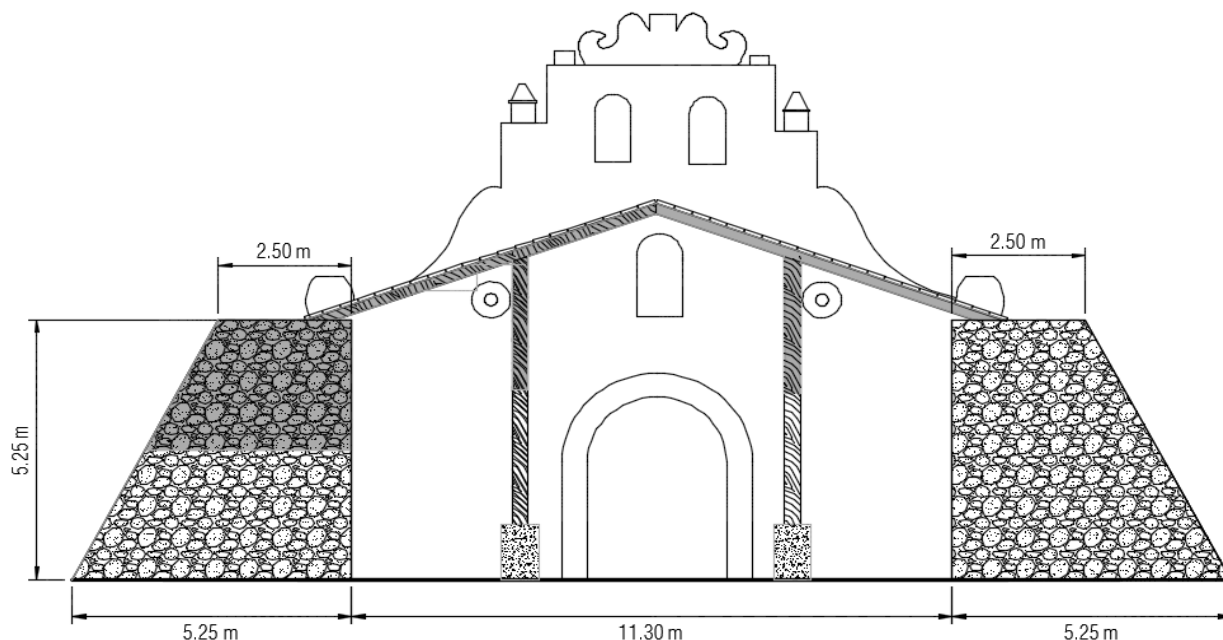


Figura 5.27. Sección transversal para la segunda aproximación de la forma segura

Fuente: Elaboración propia

5.9.2.1 Peso sísmico

Al recalcular el peso sísmico con las nuevas dimensiones, se obtiene un peso de 98.42 t.

5.9.2.2 Período

El periodo de la estructura se obtiene del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, así este es de 0.099 s.

La reducción del periodo se debe a que la estructura también aumenta su inercia, por ende, genera un incremento en su rigidez. Como la frecuencia natural es directamente proporcional a la rigidez, su frecuencia aumenta; debido a que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, este se ve reducido.

5.9.2.3 Factor espectral dinámico

El FED correspondiente a un periodo de 0.099 s es 1.847.

5.9.2.4 Coeficiente sísmico

El cálculo del coeficiente sísmico de acuerdo a la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.33 * 1 * 1.847}{1.2} = 0.508$$

5.9.2.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica

El cortante basal se obtiene por medio del análisis dinámico, mediante la suma cuadrática de todos los modos es 60.19 t. La tabla 5.19 muestra la distribución de esta fuerza.

Tabla 5.19 Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de fuerza sísmica (t)
5.25	13.68
5.00	4.00
4.75	3.88
4.50	3.75
4.25	3.61
4.00	3.46
3.75	3.27
3.50	3.07
3.25	2.89
3.00	2.70
2.75	2.50
2.50	2.35
2.25	2.13
2.00	1.92
1.75	1.70
1.50	1.47
1.25	1.24
1.00	1.01
0.75	0.77
0.50	0.53
0.25	0.27
0.00	0.00
Total	60.19

Fuente: Elaboración propia

5.9.2.6 Línea de empujes

En la tabla 5.20 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 5.14.

Tabla 5.20 Datos generales de la demanda sísmica de la segunda aproximación del contrafuerte

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.515
Plano P_1	2.61	13.68	0.25	5.25	1.28	5.13	13.93	10.78	5.37	0.49	5.27	22.03	48.39	5.83	0.737
Plano P_2	2.74	4.00	0.25	5.00	1.34	4.88	4.85	34.45	5.80	0.08	5.74	26.76	45.89	5.82	1.040
Plano P_3	2.88	3.88	0.25	4.75	1.41	4.63	4.83	36.61	5.67	0.52	5.28	31.54	44.47	5.80	1.321
Plano P_4	3.02	3.75	0.25	4.50	1.48	4.38	4.81	38.81	5.56	1.32	4.50	36.33	43.72	5.76	1.582
Plano P_5	3.15	3.61	0.25	4.25	1.54	4.13	4.79	41.11	5.47	3.48	2.43	41.12	43.42	5.73	1.826
Plano P_6	3.29	3.46	0.25	4.00	1.61	3.88	4.77	43.58	5.41	-58.1	60.67	45.89	43.43	5.69	2.054
Plano P_7	3.43	3.27	0.25	3.75	1.68	3.63	4.73	46.37	5.38	-3.04	8.57	50.62	43.71	5.67	2.267
Plano P_8	3.56	3.07	0.25	3.50	1.74	3.38	4.70	49.26	5.40	-1.30	6.91	55.30	44.18	5.65	2.466
Plano P_9	3.70	2.89	0.25	3.25	1.81	3.13	4.69	52.04	5.45	-0.65	6.28	59.95	44.79	5.63	2.652
Plano P_{10}	3.83	2.70	0.25	3.00	1.88	2.88	4.69	54.88	5.54	-0.21	5.84	64.57	45.52	5.63	2.825
Plano P_{11}	4.11	2.50	0.25	2.75	1.94	2.63	4.81	58.68	5.82	0.31	5.31	69.26	46.43	5.64	2.985
Plano P_{12}	4.24	2.35	0.25	2.50	2.01	2.38	4.85	61.05	6.01	0.49	5.12	73.96	47.38	5.65	3.134
Plano P_{13}	4.38	2.13	0.25	2.25	2.08	2.13	4.87	64.02	6.39	0.76	4.83	78.65	48.39	5.68	3.272
Plano P_{14}	4.52	1.92	0.25	2.00	2.14	1.88	4.91	66.99	6.92	1.01	4.55	83.31	49.47	5.73	3.402
Plano P_{15}	4.65	1.70	0.25	1.75	2.21	1.63	4.95	69.94	7.68	1.24	4.27	87.97	50.60	5.79	3.523
Plano P_{16}	4.79	1.47	0.25	1.50	2.28	1.38	5.01	72.90	8.78	1.47	4.00	92.63	51.77	5.87	3.635
Plano P_{17}	4.93	1.24	0.25	1.25	2.35	1.13	5.08	75.83	10.41	1.69	3.72	97.29	52.99	5.96	3.740
Plano P_{18}	5.06	1.01	0.25	1.00	2.41	0.88	5.16	78.72	12.97	1.90	3.44	101.97	54.25	6.08	3.837
Plano P_{19}	5.20	0.77	0.25	0.75	2.48	0.63	5.26	81.55	17.32	2.10	3.16	106.66	55.55	6.22	3.927
Plano P_{20}	5.34	0.53	0.25	0.50	2.55	0.38	5.36	84.35	26.12	2.30	2.87	111.39	56.88	6.40	4.010
Plano P_{21}	5.47	0.27	0.25	0.25	2.61	0.13	5.48	87.20	53.48	2.49	2.58	116.16	58.24	6.60	4.087

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 5.20, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

5.28:

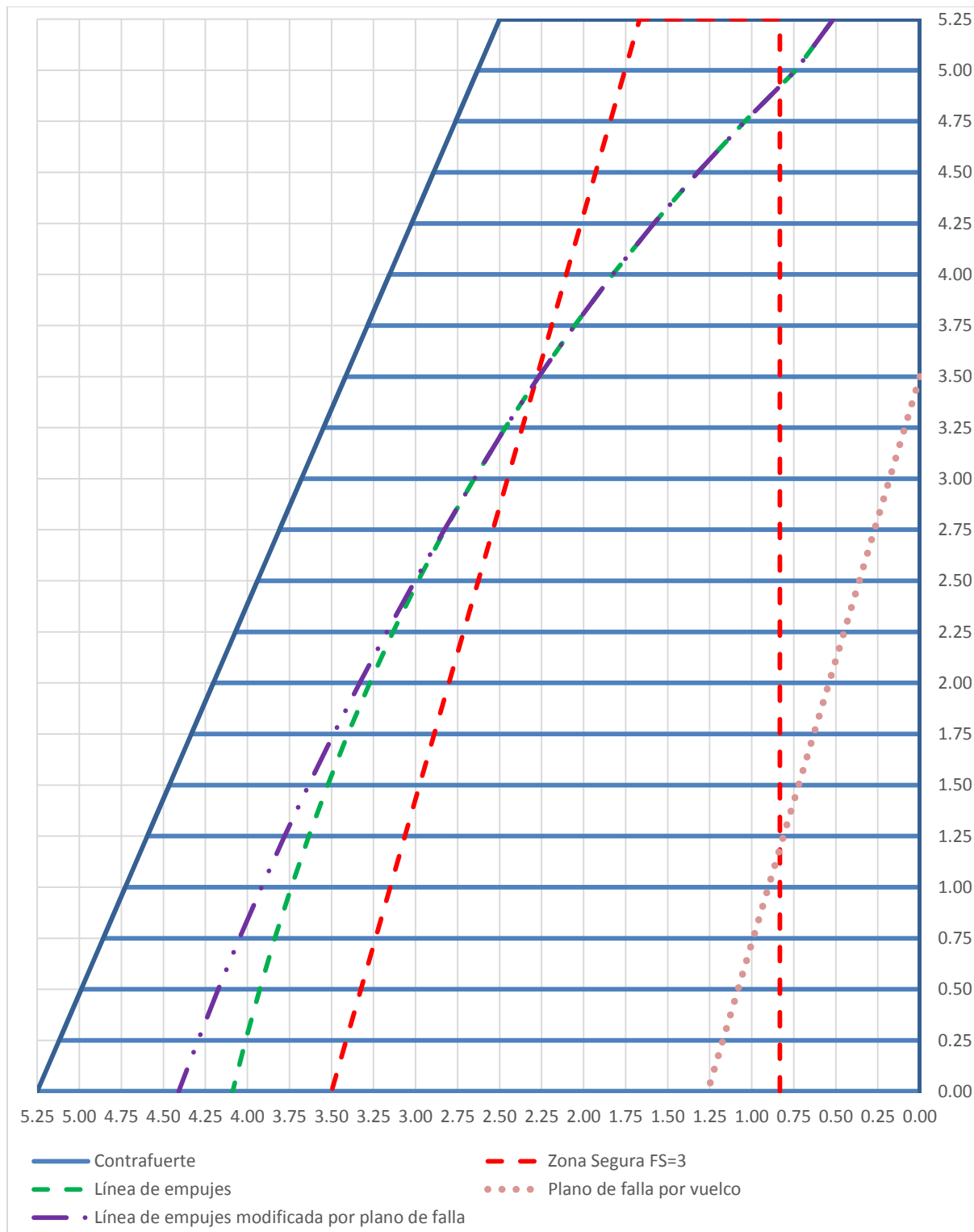


Figura 5.28. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la segunda estimación del contrafuerte

Fuente: Elaboración propia

5.9.2.7 Revisión de mecanismos de colapso

1) Falla por vuelco

La figura 5.28 indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 3.50 m, por lo cual a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 5.20 la fuerza que genera el vuelco es 41.12 t con un ángulo de 43.42 °. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.758 rad y el espesor del contrafuerte corresponde a un promedio $d=3.88$ m.

$$tg \alpha = \frac{41.12 * \text{sen } 0.758}{3 * \left[41.12 * \cos 0.758 - \frac{1}{6} * 3.88^2 * 1.5 \right]} = 0.346 \text{rad} = 19.85^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea punteada rosa de la figura 5.23. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la que llega el plano de falla en la base es 1.26 m.

Esta falla provoca un cambio en la línea de empujes. La tabla 5.21 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla y la figura 5.23 muestra la línea corregida de forma discontinua en color morado.

En la figura 5.23 se muestra que la línea de empujes dibujada se encuentra dentro del contrafuerte y la corrección debido a la falla por vuelco también está contenida en él. Esto significa que se está cumpliendo el teorema de la unicidad, la carga aplicada es la carga de colapso. Asimismo aunque se genera una rótula plástica, esta no llega a convertirse en un mecanismo por lo que no se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, por el contrario, se logra un estado seguro de equilibrio o teorema del límite inferior.

Tabla 5.21 Demanda sísmica corregida de la segunda aproximación al contrafuerte ideal

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.515
Plano P ₁	2.61	13.68	0.25	5.25	1.28	5.13	13.93	10.78	5.37	0.49	5.27	22.03	48.39	5.83	0.737
Plano P ₂	2.74	4.00	0.25	5.00	1.34	4.88	4.85	34.45	5.80	0.08	5.74	26.76	45.89	5.82	1.040
Plano P ₃	2.88	3.88	0.25	4.75	1.41	4.63	4.83	36.61	5.67	0.52	5.28	31.54	44.47	5.80	1.321
Plano P ₄	3.02	3.75	0.25	4.50	1.48	4.38	4.81	38.81	5.56	1.32	4.50	36.33	43.72	5.76	1.582
Plano P ₅	3.15	3.61	0.25	4.25	1.54	4.13	4.79	41.11	5.47	3.48	2.43	41.12	43.42	5.73	1.826
Plano P ₆	3.29	3.46	0.25	4.00	1.61	3.88	4.77	43.58	5.41	-58.1	60.67	45.89	43.43	5.69	2.054
Plano P ₇	3.43	3.27	0.25	3.75	1.68	3.63	4.73	46.37	5.38	-3.04	8.57	50.62	43.71	5.67	2.267
Plano P ₈	3.56	3.07	0.25	3.50	1.74	3.38	4.70	49.26	5.40	-1.30	6.91	55.30	44.18	5.65	2.466
Plano P ₉	3.65	2.89	0.25	3.25	1.78	3.13	4.65	51.68	5.38	-0.90	6.52	59.91	44.76	5.63	2.650
Plano P ₁₀	3.69	2.70	0.25	3.00	1.89	2.88	4.57	53.86	5.47	-0.43	6.05	64.44	45.40	5.62	2.829
Plano P ₁₁	3.87	2.50	0.25	2.75	2.07	2.63	4.61	57.16	5.83	0.39	5.22	68.95	46.19	5.63	3.003
Plano P ₁₂	3.92	2.35	0.25	2.50	2.18	2.38	4.57	59.05	6.01	0.60	5.00	73.41	46.98	5.65	3.171
Plano P ₁₃	3.96	2.13	0.25	2.25	2.29	2.13	4.50	61.66	6.37	0.92	4.66	77.77	47.82	5.68	3.332
Plano P ₁₄	4.00	1.92	0.25	2.00	2.40	1.88	4.44	64.38	6.87	1.22	4.33	82.03	48.70	5.72	3.487
Plano P ₁₅	4.04	1.70	0.25	1.75	2.51	1.63	4.39	67.20	7.59	1.51	4.00	86.20	49.63	5.78	3.636
Plano P ₁₆	4.09	1.47	0.25	1.50	2.62	1.38	4.34	70.16	8.63	1.79	3.67	90.28	50.59	5.85	3.779
Plano P ₁₇	4.13	1.24	0.25	1.25	2.73	1.13	4.31	73.23	10.18	2.06	3.34	94.28	51.60	5.94	3.916
Plano P ₁₈	4.17	1.01	0.25	1.00	2.84	0.88	4.29	76.39	12.60	2.32	3.01	98.19	52.65	6.05	4.048
Plano P ₁₉	4.21	0.77	0.25	0.75	2.95	0.63	4.28	79.61	16.71	2.57	2.69	102.03	53.74	6.19	4.174
Plano P ₂₀	4.26	0.53	0.25	0.50	3.06	0.38	4.29	82.93	25.04	2.81	2.36	105.79	54.87	6.35	4.294
Plano P ₂₁	4.30	0.27	0.25	0.25	3.17	0.13	4.31	86.43	50.95	3.05	2.02	109.48	56.05	6.55	4.409

Fuente: Elaboración propia

2) *Falla por deslizamiento*

La tabla 5.20 señala que para la aplicación de la ecuación 2.48, se cuenta con los siguientes datos:

$$H=22.03*\cos (48.39) t = 14.63 t.$$

$$V=22.03*\sen (48.39) t = 16.47 t$$

$$W=13.52 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Al introducir los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$14.63 < (16.47 + 13.52) * 0.7$$

$$14.63 t < 20.99 t$$

De acuerdo con estos datos, no ocurre un deslizamiento del primer bloque; tampoco ocurriría si el coeficiente estático de rozamiento fuera de 0.6.

La línea de empujes según la tabla 5.20 termina en el 4.08 m, por lo que el contrafuerte supuesto sí es suficiente, incluso para contener la línea de empujes corregida por el plano de falla debido al vuelco, ya que esta llega a una distancia de 4.41 m.

Al estar la línea de empujes contenida en el contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es ligeramente mayor a 1, porque la dimensión no puede contener la línea de empujes.

Ante cargas sísmicas, esta es la configuración que debe tener el contrafuerte; a pesar de ello, se realiza una tercera estimación en un intento por conservar la forma existente del contrafuerte.

5.9.3 Tercera aproximación

Al buscar obtener un contrafuerte que conserve la forma del contrafuerte actual, se opta por engrosar la corona de 3 veces el espesor de la pared, es decir a 3.00 m; la base aproximadamente a 3/4 de su altura, o sea 4.00 m; su base se supone rectangular hasta alrededor de 1/4 de su altura, en otras palabras 1.25 m; y se han reemplazado los 3.25 m originales del contrafuerte por 3/4 de su altura, es decir 4.00 m. Se escoge una medida de 4/3 de la altura del contrafuerte debido a que esto da como resultado 4.00 m, lo cual es la medida que contendría la línea de empujes de la primera aproximación. La figura 5.29 muestra la sección transversal corregida.

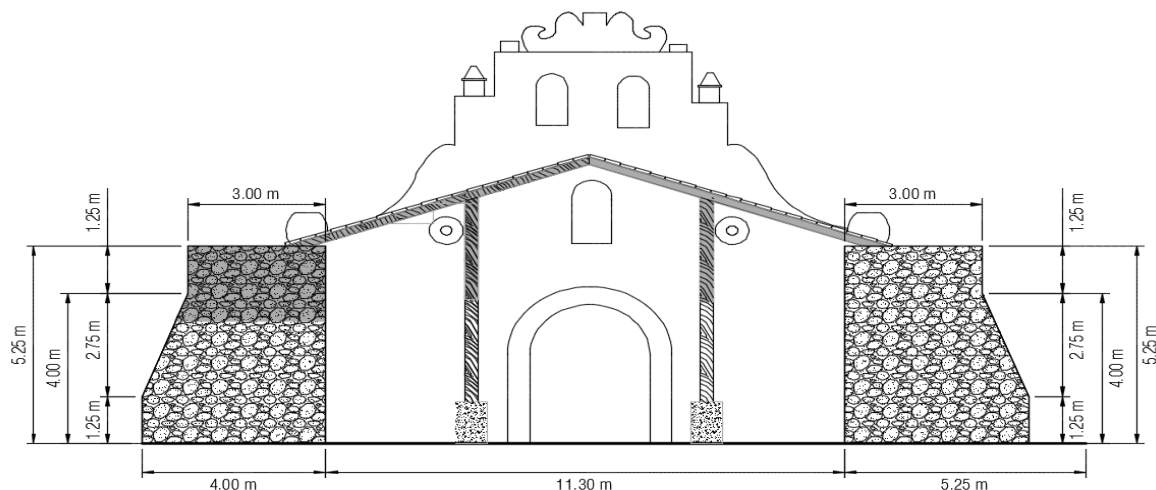


Figura 5.29. Sección transversal para la tercera aproximación de la forma segura

Fuente: Elaboración propia

5.9.3.1 Peso sísmico

Al recalcular el peso sísmico con las nuevas dimensiones, se obtiene un peso de 71.83 t.

5.9.3.2 Período

El periodo de la estructura se obtiene del análisis dinámico utilizando un *software* computacional, de acuerdo a este análisis el periodo es de 0.106 s.

La reducción del periodo respecto a la primera estimación se debe a que la estructura también aumenta su inercia, por ende, genera un incremento en su rigidez. Como la frecuencia natural es directamente proporcional a la rigidez, su frecuencia aumenta; debido a que el periodo es inversamente proporcional a la frecuencia, este se ve reducido.

5.9.3.3 Factor espectral dinámico

El FED correspondiente a un periodo de 0.106 s es 1.926.

5.9.3.4 Coeficiente sísmico

El cálculo del coeficiente sísmico según la ecuación 2.3 es:

$$CS = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.33 * 1 * 1.926}{1.2} = 0.53$$

5.9.3.5 Cortante provocado por la fuerza sísmica

El cortante basal es obtenido por medio del análisis dinámico, mediante la suma cuadrática de todos los modos es 56.64 t. La tabla 5.22 muestra la distribución de esta fuerza:

Tabla 5.22 Ubicación y magnitud del cortante generado por la fuerza sísmica

Fuerzas sísmicas	
Altura del plano de corte (m)	Magnitud de la fuerza sísmica (t)
5.25	14.79
5.00	3.03
4.75	2.73
4.50	2.46
4.25	2.21
4.00	1.97
3.75	1.75
3.50	1.56
3.25	1.43
3.00	1.42
2.75	1.43
2.50	1.42
2.25	1.36
2.00	1.21
1.75	1.03
1.50	0.86
1.25	0.69
1.00	0.54
0.75	0.39
0.50	0.25
0.25	0.12
0.00	0.00
Total	42.64

Fuente: Elaboración propia

5.9.3.6 Línea de empujes

En la tabla 5.23 se tabulan los resultados de la aplicación de las ecuaciones 2.7 a la 2.46, siguiendo la misma notación utilizada en las fórmulas y de la figura 5.14.

Tabla 5.23 Datos generales de la demanda sísmica de la tercera aproximación del contrafuerte

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.517
Plano P ₁	2.43	13.84	0.25	5.25	1.35	5.13	14.05	9.96	5.36	0.49	5.28	22.01	47.78	5.82	0.744
Plano P ₂	2.43	4.40	0.25	5.00	1.35	4.88	5.03	28.91	5.62	0.36	5.42	26.81	44.30	5.77	1.049
Plano P ₃	2.43	4.09	0.25	4.75	1.35	4.63	4.76	30.73	5.43	0.91	4.89	31.45	42.27	5.71	1.335
Plano P ₄	2.43	3.79	0.25	4.50	1.35	4.38	4.50	32.68	5.24	1.77	4.11	35.90	41.07	5.65	1.603
Plano P ₅	2.43	3.50	0.25	4.25	1.35	4.13	4.26	34.80	5.06	3.31	2.77	40.13	40.41	5.58	1.856
Plano P ₆	2.49	3.23	0.25	4.00	1.35	3.88	4.08	37.60	4.91	8.20	-1.40	44.21	40.15	5.52	2.094
Plano P ₇	2.55	3.03	0.25	3.75	1.43	3.63	3.95	40.08	4.82	333.13	-275.5	48.16	40.14	5.46	2.324
Plano P ₈	2.60	2.82	0.25	3.50	1.46	3.38	3.84	42.70	4.72	-9.23	13.25	52.00	40.33	5.41	2.541
Plano P ₉	2.66	2.61	0.25	3.25	1.50	3.13	3.73	45.57	4.65	-4.40	9.14	55.71	40.68	5.36	2.747
Plano P ₁₀	2.72	2.40	0.25	3.00	1.54	2.88	3.63	48.53	4.61	-2.74	7.72	59.31	41.16	5.32	2.941
Plano P ₁₁	2.78	2.20	0.25	2.75	1.58	2.63	3.54	51.65	4.62	-1.81	6.90	62.79	41.75	5.29	3.124
Plano P ₁₂	2.83	1.99	0.25	2.50	1.61	2.38	3.46	54.93	4.67	-1.16	6.32	66.17	42.43	5.26	3.295
Plano P ₁₃	2.89	1.78	0.25	2.25	1.65	2.13	3.40	58.39	4.81	-0.64	5.85	69.44	43.20	5.25	3.457
Plano P ₁₄	2.95	1.58	0.25	2.00	1.69	1.88	3.34	61.89	5.03	-0.23	5.46	72.62	44.05	5.24	3.608
Plano P ₁₅	3.01	1.37	0.25	1.75	1.73	1.63	3.31	65.48	5.41	0.14	5.11	75.70	44.96	5.24	3.749
Plano P ₁₆	3.07	1.17	0.25	1.50	1.76	1.38	3.28	69.09	5.99	0.46	4.79	78.71	45.94	5.26	3.881
Plano P ₁₇	3.12	0.97	0.25	1.25	1.80	1.13	3.27	72.72	6.91	0.76	4.48	81.64	46.97	5.29	4.003
Plano P ₁₈	3.12	0.77	0.25	1.00	1.80	0.88	3.22	76.16	8.18	0.97	4.25	84.47	48.04	5.33	4.117
Plano P ₁₉	3.12	0.57	0.25	0.75	1.80	0.63	3.17	79.74	10.57	1.19	4.01	87.18	49.13	5.38	4.222
Plano P ₂₀	3.12	0.37	0.25	0.50	1.80	0.38	3.15	83.26	15.60	1.40	3.76	89.80	50.26	5.45	4.320
Plano P ₂₁	3.12	0.18	0.25	0.25	1.80	0.13	3.13	86.73	31.59	1.61	3.51	92.34	51.41	5.53	4.410

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 5.23, se dibuja la siguiente línea de empujes en la figura

5.30:

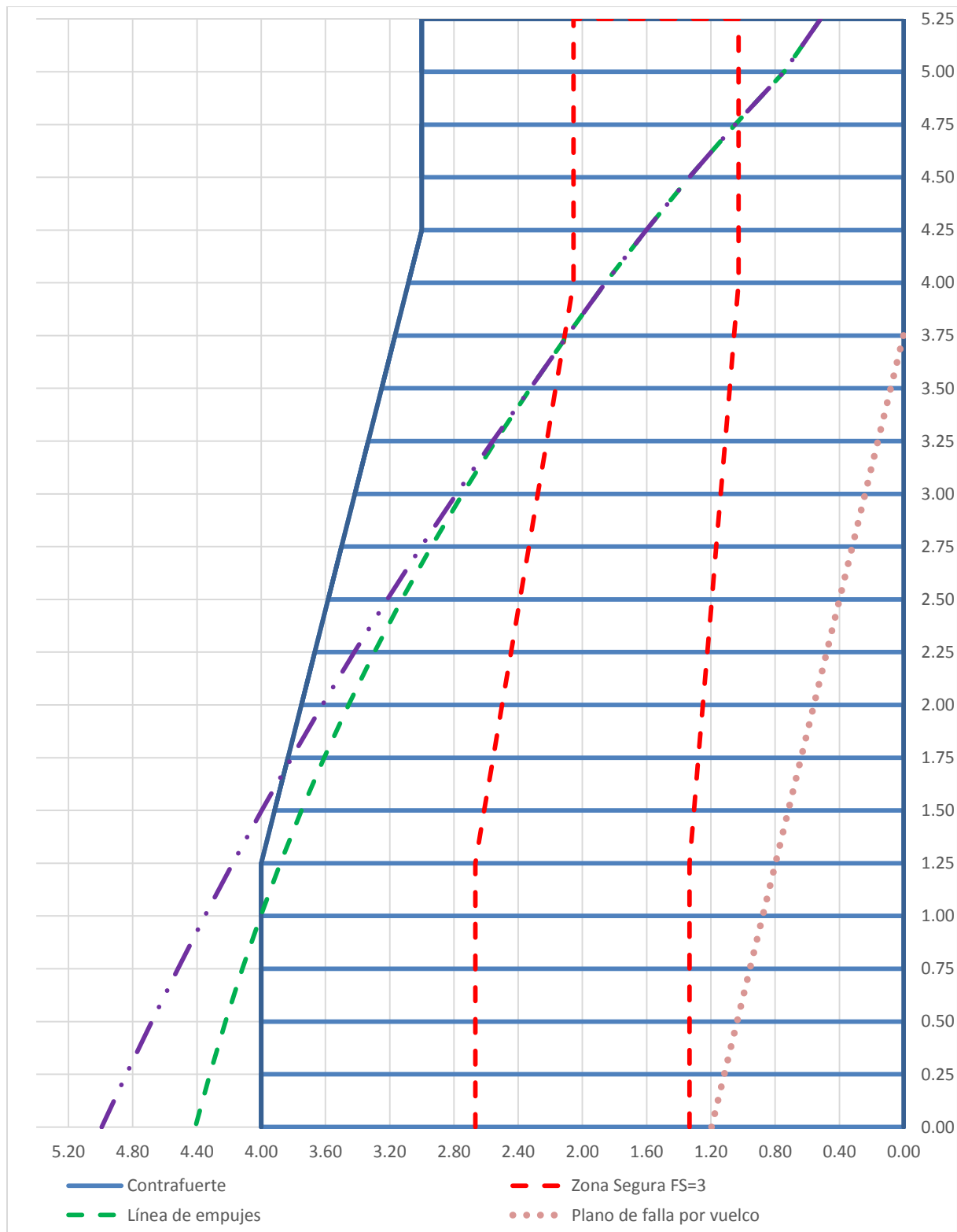


Figura 5.30. Línea de empujes ante cargas sísmicas de la tercera estimación del contrafuerte
Fuente: Elaboración propia

5.9.3.7 Revisión de mecanismos de colapso

1) Falla por vuelco

La figura 5.30 indica que la línea de empujes toca la zona segura a una altura de 3.75 m, por lo cual a esta altura inicia el plano de falla por vuelco.

Se determina el ángulo del plano de falla por medio de la ecuación 2.47, en donde de acuerdo a la tabla 5.23 la fuerza que genera el vuelco es 44.21 t con un ángulo de 40.15 °. Como la ecuación es en radianes, el ángulo equivale a 0.70 rad y el espesor del contrafuerte es $d=4.00$ m. Como el contrafuerte posee dos materiales, se usa un promedio.

$$tg \alpha = \frac{44.21 * \text{sen } 0.70}{3 * \left[44.21 * \cos 0.70 - \frac{1}{6} * 4.00^2 * 1.5 \right]} = 0.31 \text{ rad} = 17.66^\circ$$

Este plano de falla corresponde a la línea rosa punteada de la figura 5.30. Por medio de trigonometría, se obtiene que la distancia a la cual llega el plano de falla en la base corresponde a 1.20 m.

Esta falla genera un cambio en la línea de empujes. La tabla 5.24 registra los datos de la línea de empujes corregida por este plano de falla y la figura 5.30 muestra la línea corregida en forma discontinua en color morado.

En la figura 5.30 se observa que la línea de empujes dibujada está fuera del contrafuerte a partir de una altura de 1.75 m, lo cual significa que se supera el teorema de la unicidad, es decir la carga aplicada es mayor que la carga de colapso. También de nuevo se presenta el teorema del límite superior o de la inseguridad, ya que la estructura se convierte en un mecanismo.

De utilizarse este contrafuerte, la estructura tendría un desprendimiento del bloque superior a una altura de 1.75 m.

Tabla 5.24 Demanda sísmica corregida de la tercera aproximación al contrafuerte ideal

Descripción	Magnitud de la fuerza aplicada en el plano(t)	Magnitud de la fuerza sísmica S_i (t)	Ancho del plano de corte Y_i (m)	Altura del plano de corte ΣY_i (m)	Centro de masa d_{xi} (m)	Centro de masa d_{yi} (m)	Resultante R_i (t)	Ángulo θ_i (°)	Intersección con eje "y", b_i (m)	Punto G_{ix} (m)	Punto G_{iy} (m)	Resultante F_i (t)	Ángulo α_i (°)	Intersección con eje "y", b_{fi} (m)	X_i en el plano de falla (m)
Resultante H	13.90	N/A	N/A	5.25	N/A	N/A									0.517
Plano P ₁	2.43	13.84	0.25	5.25	1.35	5.13	14.05	9.96	5.36	0.49	5.28	22.01	47.78	5.82	0.744
Plano P ₂	2.43	4.40	0.25	5.00	1.35	4.88	5.03	28.91	5.62	0.36	5.42	26.81	44.30	5.77	1.049
Plano P ₃	2.43	4.09	0.25	4.75	1.35	4.63	4.76	30.73	5.43	0.91	4.89	31.45	42.27	5.71	1.335
Plano P ₄	2.43	3.79	0.25	4.50	1.35	4.38	4.50	32.68	5.24	1.77	4.11	35.90	41.07	5.65	1.603
Plano P ₅	2.43	3.50	0.25	4.25	1.35	4.13	4.26	34.80	5.06	3.31	2.77	40.13	40.41	5.58	1.856
Plano P ₆	2.49	3.23	0.25	4.00	1.35	3.88	4.08	37.60	4.91	8.20	-1.40	44.21	40.15	5.52	2.094
Plano P ₇	2.55	3.03	0.25	3.75	1.43	3.63	3.95	40.08	4.82	333.13	-275.5	48.16	40.14	5.46	2.324
Plano P ₈	2.56	2.82	0.25	3.50	1.66	3.38	3.81	42.25	4.89	-8.83	12.91	51.97	40.30	5.42	2.558
Plano P ₉	2.54	2.61	0.25	3.25	1.75	3.13	3.64	44.19	4.82	-4.80	9.49	55.60	40.55	5.38	2.784
Plano P ₁₀	2.51	2.40	0.25	3.00	1.83	2.88	3.48	46.26	4.79	-3.15	8.08	59.06	40.89	5.35	3.003
Plano P ₁₁	2.49	2.20	0.25	2.75	1.91	2.63	3.32	48.53	4.79	-2.12	7.19	62.35	41.29	5.32	3.215
Plano P ₁₂	2.46	1.99	0.25	2.50	1.99	2.38	3.16	51.04	4.84	-1.36	6.51	65.47	41.76	5.30	3.420
Plano P ₁₃	2.44	1.78	0.25	2.25	2.07	2.13	3.02	53.83	4.96	-0.72	5.95	68.42	42.29	5.29	3.619
Plano P ₁₄	2.41	1.58	0.25	2.00	2.15	1.88	2.88	56.82	5.17	-0.20	5.47	71.22	42.87	5.29	3.811
Plano P ₁₅	2.38	1.37	0.25	1.75	2.24	1.63	2.75	60.09	5.51	0.28	5.03	73.85	43.50	5.29	3.997
Plano P ₁₆	2.36	1.17	0.25	1.50	2.32	1.38	2.63	63.60	6.04	0.70	4.63	76.33	44.18	5.31	4.177
Plano P ₁₇	2.33	0.97	0.25	1.25	2.40	1.13	2.53	67.40	6.89	1.10	4.24	78.66	44.91	5.34	4.351
Plano P ₁₈	2.25	0.77	0.25	1.00	2.44	0.88	2.38	71.12	8.01	1.38	3.96	80.80	45.65	5.37	4.519
Plano P ₁₉	2.17	0.57	0.25	0.75	2.48	0.63	2.24	75.38	10.13	1.69	3.64	82.75	46.42	5.42	4.682
Plano P ₂₀	2.08	0.37	0.25	0.50	2.52	0.38	2.12	79.96	14.59	2.00	3.32	84.52	47.22	5.48	4.840
Plano P ₂₁	2.00	0.18	0.25	0.25	2.56	0.13	2.01	84.90	28.78	2.30	2.99	86.12	48.03	5.55	4.993

Fuente: Elaboración propia

2) *Falla por deslizamiento*

La tabla 5.23 señala que para la aplicación de la ecuación 2.48, se cuenta con los siguientes datos:

$$H=22.01*\cos (47.78) t = 14.79 t.$$

$$V=22.01*\sen (47.78) t = 16.3 t$$

$$W=13.52 t.$$

$$f_s = 0.7.$$

Al introducir los datos en la ecuación 2.48, se tiene:

$$14.79 < (16.3 + 13.52) * 0.7$$

$$14.79 t < 20.87 t$$

A partir de estos datos, no ocurre un deslizamiento del primer bloque; tampoco sucedería si el coeficiente estático de rozamiento fuera de 0.6.

La línea de empujes según la tabla 5.23 termina en el 4.41 m, por lo que el contrafuerte supuesto sí es suficiente, incluso para contener la línea de empujes corregida por el plano de falla debido al vuelco, ya que esta llega a una distancia de 4.99 m.

Al estar la línea de empujes contenida en el contrafuerte, el factor de seguridad de esta estructura ante fuerzas sísmicas es ligeramente mayor a 1, pues la dimensión no puede contener la línea de empujes.

Ante cargas sísmicas, esta es la configuración que debe tener el contrafuerte.

CAPÍTULO 6. RESUMEN DE RESULTADOS

En la tabla 6.1 se resumen los resultados del análisis de la iglesia Santiago

Apóstol:

Tabla 6.1 Resumen de resultados de la iglesia Santiago Apóstol

Parámetro	Contrafuerte terminado ante fuerzas gravitacionales	Contrafuerte terminado ante fuerzas sísmicas	Primera estimación de contrafuerte	Segunda estimación de contrafuerte	Tercera estimación de contrafuerte
Forma	Rectangular	Rectangular	Trapezoidal	Trapezoidal	Trapezoidal
Dimensión en su corona	2.90 m	2.90 m	2.90 m	2.90 m	3.60 m
Dimensión en la base	2.90 m	2.90 m	6.40 m	8.30 m	5.55 m
Diafragma superior o techo	Flexible	Flexible	Flexible	Flexible	Flexible
Contrafuerte por analizar	C1	C1	C1	C1	C1
Tipo de edificación	N/A	Voladizo	Voladizo	Voladizo	Voladizo
Ductilidad	N/A	1	1	1	1
Zona sísmica	N/A	III	III	III	III
Sitio de cimentación	N/A	S2	S2	S2	S2
Aceleración pico efectiva	N/A	0.34 g	0.34 g	0.34 g	0.34 g
Periodo de la estructura	N/A	0.552 s	0.277 s	0.223 s	0.311 s
Factor espectral dinámico	N/A	2.005	2.067	2.083	2.06
Sobrerresistencia	N/A	1.2	1.2	1.2	1.2
Factor de importancia	N/A	1	1	1	1
Coefficiente sísmico	N/A	0.568	0.586	0.590	0.584
Peso sísmico	N/A	248.15 t	317.21 t	353.73 t	326.57
Cortante basal	N/A	137.94 t	222.44 t	246.20 t	238.99
¿El contrafuerte contiene la línea de empujes?	Sí	No	No	Sí	No
Altura a la que la línea de empujes se sale del contrafuerte	N/A	6.00 m	4.80 m	N/A	4.60 m
¿Se presenta el fallo por vuelco?	No	Sí	Sí	Sí	Sí
¿El contrafuerte contiene la línea corregida por vuelco?	Sí	No	No	Sí	No
¿Existe deslizamiento con coeficiente estático 0.7?	No	No	No	No	No
¿Existe deslizamiento con coeficiente estático 0.6?	No	No	No	Sí	Sí
Factor de seguridad	Mayor a 3	Menor a 1	Menor a 1	Aprox. 1	Menor a 1
¿Es el contrafuerte resistente?	Sí	No	No	Sí	No

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se resumen los resultados del análisis de la iglesia Inmaculada

Concepción de Ujarrás:

Tabla 6.2 Resumen de resultados de la iglesia Inmaculada Concepción de Ujarrás

Parámetro	Contrafuerte terminado ante fuerzas gravitacionales	Contrafuerte terminado ante fuerzas sísmicas	Primera estimación de contrafuerte	Segunda estimación de contrafuerte	Tercera estimación de contrafuerte
Forma	Rectangular	Rectangular	Rectangular-trapezoidal	Trapezoidal	Rectangular-trapezoidal
Dimensión en su corona	1.00 m	1.00 m	1.55 m	2.50 m	3.00 m
Dimensión en la base	2.15 m	2.15 m	3.00 m	5.25 m	4.00 m
Diafragma superior o techo	Flexible	Flexible	Flexible	Flexible	Flexible
Contrafuerte por analizar	C1	C1	C1	C1	C1
Tipo de edificación	N/A	Voladizo	Voladizo	Voladizo	Voladizo
Ductilidad	N/A	1	1	1	1
Zona sísmica	N/A	III	III	III	III
Sitio de cimentación	N/A	S2	S2	S2	S2
Aceleración pico efectiva	N/A	0.33 g	0.33 g	0.33 g	0.33 g
Periodo de la estructura	N/A	0.194 s	0.133 s	0.099 s	0.106 s
Factor espectral dinámico	N/A	2.093	2.124	1.847	1.926
Sobrerresistencia	N/A	1.2	1.2	1.2	1.2
Factor de importancia	N/A	1	1	1	1
Coefficiente sísmico	N/A	0.576	0.584	0.508	0.530
Peso sísmico	N/A	44.644 t	58.52	98.42	71.83
Cortante basal	N/A	28.90 t	42.64	60.19	56.64
¿El contrafuerte contiene la línea de empujes?	Sí	No	No	Sí	No
Altura a la que la línea de empujes se sale del contrafuerte	N/A	4.60 m	4.15 m	N/A	1.75 m
¿Se presenta el fallo por vuelco?	No	Sí	Sí	Sí	Sí
¿El contrafuerte contiene la línea corregida por vuelco?	Sí	No	No	Sí	No
¿Existe deslizamiento con coeficiente estático 0.7?	No	No	No	No	No
¿Existe deslizamiento con coeficiente estático 0.6?	No	No	No	No	No
Factor de seguridad	Entre 2.5 y 3	Menor a 1	Menor a 1	Literalmente mayor a 1	Menor a 1
¿Es el contrafuerte resistente?	Sí	No	No	Sí	No

Si se compara la tabla 6.1 y 6.2, se pueden notar varias situaciones:

- En ninguna de las estructuras se presenta alguno de los mecanismos de colapso ante cargas gravitacionales.

- Las dimensiones usadas en el templo Santiago Apóstol de Cartago poseen un factor de seguridad mayor a 3 ante cargas gravitacionales.
- Las dimensiones usadas en el templo Santiago Apóstol de Cartago poseen un factor de seguridad mayor a 2 ante cargas gravitacionales.
- El cortante basal de la iglesia de Cartago (137.94 t) es mayor -477 %- en comparación con la iglesia de Ujarrás (28.90 t), esto se debe a que el peso sísmico del contrafuerte de Cartago (248.15 t) es mayor en un 555 % que el contrafuerte usado en Ujarrás (44.644 t). Por lo tanto, se puede concluir que existe una relación directamente proporcional entre el peso sísmico de la estructura y su respectivo cortante basal o fuerza sísmica.
- El contrafuerte ideal para ambas estructuras fue la segunda estimación, que de acuerdo a la sección 5.9.2 posee su cara interior de forma vertical, una dimensión en la base cuya relación es 1:1 con su altura (esta altura es medida desde la base hasta el punto de aplicación del peso sísmico) y una corona o base menor cuya dimensión es $\frac{5}{2}$ el espesor de la pared.
- Se observa que una manera óptima para que el contrafuerte sea sísmicamente resistente es la trapezoidal por la forma antifunicular de la línea de empujes. Esta situación armoniza con la hipótesis 3: “Los contrafuertes de mampostería sin refuerzo utilizados en zonas sísmicas deben poseer una forma trapezoidal para lograr resistir fuerzas sísmicas”.
- En ninguno de los tres contrafuertes propuestos para las ruinas de Cartago ni en los tres para las ruinas de Ujarrás se evitó la aparición de grietas por tracción. Así, ante sollicitaciones sísmicas, la zona a tracción definida por la falla al vuelco es el comportamiento sísmico que rige.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

1. En el templo Santiago Apóstol de Cartago y la iglesia de Ujarrás no se utilizaron las reglas proporcionales conocidas en Europa en los siglos XVI, XVII y XVIII. Sin embargo, los elementos de ambos templos sí reflejan un uso de otras reglas de proporción, de origen desconocido.
2. En ninguna de las estructuras se presenta alguno de los mecanismos de colapso ante cargas gravitacionales.
3. Las dimensiones usadas en el templo Santiago Apóstol de Cartago poseen un factor de seguridad mayor a 3 ante cargas gravitacionales.
4. Las dimensiones utilizadas en la iglesia de Ujarrás presentan un factor de seguridad mayor a 2 ante cargas gravitacionales.
5. Los contrafuertes empleados en el templo Santiago Apóstol de Cartago reflejan que la estructura no es capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas de diseño de Costa Rica, debido a que la estructura posee un factor de seguridad menor a 1.
6. Los contrafuertes usados en las ruinas de Ujarrás indican que la estructura no es capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas de diseño de Costa Rica pues la estructura tiene un factor de seguridad menor a 1.
7. Una forma óptima para que el contrafuerte sea sísmicamente resistente es la trapezoidal.
8. El contrafuerte sísmicamente resistente tiene una forma trapezoidal, con su cara interior de forma vertical, una dimensión en la base cuya relación es 1:1 con su altura (esta altura siendo medida desde la base hasta el punto de aplicación del peso sísmico) y una corona o base menor cuya dimensión es $\frac{5}{2}$ el espesor de la pared, con anchos variables desde $\frac{7}{4}$ a $\frac{5}{3}$ el espesor de la pared y con separaciones desde 10 a 6 veces el espesor de la pared.
9. El comportamiento teórico descrito por la metodología de análisis límite para ambas estructuras señala una gran coincidencia con el comportamiento real observado en ambas estructuras.
10. Ante sollicitaciones sísmicas, la zona a tracción definida por la falla al vuelco es el comportamiento sísmico que rige.

7.2 Recomendaciones

La mampostería sin refuerzo posee un gran campo de estudio que este trabajo no logra cubrir. Otras líneas de investigación podrían orientarse a:

1. Impacto de la metodología del análisis límite en el estudio de las fundaciones.

La metodología de análisis límite describe la magnitud, la dirección y la posición de las fuerzas sísmicas en la base de los contrafuertes. Esta fuerza se encuentra aplicada excéntricamente en la base del contrafuerte, por lo que se necesita profundizar en el estudio de los momentos generados por esta excentricidad. También, el gran peso de estas estructuras puede originar asentamientos diferenciales importantes, que requieren un mayor estudio.

2. Técnicas de intervención que contemplen eliminar los mecanismos de colapso descritos.

Como se mencionó en la importancia de este estudio, una adecuación sísmica requiere tres pasos: conocer la estructura, reflexionar sobre su comportamiento y luego rehabilitar. La descripción del comportamiento de la mampostería sin refuerzo mediante la aplicación de la metodología de análisis límite ante fuerzas sísmicas debe complementarse con investigaciones de técnicas de intervención cada vez menos invasivas y más acordes con la conservación de la tecnología constructiva propia de la época.

3. Técnicas de dimensionamiento de estructuras patrimoniales en Costa Rica.

Se puede replicar la tesis de doctorado del Arq. Santiago Huerta, aplicándola a las proporciones y dimensiones usadas en el país. Esto se puede llevar a cabo mediante la investigación de fuentes históricas nacionales o el estudio de las obras patrimoniales propias del país.

4. Aplicación de la metodología en otras estructuras patrimoniales.

Costa Rica posee muchas obras patrimoniales que utilizan la mampostería sin refuerzo, se puede replicar este trabajo aplicándolo a cualquiera de estas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Libros, códigos y otros

- Allen, C., Dmrytro, D., Derakshan, H., Masia, M., Griffith, M. e Ingham, J. (2013). What ductility value should be used when assessing unreinforced masonry buildings. *Proceedings of the 2013 NZSEE Conference*. Wellington.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1998). *Normas colombianas de diseño y construcción. sismorresistente [NSR]*. Colombia: Gobierno de Colombia.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2003). *Código Sísmico de Costa Rica 2002*, (3° ed.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2014). *Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2013). *Comentario al Código Sísmico de Costa Rica 2010*, (4° ed.). Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*, (4° ed.). México: Editorial Pearson.
- Díaz, C. (2008). *Método RehabiMed Arquitectura Tradicional Mediterránea. Rehabilitación El edificio*. Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona para el consorcio RehabiMed Bon Pastor, 5 – 08021 Barcelona, España.
- Díaz, J. (1979). *Ruinas de Ujarrás*. San José, Costa Rica. Centro de Investigación y conservación del Patrimonio Cultural, Ministerio de Cultura y Juventud.
- Fallas, C. y Gómez, S. (2002). *Señales en el cielo... el terremoto del 1910 y la transformación de la arquitectura de la Ciudad de Cartago*. San José, Costa Rica: Centro de Investigación y conservación del Patrimonio Cultural, Ministerio de Cultura y Juventud.
- Fernández, J., Conde, R., Cermeño, L., Antuña, J. y Majano M. (2014). *Estructuras I: Ejercicios sobre funiculares*. Monografía (documentación). Madrid, España.
- Fierro, E. y García, E. (2005). *Seminario de Ingeniería Sísmica, notas de clase*. Santiago, República Dominicana: Pontificia Universidad Católica Madre y Maestra.
- Hernández, A. y Ros, R. (2002). *Funiculares*. Madrid, España: Instituto Juan de Herrera. ETS de Arquitectura.

- Heyman, J. (1995). Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica. En: S. Huerta. *Colección de ensayos*. Madrid, España: Instituto Juan de Herrera.
- Heyman, J. (1999). El esqueleto de piedra: mecánica de la arquitectura de fábrica. En: S. Huerta. Madrid, España: Instituto Juan de Herrera.
- Hibbeler, R. (2010). *Ingeniería mecánica estática*. México: Prentice Hall.
- Huerta, S. (2004). *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid, España: Instituto Juan de Herrera.
- Magdalena, F. y García H. (2014). *Análisis límite de estructuras de fábrica como problema de contacto unilateral: un enfoque probabilista, Volumen 66. Informes de la Construcción*. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. España.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431. (2005). *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.3274 del 20/3/2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica; Norme Tecniche Per Il Progetto, La Valutazione E L'adeguamento Sismico Degli Edifici*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.
- Saavedra, R. (2001). *Ingeniería antisísmica*. Cochabamba, Bolivia: Universidad Mayor de Simón.
- Sanou, O. (2001). *Arquitectura e historia en Costa Rica*. Costa Rica: Editorial Universidad de Costa Rica.
- Timoshenko, S. y Young, D. (1981). *Teoría de las estructuras*. Buenos Aires, Argentina: ACME Agency, Soc.

Artículos de revistas y periodicos

- Chang, K. y Lin Y. (2003). Study on Damping Reduction Factor for Buildings under Earthquake Ground Motions. *Journal of Structural Engineering*, 129 (2), 206-214.
- Huerta, S. (2003). Análisis a rotura de estribos de fábrica. *Revista de Obras Públicas*, (3439), 27-42.
- Huerta, S. (2005). Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio. *Revista Informes de la construcción*, 56 (496), 73-89.

- Miranda, E., Kuo-Chun, C. e Yu-Yuan, L. (2005). Evaluation of damping reduction factors for estimating elastic response of structures with high damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34 (11), 1427–1443.
- Vega, V. (12 de Julio del 2014). El templo inconcluso de la Parroquia de Santiago Apóstol. *La Nación*, p. 26.

Investigaciones

- Bassegoda, J. (1989). *La construcción de las bóvedas góticas catalanas*. Barcelona, España.
- Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural. (2012). *Señales en el Cielo...El Terremoto de 1910 y la Transformación de la Arquitectura de la Ciudad de Cartago*. San José, Costa Rica: Imprenta Nacional.
- Chidiac, S. (2002). *Seismic guidelines for stone-masonry components and structures*. Rotterdam (Netherlands). Ontario, Canada.
- M. Cruz & Asociados Ltda. (2002). *Memoria de cálculo del reforzamiento estructural de la iglesia Santiago Apóstol en Cartago*. San José, Costa Rica: Autor.
- M. Cruz & Asociados Ltda. (2006). *Informe del análisis estructural y propuesta de reforzamiento y restauración de las ruinas de Ujarrás, Paraíso, Cartago*. San José, Costa Rica: Autor.

Trabajos finales de grado o postgrado

- Benavides, M (1999). *De Ujarrás a Paraíso: Análisis del traslado de una población (1821-1850)*. (Trabajo de grado para optar por el título de licenciatura en Historia). Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Huerta, S. (1990). *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España, ca. 1500- ca. 1800*. (Trabajo para optar por el grado de doctorado). Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Méndez, M. (2014). *Consideraciones básicas para la intervención estructural de edificaciones históricas*. (Trabajo de grado para optar por el título de licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Quirós, C. (2012). *Estimación de la aceleración efectiva y caracterización del potencial daño del terremoto de Cartago del 4 de mayo de 1910*. (Trabajo de grado para optar por el

título de maestría académica en Ingeniería Civil). Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

Zúñiga, C. (2013). *Revisión de los mecanismos de colapso del antiguo Templo Católico Iglesia Santiago Apóstol, Puriscal*. (Trabajo de grado para optar por el título de licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad Latina de Costa Rica. Heredia, Costa Rica.

Medios electrónicos

Asociación RehabiMed. (2008). *Herramienta 8 Las técnicas de rehabilitación: reforzar las estructuras*. Disponible en: <http://www.rehabimed.net>

Asociación RehabiMed, (2008). *Guía RehabiMed para la rehabilitación de edificios tradicionales*. Disponible en: <http://www.rehabimed.net>

Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural Costarricense (CICPC). (1982). *Expediente histórico, ruinas templo católico Santiago Apóstol*. Disponible en <http://www.patrimonio.go.cr>.

Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural Costarricense (CICPC). (1985). *Expediente histórico, TC NS Purísima Concepción del Rescate de Ujarrás N1*. Disponible en <http://www.patrimonio.go.cr>.

Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural Costarricense (CICPC). (1996). *Expediente histórico N 1, templo católico San José y convento*. Disponible en <http://www.patrimonio.go.cr>.

Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural Costarricense (CICPC). (2005). *Plano 764, 2005 marzo techos I etapa*. Disponible en <http://www.patrimonio.go.cr>.

Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural. (2012). *Expediente histórico de ruinas templo católico Santiago Apóstol*. Disponible en: <http://www.patrimonio.go.cr>

ICOMOS. (2015). *Cuadernos del Consejo de Monumentos Nacionales Serie 111*. Chile: Alvimpress Impresores. Disponible en: <http://www.monumentos.cl>

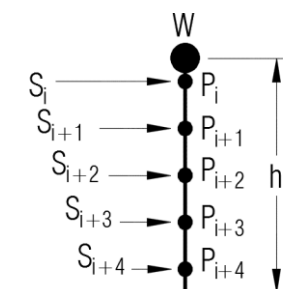
Martínez, M. (2016). *¿Cómo los pináculos y las gárgolas salvaron la arquitectura gótica?* Disponible en: <http://blog.ferrovial.com/es/>

Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL). (2015). *Apuntes de clases: Arquitectura y cultura románico*. Disponible en: <http://arquitectura.uanl.mx>

APÉNDICE A: CÁLCULO DEL PERIODO Y CORTANTE BASAL DEL TEMPLO SANTIAGO APÓSTOL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO DEL CSCR-2010

Tabla A.1 Primera iteración

Sistema estructural				Voladizo					
Aceleración pico efectiva "aef", Tabla 2.3				0.34					
Factor de importancia				1					
Sobrerresistencia				1.2					
Ductilidad global asignada, CSCR-2010 tabla 4.3				1					
Estimación del periodo del primer nivel de vibración, Sección 7.4.5				T= 0.05 N					
				T = 0.05 s					
Factor espectral dinámico				FED = 1.219					
Coeficiente sísmico				0.345					
Nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi*hi (Ton-m)	Fix (Ton)	δe	$(\delta e)^2$	W*(δe)^2	Fi* δe	
1	2.87	0.4	1.15	0.06	2.77E-04	7.67E-08	2.20E-07	0.00002	
2	5.35	0.8	4.28	0.22	7.70E-04	5.93E-07	3.17E-06	0.00017	
3	5.35	1.2	6.43	0.34	1.47E-03	2.15E-06	1.15E-05	0.00049	
4	5.35	1.6	8.57	0.45	2.35E-03	5.54E-06	2.96E-05	0.00105	
5	5.35	2	10.71	0.56	3.42E-03	1.17E-05	6.26E-05	0.00191	
6	5.35	2.4	12.85	0.67	4.65E-03	2.16E-05	1.16E-04	0.00312	
7	5.35	2.8	14.99	0.78	6.04E-03	3.64E-05	1.95E-04	0.00472	
8	5.35	3.2	17.13	0.89	7.57E-03	5.72E-05	3.07E-04	0.00676	
9	5.35	3.6	19.28	1.01	9.23E-03	8.51E-05	4.56E-04	0.00927	
10	5.35	4	21.42	1.12	1.10E-02	1.21E-04	6.48E-04	0.01229	
11	5.35	4.4	23.56	1.23	1.29E-02	1.66E-04	8.90E-04	0.01584	
12	5.35	4.8	25.70	1.34	1.49E-02	2.21E-04	1.18E-03	0.01993	
13	5.35	5.2	27.84	1.45	1.69E-02	2.87E-04	1.54E-03	0.02459	
14	5.35	5.6	29.99	1.56	1.91E-02	3.64E-04	1.95E-03	0.02983	
15	5.35	6	32.13	1.68	2.13E-02	4.53E-04	2.42E-03	0.03565	
16	5.35	6.4	34.27	1.79	2.35E-02	5.54E-04	2.97E-03	0.04206	
17	5.35	6.8	36.41	1.90	2.58E-02	6.67E-04	3.57E-03	0.04904	
18	5.35	7.2	38.55	2.01	2.82E-02	7.93E-04	4.24E-03	0.05661	
19	5.35	7.6	40.69	2.12	3.05E-02	9.30E-04	4.98E-03	0.06474	
20	5.35	8	42.84	2.23	3.29E-02	1.08E-03	5.78E-03	0.07341	
21	145.52	8.3	1207.84	62.99	3.46E-02	1.20E-03	1.75E-01	2.18159	
Sumatoria	250.13		1656.64				2.06E-01	2.63309	



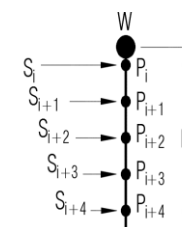
Cortante Basal

V	86.39 t
Periodo Corregido	0.561 s

Fuente: Elaboración propia

Tabla A.2 Segunda iteración del periodo

Sistema estructural	Voladizo
Aceleración pico efectiva "aef", Tabla 2.3	0.34
Factor de importancia	1
Sobrerresistencia	1.2
Ductilidad global asignada, CSCR-2010 tabla 4.3	1
Periodo corregido recálculo según CSCR-2010, 7.4.6	T = 0.561 s
Factor espectral dinámico	2.029
Coeficiente sísmico	0.575



Nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi*hi (Ton-m)	Fix (Ton)	$\delta\varepsilon$	$(\delta e)^2$	$W*(\delta e)^2$	$Fi*\delta e$
1	2.87	0.4	1.15	0.10	4.24E-04	1.80E-07	5.17E-07	0.0000
2	5.35	0.8	4.28	0.37	1.18E-03	1.39E-06	7.44E-06	0.0004
3	5.35	1.2	6.43	0.56	2.25E-03	5.04E-06	2.70E-05	0.0013
4	5.35	1.6	8.57	0.74	3.60E-03	1.30E-05	6.95E-05	0.0027
5	5.35	2	10.71	0.93	5.24E-03	2.74E-05	1.47E-04	0.0049
6	5.35	2.4	12.85	1.12	7.12E-03	5.07E-05	2.72E-04	0.0079
7	5.35	2.8	14.99	1.30	9.25E-03	8.55E-05	4.58E-04	0.0120
8	5.35	3.2	17.13	1.49	1.16E-02	1.34E-04	7.19E-04	0.0172
9	5.35	3.6	19.28	1.67	1.41E-02	2.00E-04	1.07E-03	0.0236
10	5.35	4	21.42	1.86	1.69E-02	2.84E-04	1.52E-03	0.0313
11	5.35	4.4	23.56	2.04	1.97E-02	3.90E-04	2.09E-03	0.0404
12	5.35	4.8	25.70	2.23	2.28E-02	5.19E-04	2.78E-03	0.0508
13	5.35	5.2	27.84	2.42	2.59E-02	6.73E-04	3.60E-03	0.0627
14	5.35	5.6	29.99	2.60	2.92E-02	8.54E-04	4.57E-03	0.0761
15	5.35	6	32.13	2.79	3.26E-02	1.06E-03	5.69E-03	0.0909
16	5.35	6.4	34.27	2.97	3.61E-02	1.30E-03	6.96E-03	0.1072
17	5.35	6.8	36.41	3.16	4.10E-02	1.68E-03	9.00E-03	0.1296
18	5.35	7.2	38.55	3.35	4.50E-02	2.03E-03	1.08E-02	0.1506
19	5.35	7.6	40.69	3.53	4.80E-02	2.30E-03	1.23E-02	0.1695
20	5.35	8	42.84	3.72	5.00E-02	2.50E-03	1.34E-02	0.1859
21	145.52	8.3	1207.84	104.84	6.00E-02	3.60E-03	5.24E-01	6.2903
Sumatoria	250.13		1656.64				5.99E-01	7.4555

Cortante basal

V	143.79 t
---	----------

Periodo corregido

T	0.569 s
---	---------

Fuente: Elaboración propia

